

DIRECTORIO DE EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA 1984.

1. ING. OSCAR DE BUEN LOPEZ DE HERDIA (COORDINADOR)
Director General
Colinas de Buen, S.A.
V. M. Alemán No. 190
03010 México, D.F.
519 72 40

2. ING. RICARDO ZAMORA LAURENT
Director de Administración
Amsterdam 214-401
México, D.F.
584 56 64

3. M. EN C. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON
PROFESOR
DEPFI
UNAM
548 09 50

4. M. EN C. JOSE LUIS CAMBA
PROFESOR DE LA FACULTAD DE INGENIERIA
INGENIERO CONSULTOR
OMETUZCO NO. 35-602
COL. CONDESA
MEXICO, D.F.
553 68 80 y 49 11

5. ING. JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ
GERENTE
COLINAS DE BUEN, S A.
V. M. ALEMAN NO. 190
COL. VERTIZ NARVARTE
MEXICO, D.F.
538 05 44

6. ING. GUILLERMO SPRINGALL CARAM
Director GENERAL
GEOTEC, S.A.
LONDRES NO. 44
COYOACAN,
MEXICO, D.F.
688 29 99

7. ING. PABLO ENRIQUEZ Y MEZA
INGENIERO CALCULISTA
COLINAS DE BUEN, S.A.
V. M. ALEMAN NO. 190
NARVARTE
03020 MEXICO, D.F.
538 05 40

210
211
212
213
214
215
216
217
218
219
220

221
222
223
224
225
226
227
228
229
230

231
232
233
234
235
236
237
238
239
240

8.

ING. ENRIQUE ANHALT

Director General

ICI, S.A.

QUINTANA ROO 141-2

MEXICO 06760, D.F.

564 52 45

9.

ING. IGNACIO RUIZ BARRA

GERENTE GENERAL

ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES, S.A.

MINERIA 145 EDIFICIO 5-3°

COL. ESCANDON

11800 MEXICO, D.F.

516 37 83

ING. JOSE ANTONIO FERNANDEZ PAZ

DIRECTOR GENERAL

FERVI, S.A. DE C.V.

SANTA TERESA NO. 64

COL. TEPALCATES

09210 MEXICO, D.F.

538 81 75 Y 538 8305.

222 01 14
COUNCIL OF THE
MEXICO
YUCATAN
MEXICO
MEXICO

222 02 00
MEXICO
MEXICO
MEXICO
MEXICO
MEXICO

222 03 00
MEXICO
MEXICO
MEXICO
MEXICO
MEXICO
MEXICO

222 04 00
MEXICO
MEXICO
MEXICO
MEXICO
MEXICO
MEXICO

222 05 00
MEXICO
MEXICO
MEXICO
MEXICO
MEXICO

222 06 00
MEXICO
MEXICO
MEXICO
MEXICO
MEXICO

222 07 00
MEXICO
MEXICO
MEXICO
MEXICO
MEXICO
MEXICO

DIRECTORIO DE EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA 1984.

1. ING. OSCAR DE BUEN LOPEZ DE HERDIA (COORDINADOR)
Director General
Colinas de Buen, S.A.
V. M. Alemán No. 190
03010 México, D.F.
519 72 40

2. ING. RICARDO ZAMORA LAURENT
Director de Administración
Amsterdam 214-401
México, D.F.
584 56 64

3. M. EN C. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON
PROFESOR
DEPFI
UNAM
548 09 50

4. M. EN C. JOSE LUIS CAMBA
PROFESOR DE LA FACULTAD DE INGENIERIA
INGENIERO CONSULTOR
OMETUZCO NO. 35-602
COL. CONDESA
MEXICO, D.F.
553 68 80 y 49 11

5. ING. JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ
GERENTE
COLINAS DE BUEN, S A.
V. M. ALEMAN NO. 190
COL. VERTIZ NARVARTE
MEXICO, D.F.
538 05 44

6. ING. GUILLERMO SPRINGALL CARAM
Director GENERAL
GEOTEC, S.A.
LONDRES NO. 44
COYOACAN
MEXICO, D.F.
688 29 99

7. ING. PABLO ENRIQUEZ Y MEZA
INGENIERO CALCULISTA
COLINAS DE BUEN, S.A.
V. M. ALEMAN NO. 190
NARVARTE
03020 MEXICO, D.F.
538 05 40

REG 31
Q3310
Q33
Q3310
Q3310
Q3310
Q3310
Q3310

REG 31
Q3310
Q3310
Q3310
Q3310
Q3310
Q3310
Q3310

REG 31
Q3310
Q3310
Q3310
Q3310
Q3310
Q3310
Q3310

8.

ING. ENRIQUE ANHALT
Director General
ICI, S.A.
QUINTANQ ROO 141-2
MEXICO 06760, D.F.
564 52 45

9.

ING. IGNACIO RUIZ BARRA
GERENTE GENERAL
ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES, S.A.
MINERIA 145 EDIFICIO 5-3°
COL. ESCANDON
11800 MEXICO, D.F.
516 37 83

ING. JOSE ANTONIO FERNANDEZ PAZ
DIRECTOR GENERAL
FERVI, S.A. DE C.V.
SANTA TERESA NO. 64
COL. TEPALCATES
09210 MEXICO, D.F.
538 81 75 Y 538 8305.

1. THE FIRST PART OF THE

2. SECOND PART OF THE

3. THIRD PART OF THE

4. FOURTH PART OF THE

5. FIFTH PART OF THE

6. SIXTH PART OF THE

7. SEVENTH PART OF THE

8. EIGHTH PART OF THE

9. NINTH PART OF THE

10. TENTH PART OF THE

11. ELEVENTH PART OF THE

12. TWELFTH PART OF THE

13. THIRTEENTH PART OF THE

14. FOURTEENTH PART OF THE

15. FIFTEENTH PART OF THE

16. SIXTEENTH PART OF THE

17. SEVENTEENTH PART OF THE

18. EIGHTEENTH PART OF THE

19. NINETEENTH PART OF THE

20. TWENTIETH PART OF THE

21. TWENTY-FIRST PART OF THE

22. TWENTY-SECOND PART OF THE

23. TWENTY-THIRD PART OF THE

24. TWENTY-FOURTH PART OF THE

EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA: ASPECTOS GENERALES SOBRE PROYECTO,
DISEÑO Y CONSTRUCCION OCTUBRE 1984.

Fecha	Tema	Horario	Profesor
Octubre 1°	INTRODUCCION	9 a 10 a.m.	Ing. Oscar de Buen López de Heredia
	PLANEACION Y CONCEPTOS GENERALES	10 a 13 h	ING. RICARDO ZAMORA LAURENT
	SISTEMAS ESTRUCTURALES Y ESTRUCTURACION	15 a 19 h	M. EN I. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON
Octubre 2	SOLICITACIONES	9 a 11 a.m.	M. EN I. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON
	DISEÑO EN CONCRETO PRESFORZADO	11 a 13 h	M. EN I. JOSE LUIS CAMBA
	CIMENTACIONES	15 a 19 h	ING. GUILLERMO SPRINGALL CARAM
Octubre 3	DISEÑO EN CONCRETO ORDINARIO	9 a 13 h	ING. JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ
	ANALISIS	15 a 19 h	ING. PABLO ENRIQUEZ Y MEZA
Octubre 4	DISEÑO EN ACERO	9 a 13 h	ING. OSCAR DE BUEN LOPEZ DE HEREDIA
	INSTALACIONES Y SERVICIOS	15 a 19 h	ING. ENRIQUE ANHALT
Octubre 5	CONSTRUCCION EN CONCRETO	9 a 11:30 am.	ING. IGNACIO RUIZ BARRA
	CONSTRUCCION EN ACERO	11:30 a 14 h	ING. JOSE ANTONIO FERNANDEZ PAZ
	MESA REDONDA Y CLAUSURA	16 a 19 h	

edos.





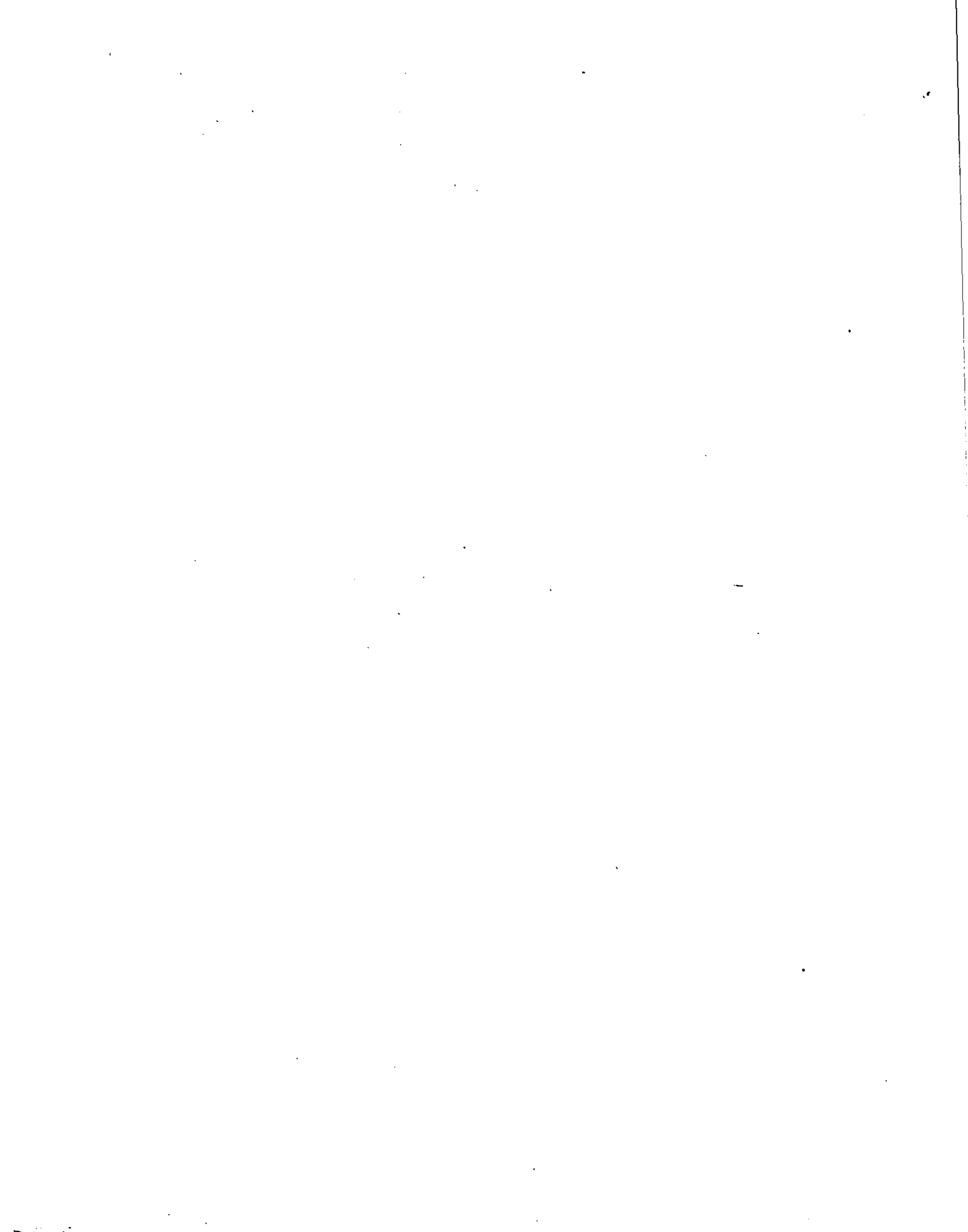
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

EDIFICIOS DE CONCRETO
PREESFORZADO

ING. JOSE LUIS GAMBOA C.

OCTUBRE 1984



EDIFICIOS DE CONCRETO PRESFORZADO

José Luis Camba Castañeda

1.- Conceptos introductorios

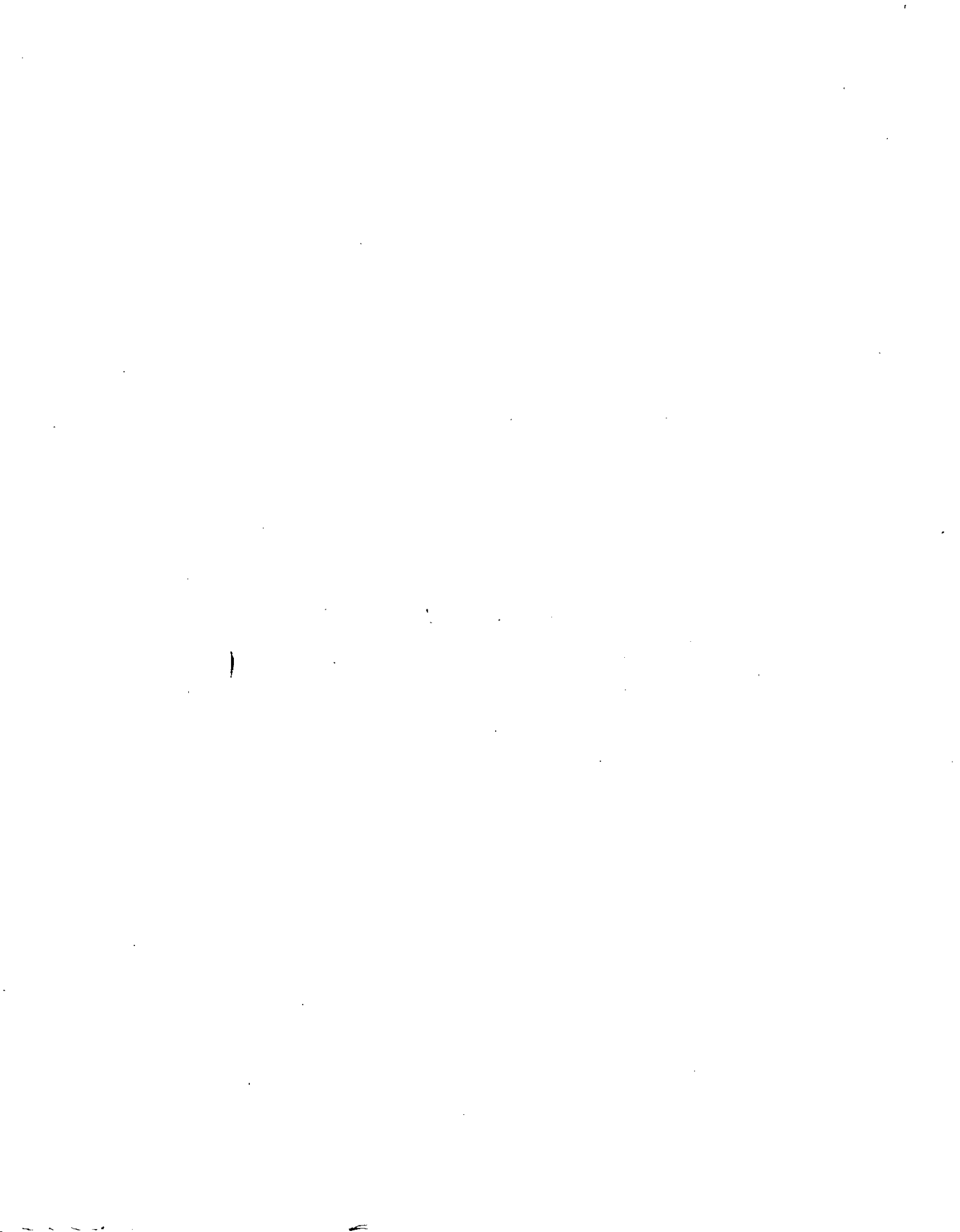
2.- Comportamiento de trabes presforzadas en flexión

3.- Diseño de edificios presforzados

3.1.- El proceso de diseño y tipo de edificios

3.2.- Edificios a base de elementos pretensados

3.3.- Edificios postensados



1.- INTRODUCCION.

La aplicación del presfuerzo en estructuras de concreto ha tenido un incremento importante en los últimos años, debido a las ventajas que tiene sobre el concreto reforzado porque sus escuadrias son menores así como un control mejor sobre el agrietamiento y las deformaciones, bajo el efecto de cargas gravitacionales, lo cual permite salvar claros bastante mayores que las estructuras de concreto reforzado.

Estas ventajas del concreto presforzado se deben al hecho de que es el único material de todos los empleados en construcción, que trabaja en forma activa, es decir que está provocando efectos de sentido contrario a los efectos debidos a cargas gravitacionales.

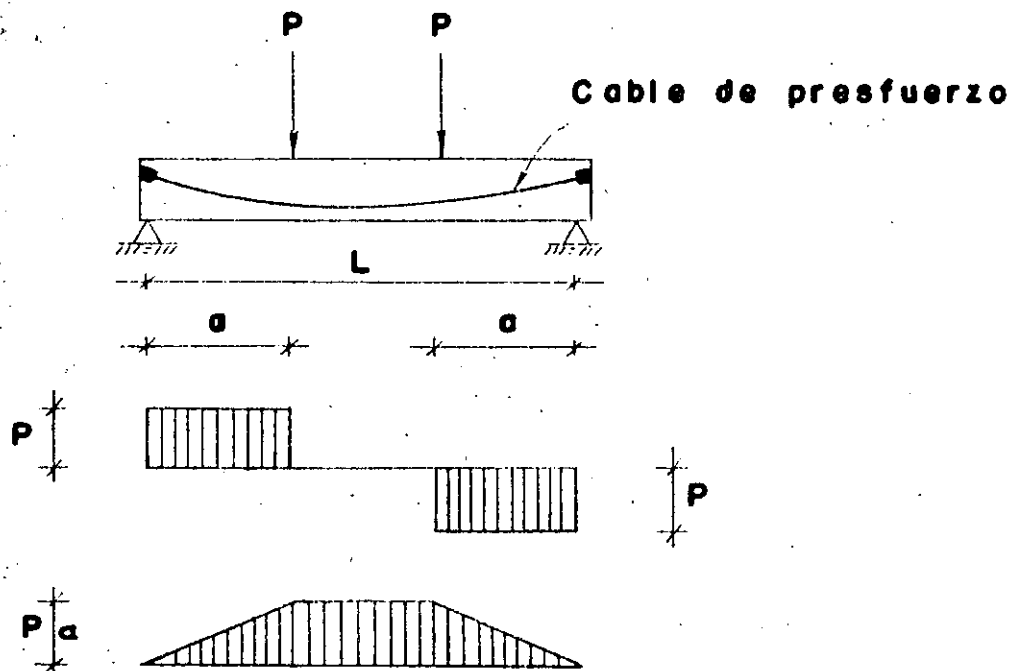
El presfuerzo consiste básicamente en aplicar artificialmente una fuerza de compresión al concreto, por lo cual para su análisis, se le puede considerar como una carga exterior mas aplicada a la estructura.

En las presentes notas, se muestra un ejemplo típico de comportamiento de un elemento presforzado bajo flexión y posteriormente, los aspectos principales en el diseño de edificios a base de elementos presforzados.

2.- COMPORTAMIENTO DE TRABES DE CONCRETO PRESFORZADO EN FLEXION

2.1.- Introducción

La característica acción-respuesta en traves presforzadas se presenta, como en la mayor parte de los ensayos en flexión, mediante la gráfica carga-deflexión, de traves libremente apoyadas con dos cargas concentradas iguales y colocadas simétricamente, esto último con objeto de que en la zona central sea nula la fuerza cortante (fig. 1).



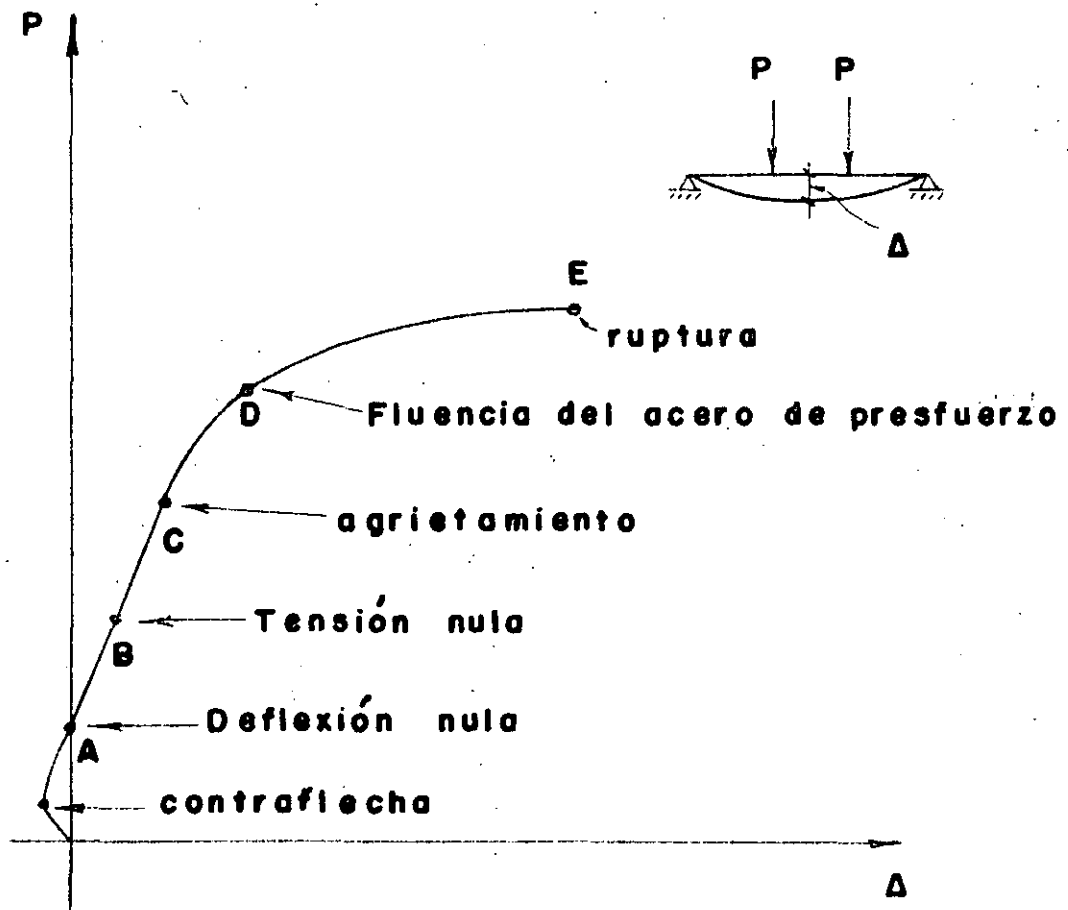
ANALISIS DE FLEXION

— FIG. 1 —

En las presentes notas se estudiará la gráfica típica carga-deflexión para traveses presforzadas y posteriormente la influencia de ciertas variables en el comportamiento de las mismas.

2.2.- Diagrama carga-deflexión.

Una trabe presforzada con presfuerzo excéntrico y con un porcentaje de acero de presfuerzo usual en la práctica, tiene una curva carga deflexión como lo muestra la fig. 2.



CURVA CARGA — DEFLEXION

Al empezar a cargar la pieza, su comportamiento es básicamente lineal, habiendo proporcionalidad entre cargas y deflexiones. La gráfica indica un valor negativo para las flechas debido a que bajo el efecto del presfuerzo, el peso propio no es suficiente para contrarrestar el valor de la flecha debido al de presfuerzo, resultando una contraflecha en la misma.

El punto A de la gráfica representa el punto de deflexión nula, que indica una distribución uniforme de esfuerzos en la sección.

Al seguir incrementando la carga, se llega al punto B, que significa el punto de tensión nula en la parte inferior.

El punto C, representa la aparición de la primera grieta, el cual indica que el concreto alcanzó el valor de su resistencia al agrietamiento.

Cuando empiezan a aparecer las grietas, las deflexiones aumentarán mas rápidamente que antes del agrietamiento y por consiguiente ya no habrá una proporcionalidad entre cargas y deformaciones, al seguir incrementando la carga mas allá del punto C.

El punto D, representa al valor de la carga que provoca la fluencia del acero de presfuerzo.

Finalmente, el punto E, representa la carga de ruptura que provoca la falla al alcanzar su resistencia.

Conociendo la curva carga-deflexión, se puede dimensionar una trabe de concreto presforzado.

Es importante señalar que la aplicación de cargas en trabes de concreto presforzado se hace generalmente en dos o tres etapas de carga. Para una estructura colada in situ habrá la

primera etapa el aplicarse el presfuerzo interviniendo también la carga permanente y la segunda etapa con las cargas de servicio. En el caso de elementos prefabricados, habrá una etapa adicional, anterior a las dos mencionadas que será solamente su peso propio y el presfuerzo, durante el transporte.

En general, la etapa crítica de carga en elementos presforzados es la que ocurre al tensar, ya que se tiene el valor de la fuerza máxima de presfuerzo por un lado y el concreto es relativamente joven, la cual significa un "test" para el elemento en cuestión.

2.3.- Variables que intervienen en el comportamiento de trabes presforzadas.

a) Si se incrementa el acero de presfuerzo en una trabe, aumentará también el valor del momento resistente, pero se perderá ductilidad.

b) Las trabes con presfuerzo adherido, caso del pretensado y también del postensado cuando se inyectan los cables, de acuerdo con los ensayos del laboratorio y la experiencia en la práctica, son mas dúctiles que sus equivalentes no adheridas.

c) El refuerzo no presforzado en tensión incrementa la capacidad resistente de momento, pero la trabe se hace menos dúctil. La presencia de dicho refuerzo la hace mas estable en la ruptura.

d) El refuerzo no presforzado en compresión no incrementa la capacidad de momento de una sección subreforzada pero la trabe se hace mas dúctil.

e) El comportamiento de una trabe depende de los diagramas esfuerzos-deformación de los materiales.

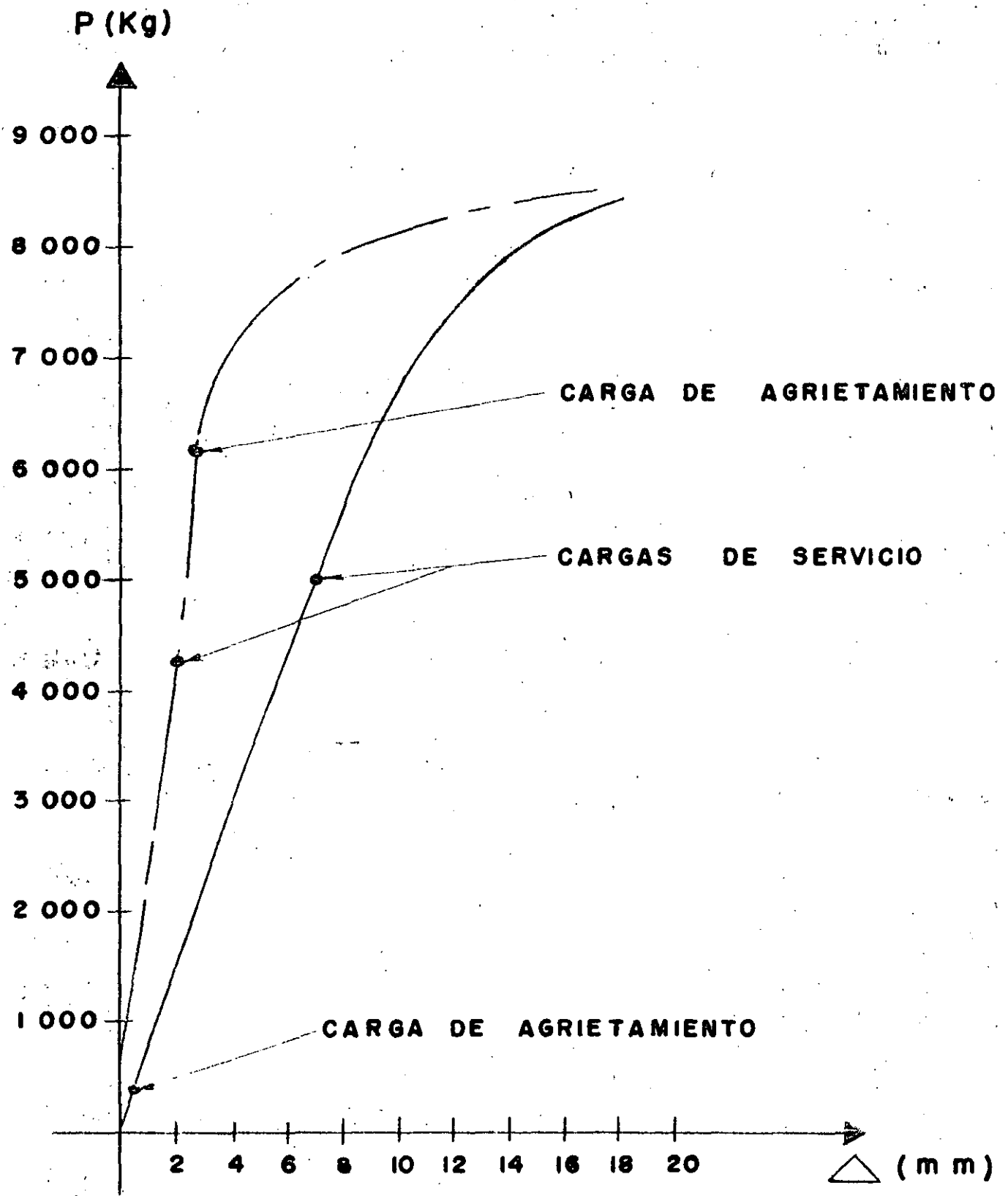
La idealización del diagrama esfuerzo-deformación del concreto en compresión, tiene poca influencia en el comportamiento de la trabe; en cambio el diagrama $f_s - \epsilon_s$ para el acero de presfuerzo influye en el valor del momento resistente de la trabe y en la ductilidad de la misma.

En la figura 3 se muestra la gráfica acción-respuesta de un ensaye típico de flexión de dos trabes de concreto con sección rectangular de 15 x 30 cm y de 3 m de claro. Una es presforzada y la otra reforzada, proporcionando el acero de presfuerzo y de refuerzo respectivamente en tal forma que la carga teórica de falla en ambas trabes fuera la misma

En las figuras 4 y 5 se muestran las condiciones en la falla, de vigas presforzadas y en la fig. 6 el caso de una columna presforzada, aun cuando este último se presenta en la práctica muy pocas veces.

2.4.- Reglamentación

Los nuevos reglamentos para estructuras de concreto presforzado tienen un enfoque probabilístico empleando la noción de "estados límites", que permiten definir con un alto porcentaje de probabilidad, el punto que correspondería en la gráfica carga-deflexión.



———— Trabe de concreto reforzado
- - - - - Trabe de concreto presforzado

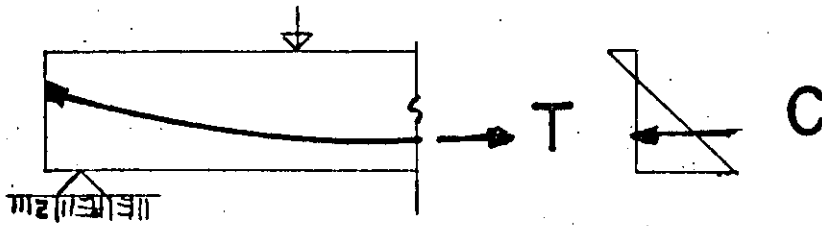
G R A F I C A C A R G A — D E F L E X I O N

— F I G . 3 —

ESTADO LIMITE DE FALLA

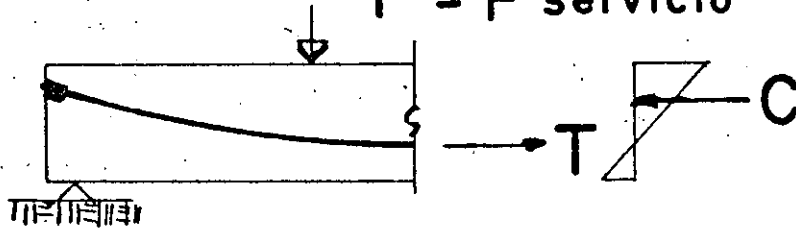
a).- Presfuerzo solamente

$$P = 0$$



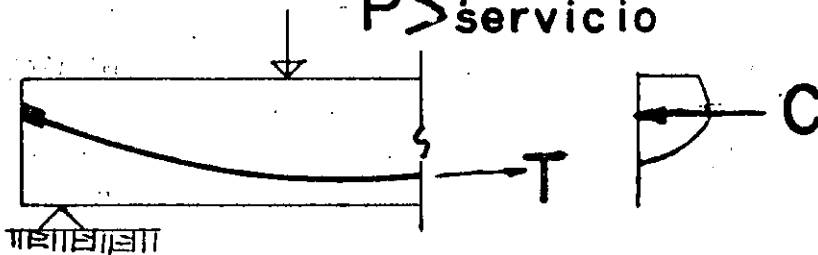
b).- En servicio

$$P = P_{\text{servicio}}$$



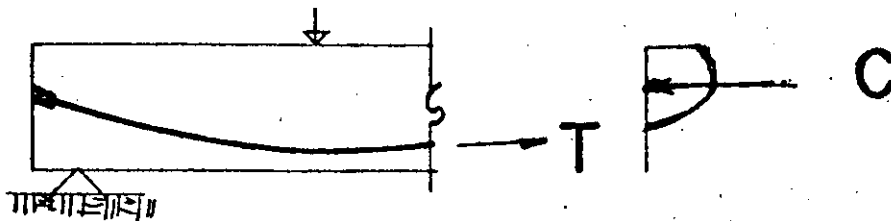
c).- Al presentarse el agrietamiento

$$P > P_{\text{servicio}}$$

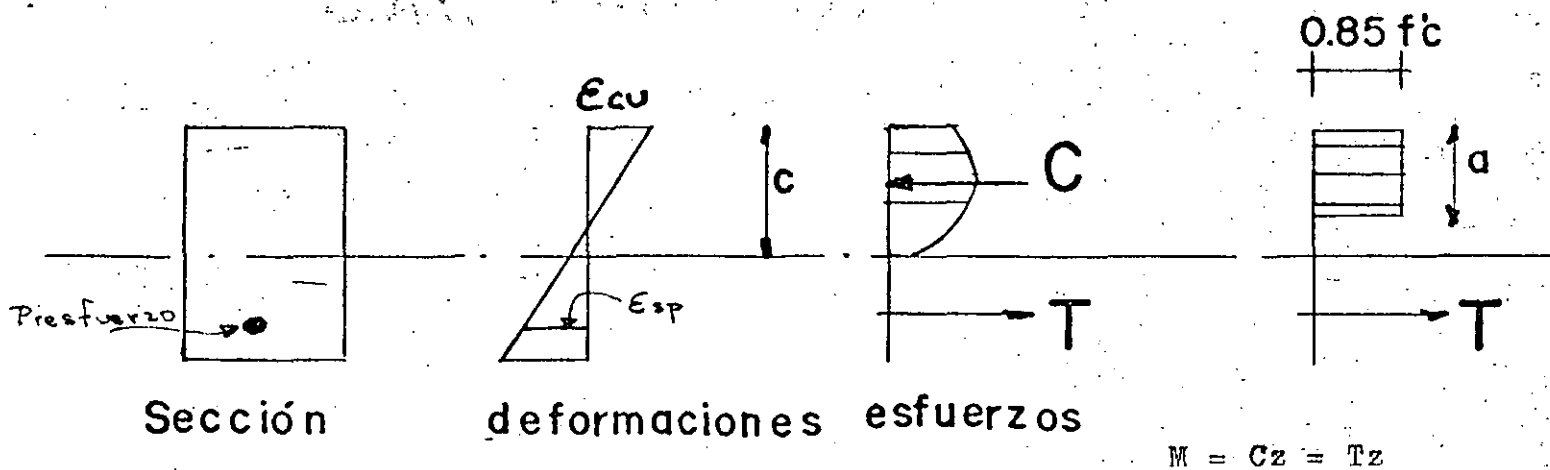


d).- En la falla

$$P = P_u$$

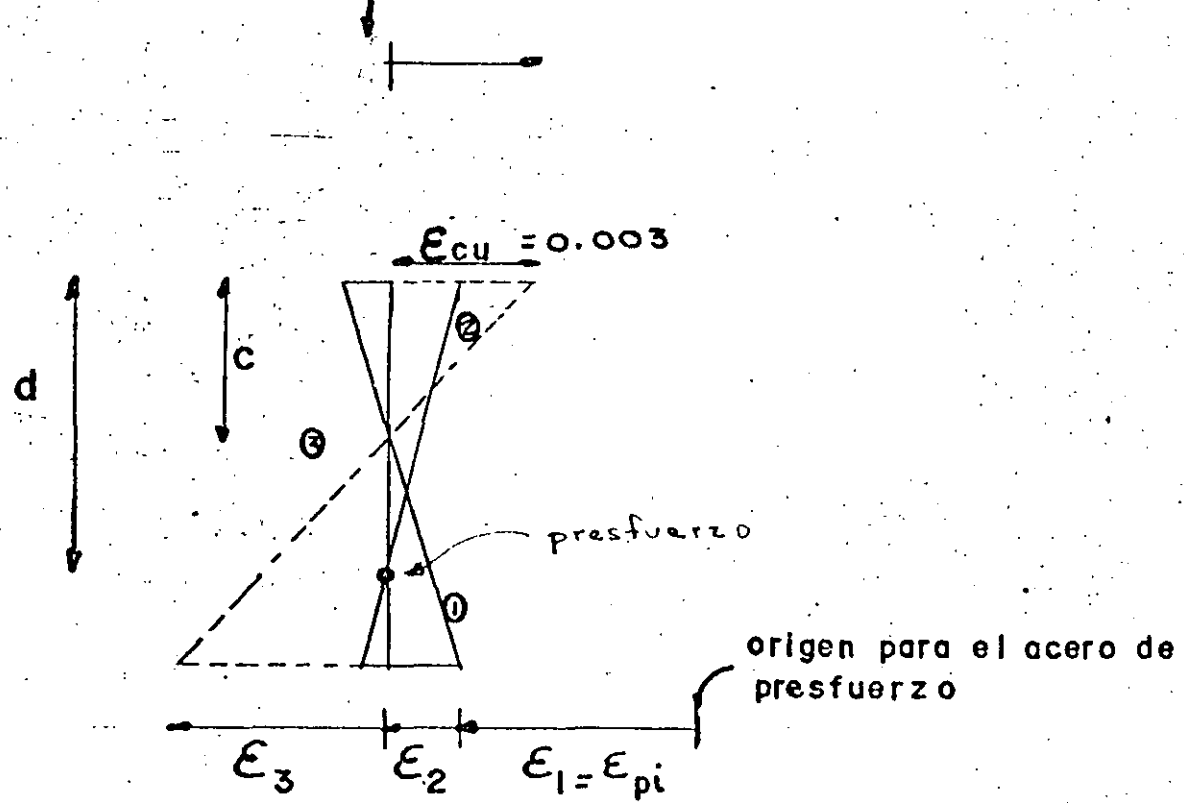


ESTADO LIMITE DE FALLA



a).- Hipótesis

origen para el concreto

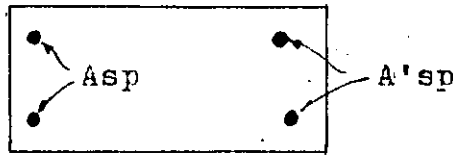


b).- Diagrama de deformaciones

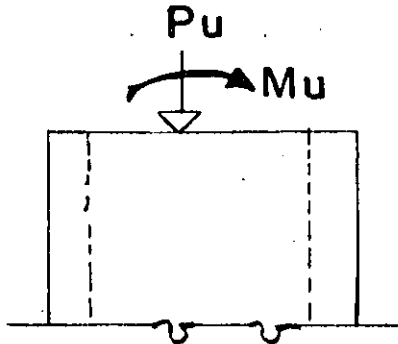
— FIG. 5 —

COLUMNAS PREESFORZADAS

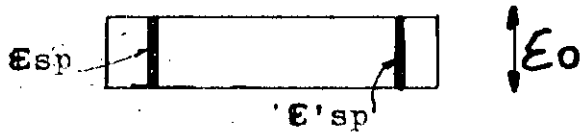
a).- Sección



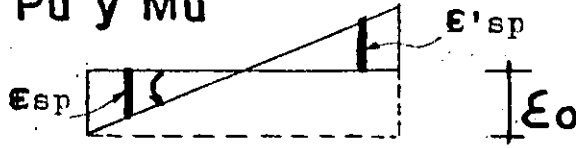
b).- Elevación.



c).- Deformaciones bajo carga axial uniforme



d).- Deformaciones bajo P_u y M_u



e).- Deformaciones debidas a momento únicamente

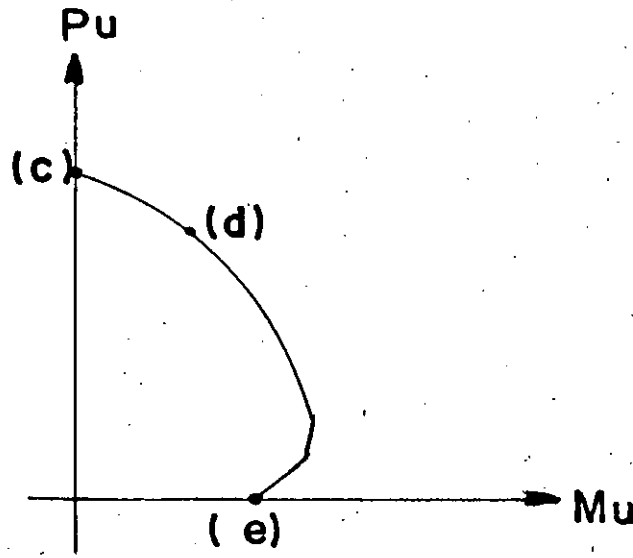
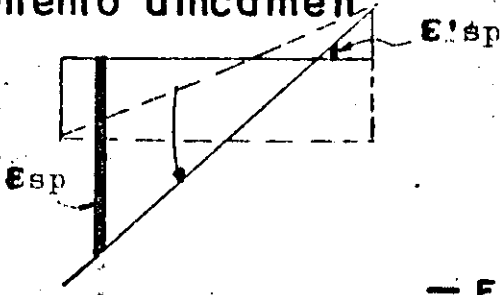
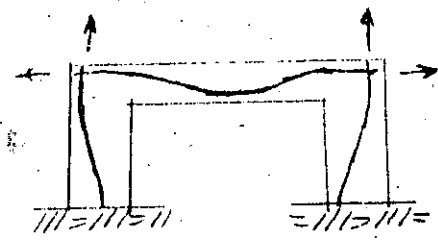


Diagrama típico de interacción



3.- DISEÑO DE EDIFICIOS PRESFORZADOS

3.1.- El proceso de diseño y tipo de edificios.

El diseño de estructuras de edificios es un proceso iterativo, mediante el cual se supone un dimensionamiento preliminar de los elementos de la estructura que estarán sujetos a diversos tipos de cargas, calculando los efectos que éstas ocasionan y haciendo los ajustes necesarios para tratar de optimizar mediante ciclos sucesivos, en los cuales se va refinando el análisis y los detalles correspondientes.

En el caso de edificios presforzados implica las siguientes etapas:

- a) análisis de cargas permanentes
- b) presfuerzo inicial
- c) cargas durante la construcción
- d) presfuerzo final
- e) cargas vivas
- f) cargas accidentales

De las etapas mencionadas, algunas de ellas tienen particular importancia, según se trate de edificios pre o postensados, las cuales se comentarán al tratarse cada uno de ellos.

Los edificios presforzados pueden ser básicamente de tres tipos:

- 1) Elementos simplemente apoyados
- 2) Edificios pretensados a los cuales se les da continuidad en obra.

3) Edificios postensados.

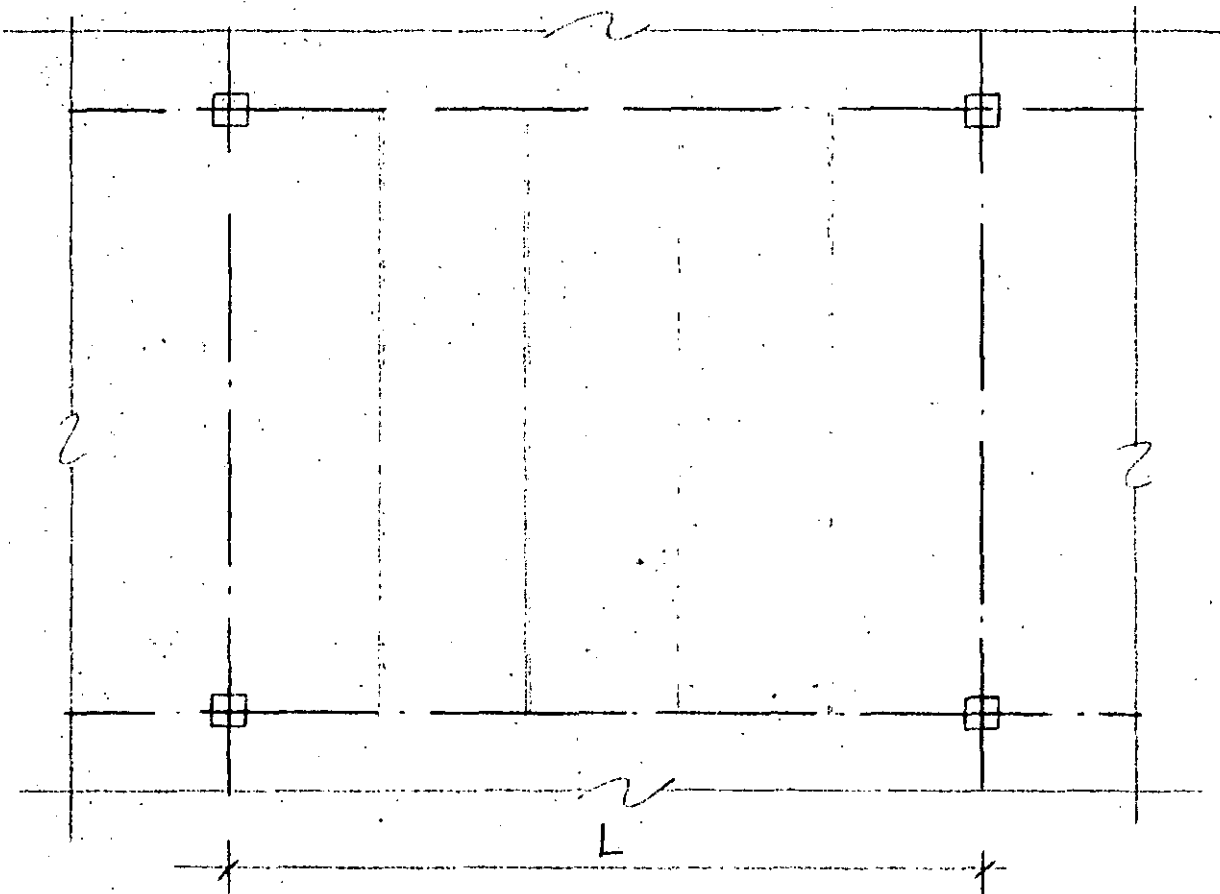
El primer tipo,,consistiría en elementos presforzados isostáticos que forman el sistema de piso, pero no forman marcos rígidos, como sería el caso de dobles T o losas trabajando en una dirección. Este tipo de edificación no requiere de consideraciones especiales de diseño además de las que tienen los elementos presforzados en cuanto a las condiciones de servicio y a la falla. Sin embargo, es importante mencionar que el sistema de piso cumpla con los requisitos para trabajar como diafragma horizontal, para el caso de efecto de viento y sismo.

A continuación se analizarán los tipos 2 y 3 de edificios presforzados.

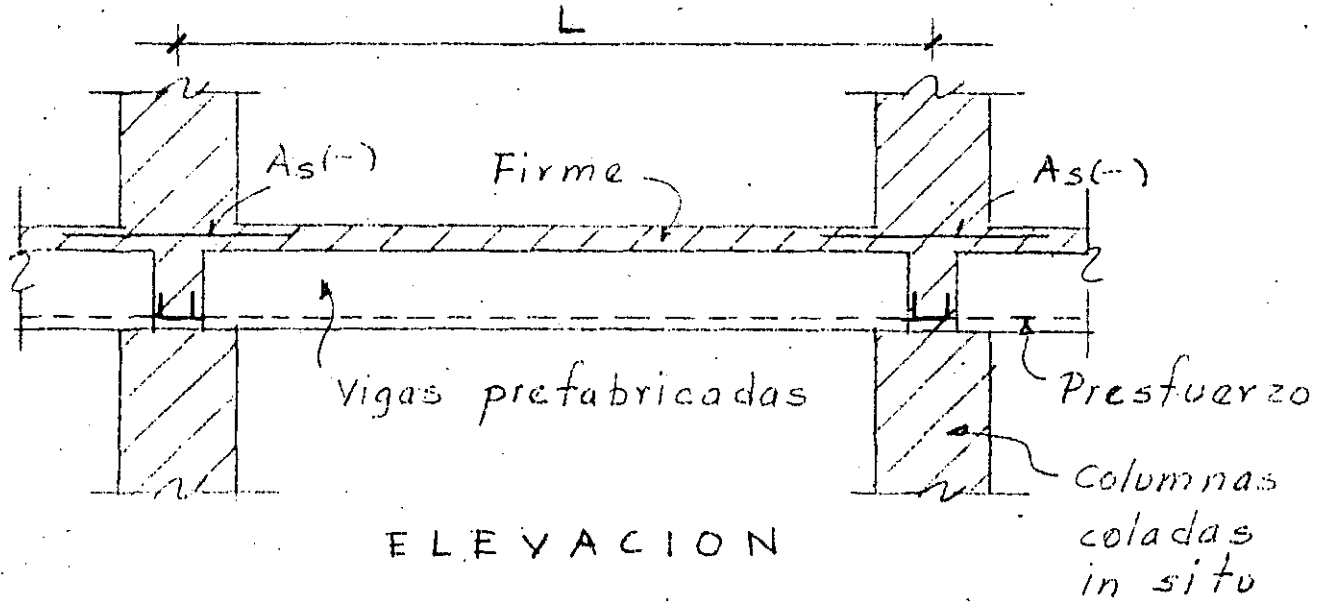
3.2.- Edificios a base de elementos pretensados.

Las estructuras de edificios con este sistema, consisten en elementos prefabricados, que en la mayoría de los casos son pretensados, los cuales se colocan posteriormente en el lugar definitivo en la estructura y se les da continuidad a base de acero de refuerzo y un colado de concreto en el lugar. El concreto colado en el lugar es generalmente de menor calidad que el de los elementos prefabricados.

Este tipo de estructuraciones se indica en las figuras 7 y 8 cuando las columnas son coladas en el lugar y las 9, 10 y 11 cuando se trata de columnas prefabricadas.



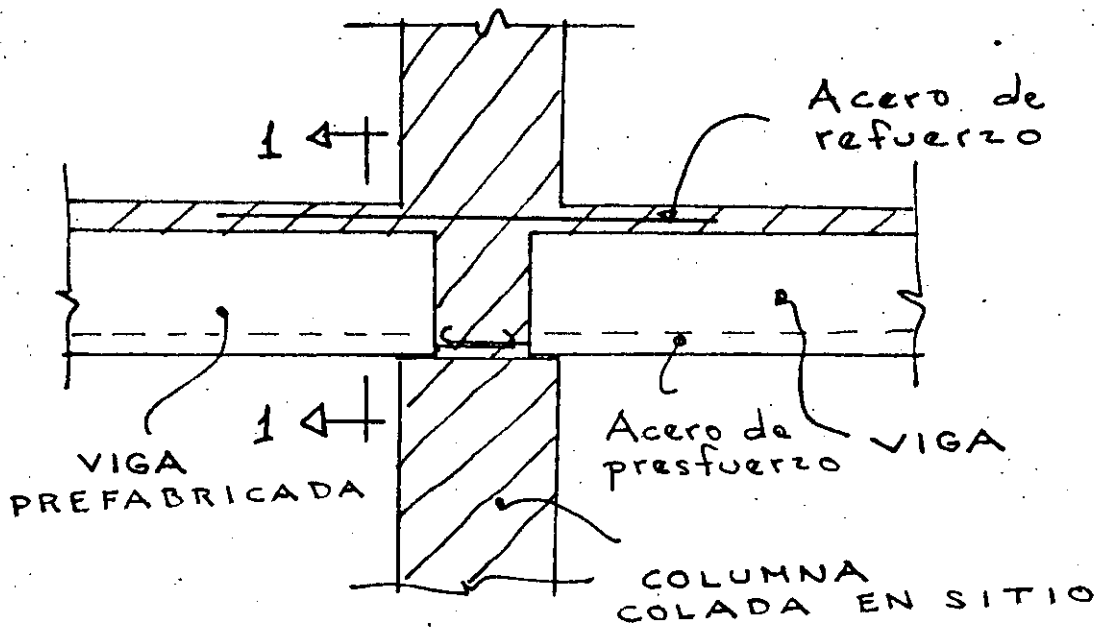
PLANTA



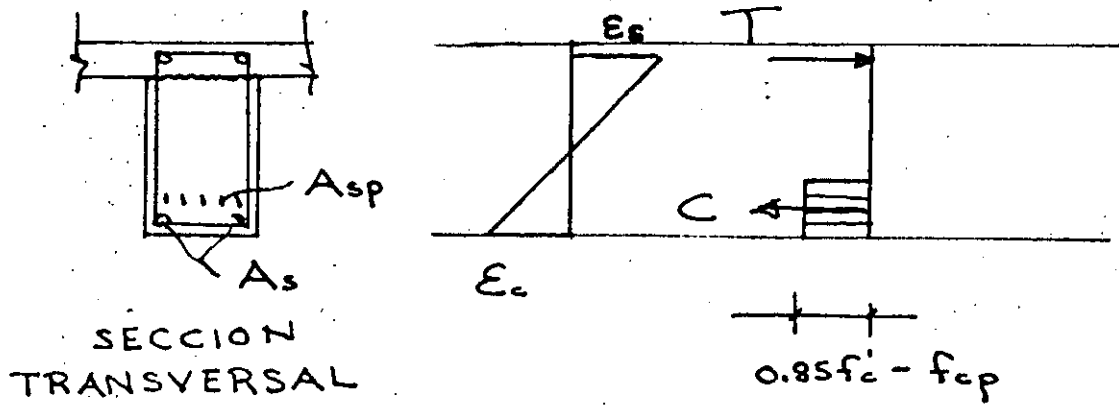
ELEVACION

ESTRUCTURACION PRETENSADA

— F I G . 7 —

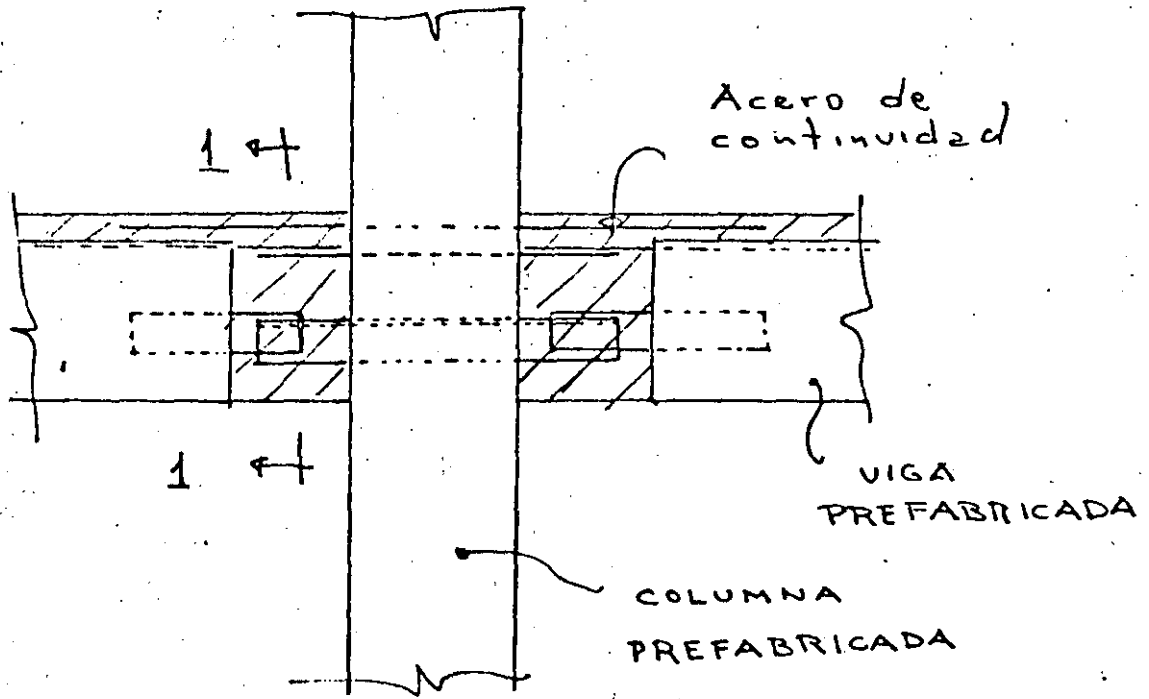


ELEVACION

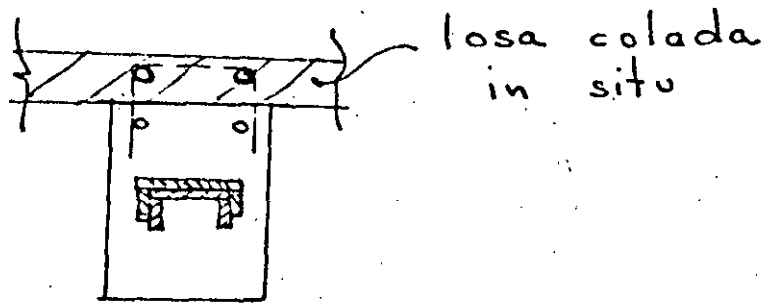


CORTE 1-1

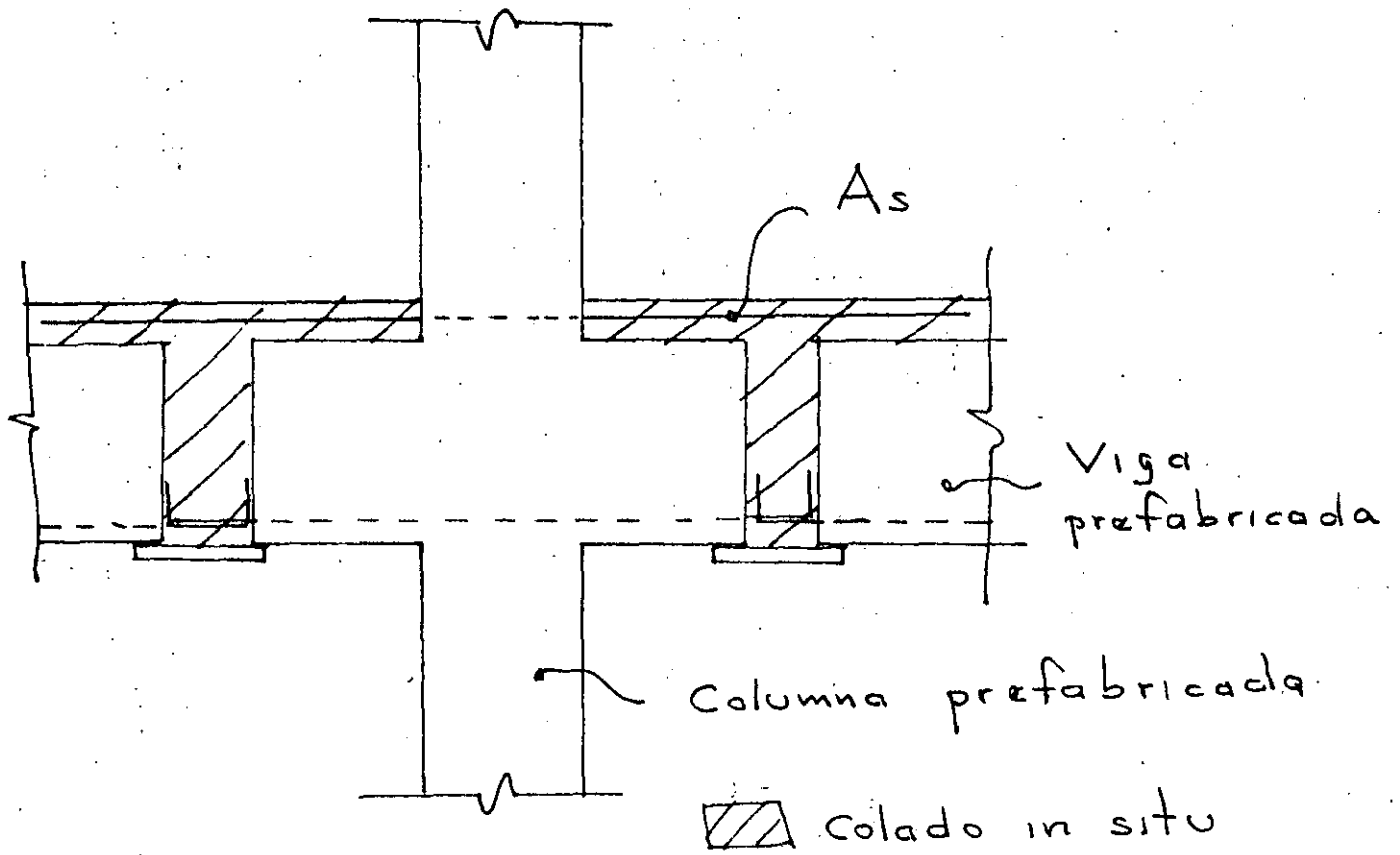
— F I G . 8 —



ELEVACION

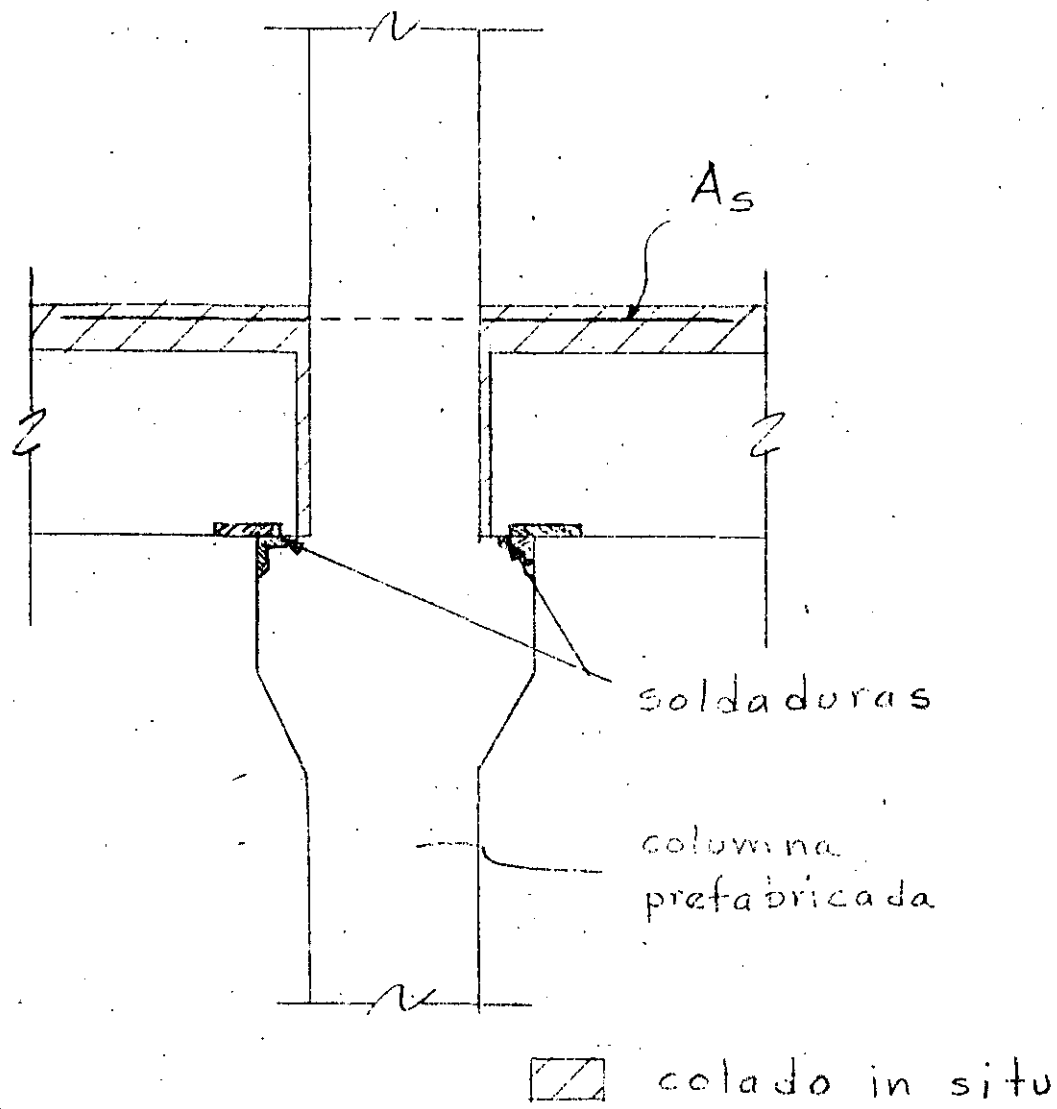


CORTE 1-1



CONEXION PREFABRICADA
FUERA DEL NUDO

— FIG. 10 —



CONEXION TRABE - COLUMNA

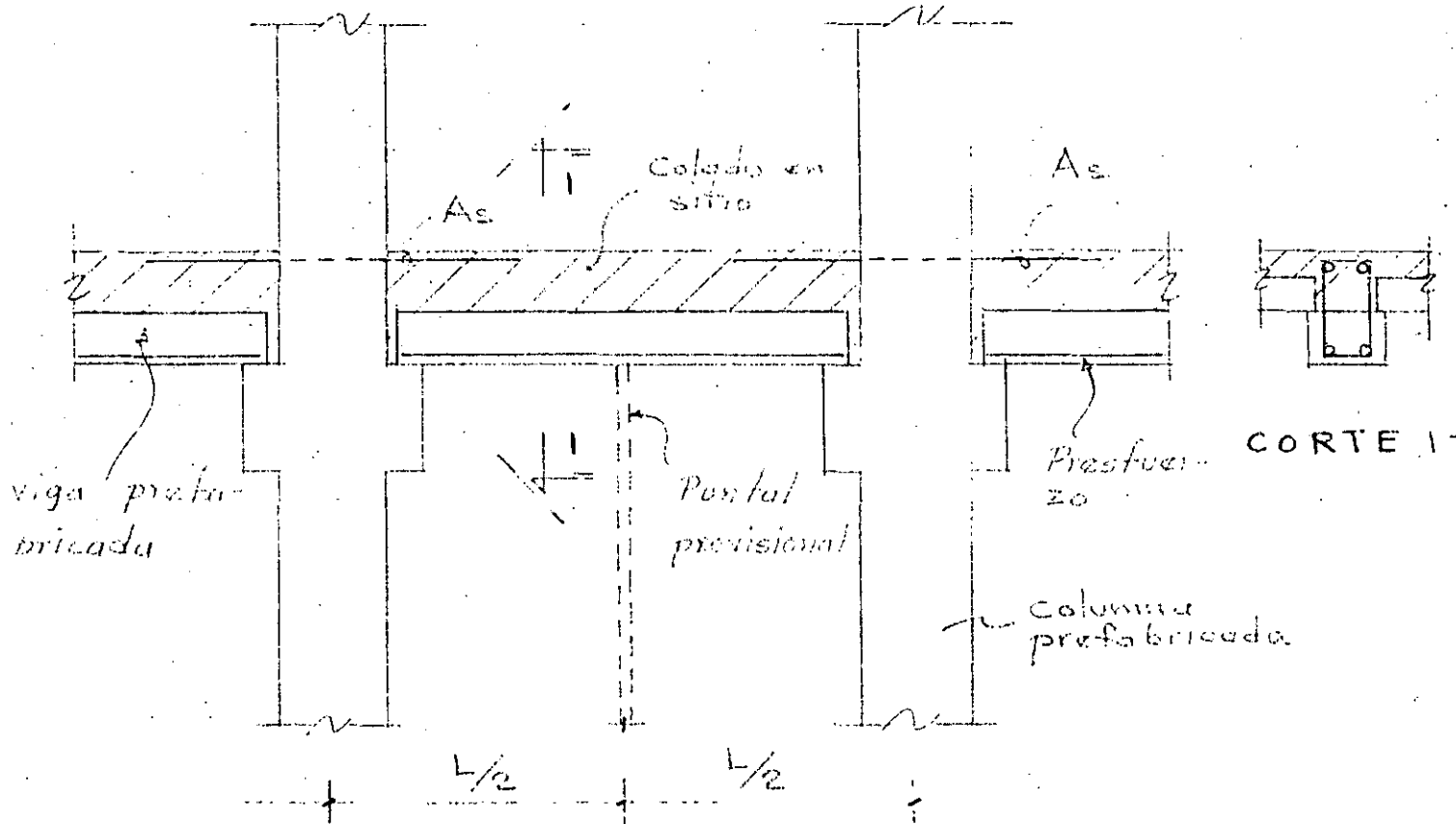
Cuando se trata de secciones prefabricadas que tienen poco peralte con relación al peralte total, por ejemplo del orden del 40 al 50%, se requerirán apuntalamientos provisionales para tomar el efecto del sistema de piso y del concreto colado en el lugar, hasta que el concreto haya endurecido y se forme la sección compuesta con el peralte total, suprimiendo a partir de ese momento el puntal y trabajando la trabe entre sus apoyos definitivos para tomar la carga permanente adicional, el total de la carga viva y la carga accidental. (fig. 12)

En todos estos tipos de estructuraciones, el presfuerzo actúa solamente sobre la sección prefabricada.

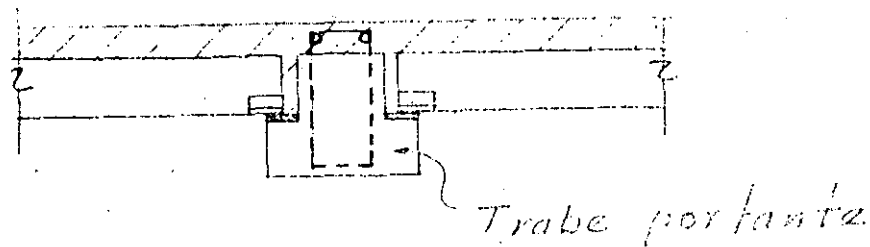
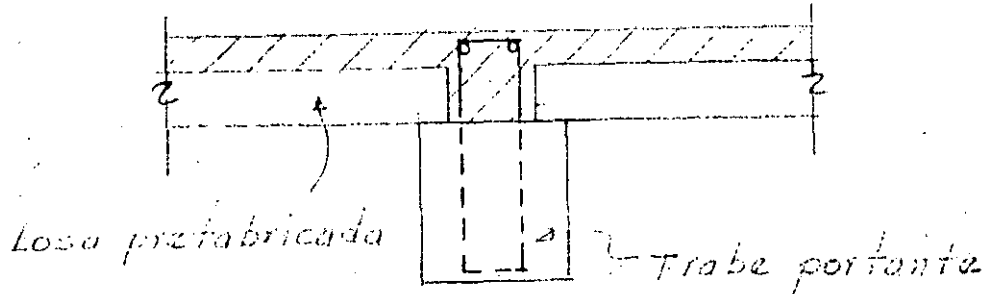
En la actualidad se usa cada vez con mayor frecuencia el término parcialmente presforzado, el cual quiere decir que se está tomando una parte de las cargas gravitacionales con acero de presfuerzo y la otra restante con acero de refuerzo normal, lo cual se traduce en un ahorro de consideración.

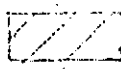
En la figura 13 se indican las conexiones más comunes de las trabes portantes con el sistema de piso.

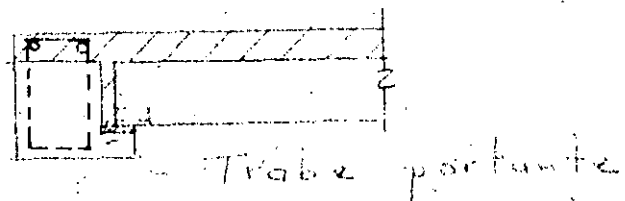
Para garantizar el trabajo de diafragma horizontal del sistema de piso prefabricado, tal y como se mencionó en el tipo 1 de edificios presforzados, deben preverse conectores a base de soldaduras además del firme colado en el lugar. (fig. 14)



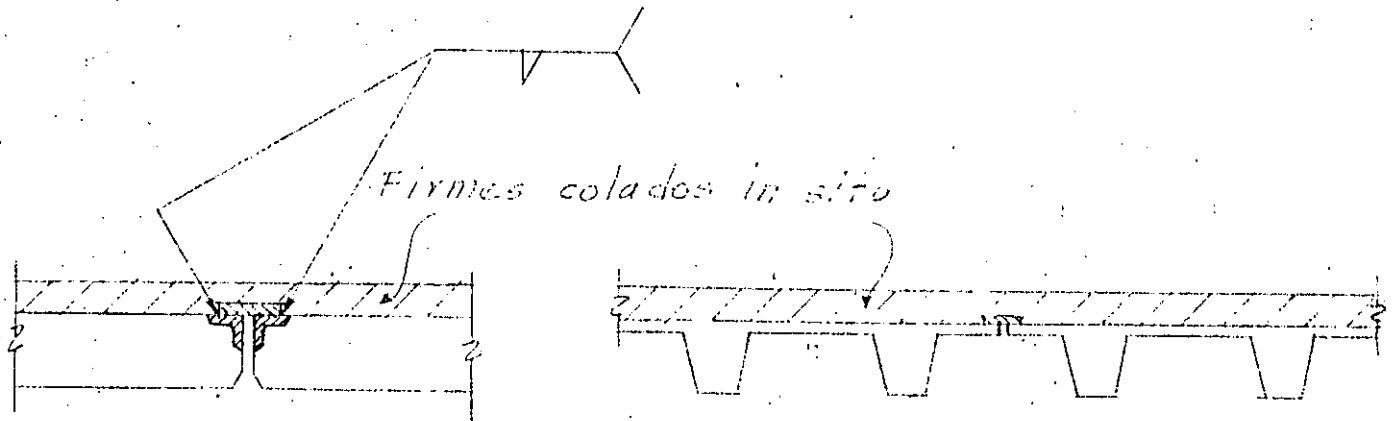
APUNTALAMIENTOS PROVISIONALES



 Colado en el lugar



CONEXION ELEMENTO PREFABRICADO TRABE PORTANTE



LOSAS

DOBLES T

CONECTORES

- FIG. 14 -

Cuando los edificios estén estructurados a base de marcos rígidos y muros de cortante, los efectos de viento o sismo se analizarán en forma semejante a los de concreto reforzado.

El análisis sísmico se comenta en el caso de edificios postensados, porque en ese caso se trata de la combinación de presfuerzo y de efectos sísmicos.

No es recomendable presforzar los muros de cortante mencionados, debido a la pérdida de ductilidad que esto ocasiona.

Entre las principales ventajas que tienen los edificios pretensados, están:

- 1) Rapidez de ejecución
- 2) Economía parcial o total de cimbra
- 3) Economía de mano de obra
- 4) Control de calidad
- 5) Optimización de secciones
- 6) Estructuras mas dúctiles que las postensadas

Entre las desventajas, se pueden citar:

- 1) Problemas de transporte y montaje
- 2) Pérdida de monolitismo
- 3) Análisis de diferentes etapas de carga y apoyos
- 4) Dificultad del diseño de conexiones

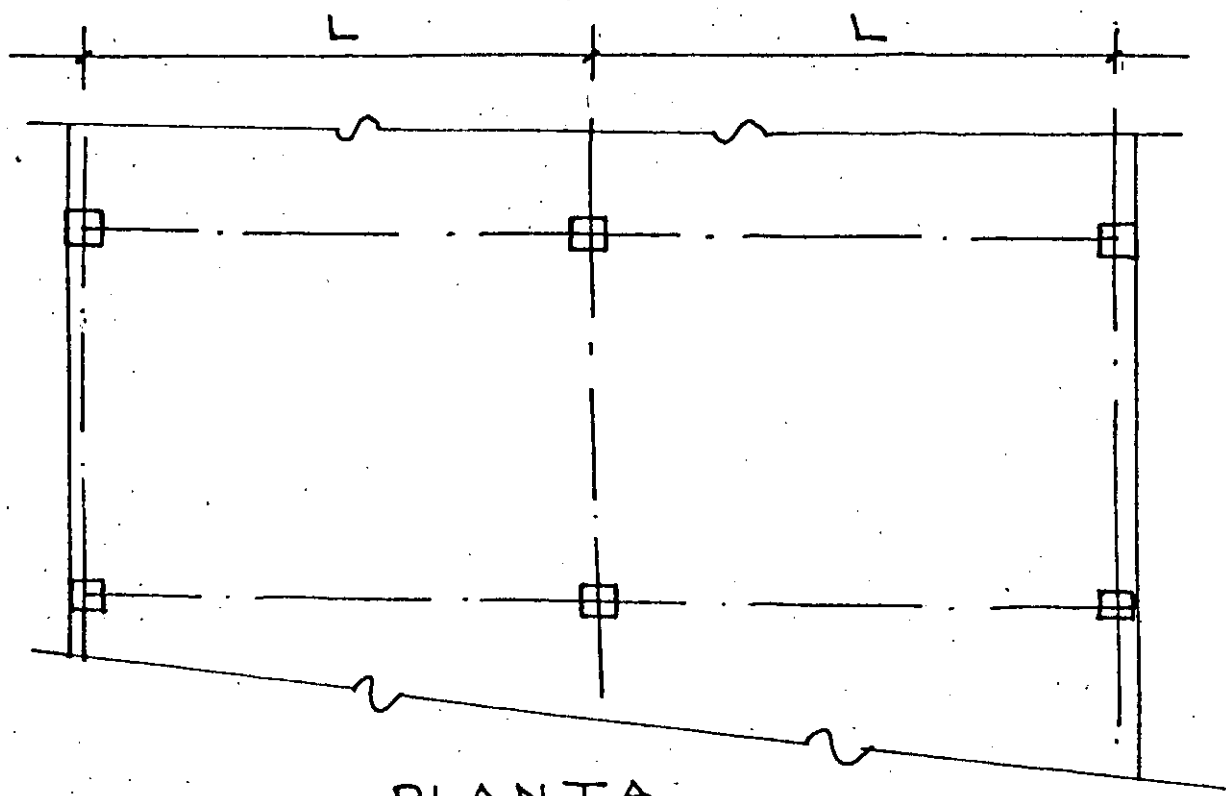
No se incluyó directamente el concepto de costo total ya que depende de las condiciones locales de cada edificio, pero aún cuando los costos fueran del mismo orden, la ventaja de poder utilizar el edificio en un tiempo menor cuando se trata de un edificio pretensado, sería suficiente para inclinarse por la solución prefabricada que por la tradicional colada en el lugar.

3.3.- Edificios postensados.

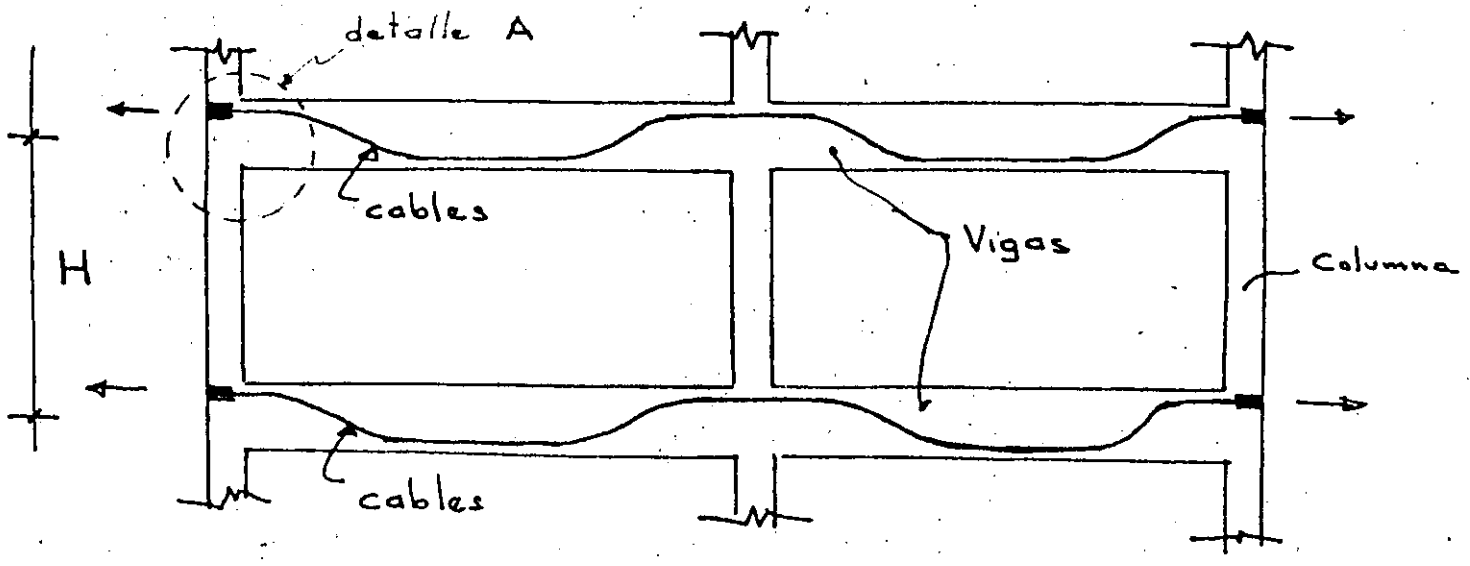
Este tipo de edificios son generalmente colados en el lugar, presforzados a base de cables,, realizándose el tensado una vez que el concreto tiene una resistencia mínima, según especifican los reglamentos.

Las figuras 15, 16 y 17 muestran estructuraciones típicas de marcos rígidos a base de trabes postensadas y columnas y la figura 18 cuando se trata de losas planas postensadas y columnas.

En el análisis del presfuerzo en este tipo de edificios, contrariamente a lo que sucede en los elementos pretensados, el presfuerzo se aplica a una estructura continua, provocando deformaciones y por lo tanto efectos hiperestáticos debidos al trazo de cables. Estos efectos son básicamente de dos tipos: por un lado momentos flexionantes y fuerzas cortantes, debidos a la presencia de reacciones hiperestáticas y por otro el acortamiento de las trabes, que puede llegar a ser de consideración. Ambos efectos se analizan por cualquier método de análisis estructural, siendo el mas utilizado el de las rigideces, de fácil aplicación a través de un programa de computadora.

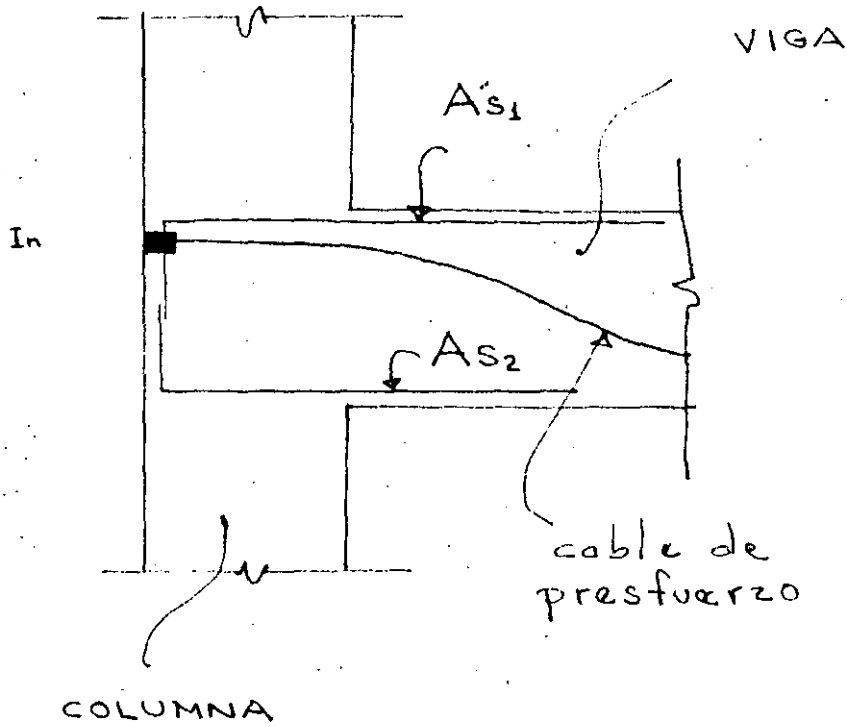


PLANTA



ELEVACION

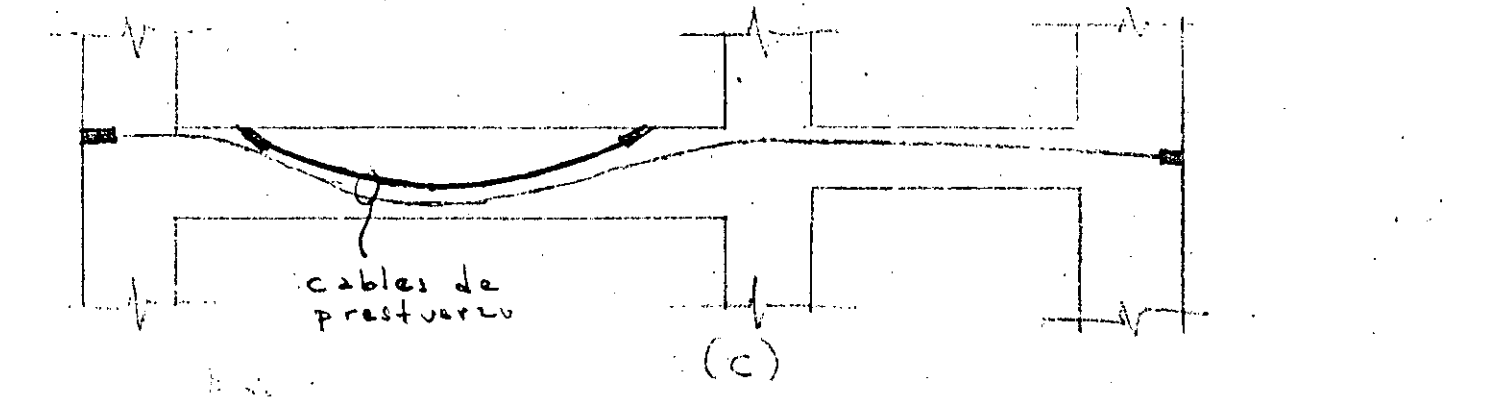
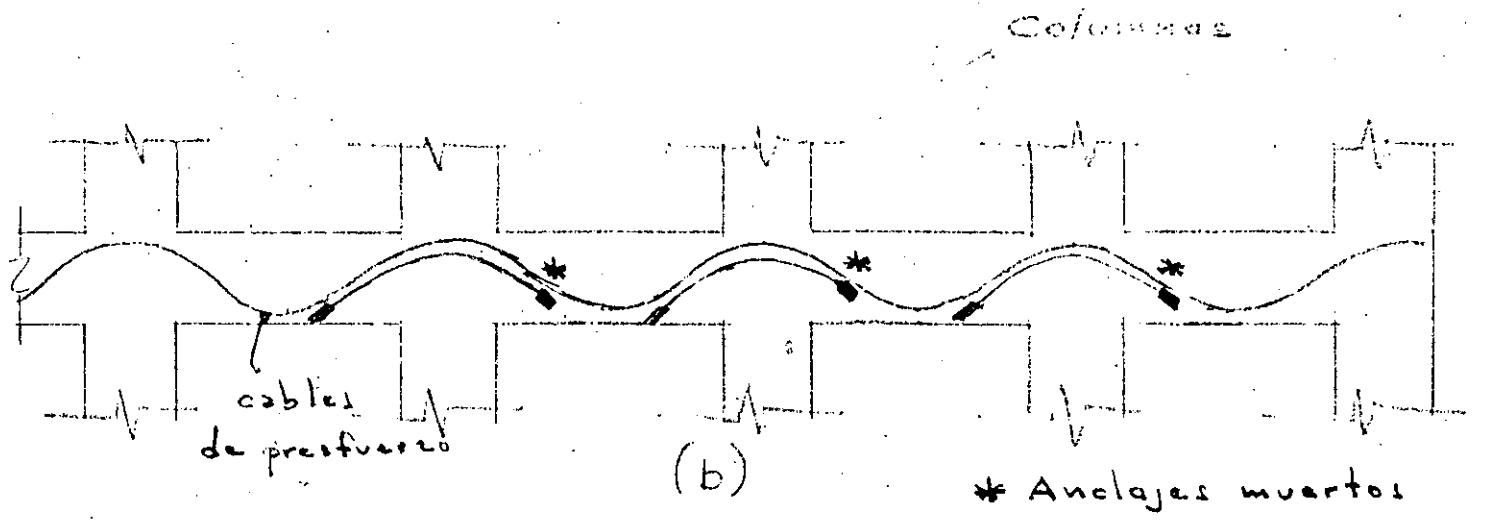
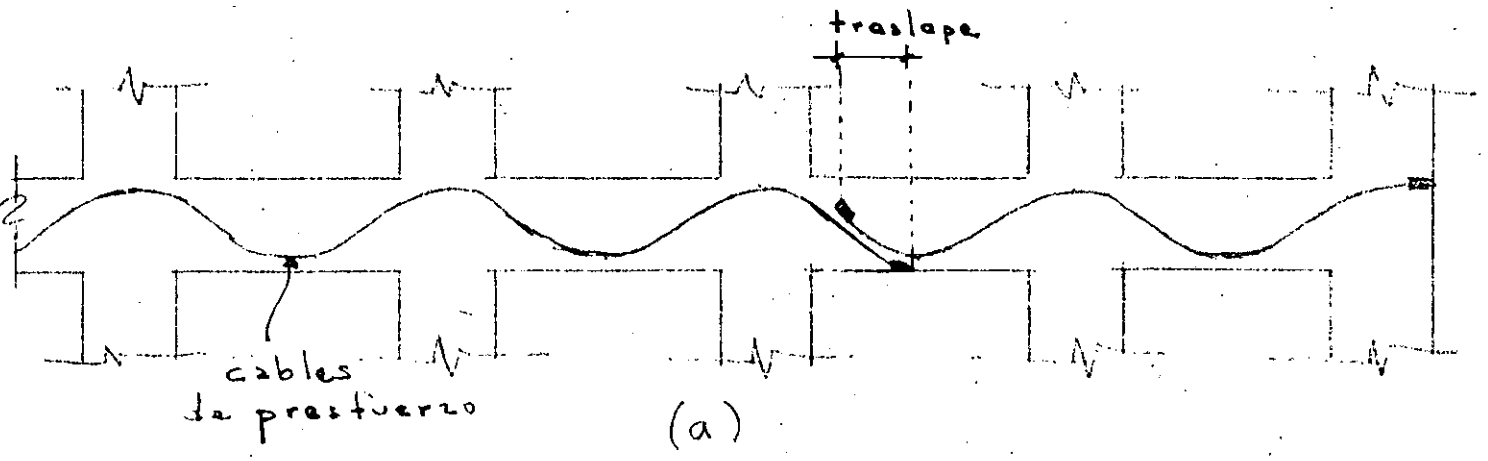
ESTRUCTURACION POSTENSADA



ELEVACION

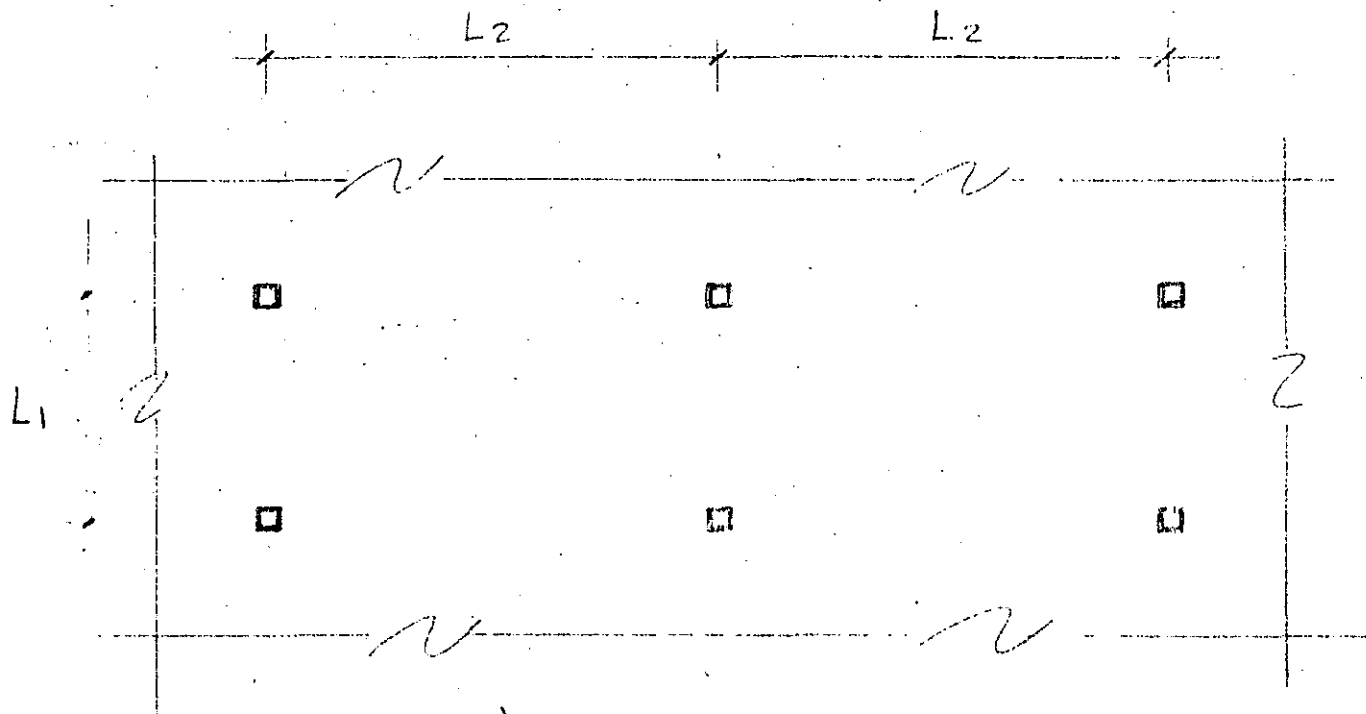
DETALLE. A

ESTRUCTURACION POSTENSADA

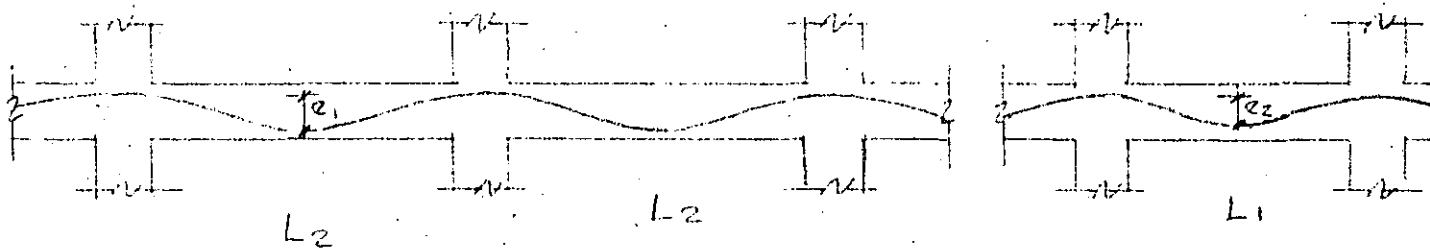


TRAZOS TÍPICOS DE CABLES EN TRABES

- FIG. 17 -



a) PLANTA



$$e_1 > e_2$$

b) ELEVACION

LOSAS PLANAS POSTENSADAS

Así mismo, en los edificios postensados debe considerarse el efecto del flujo provocado por la fuerza de presfuerzo. (fig.19)

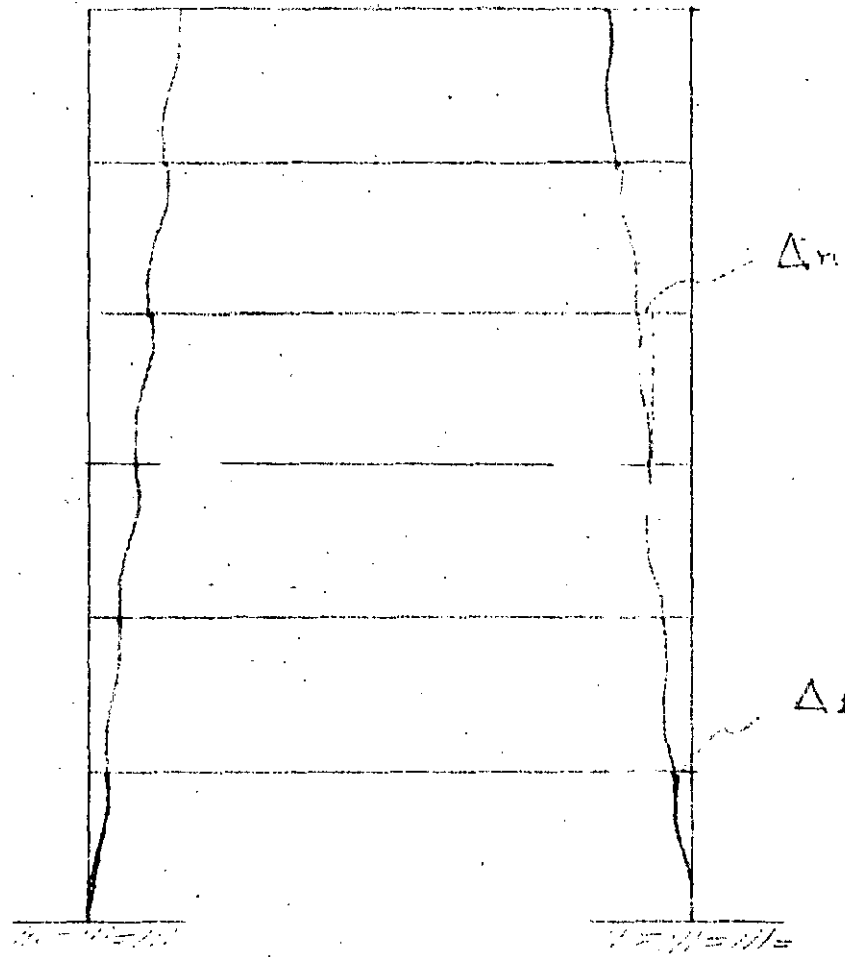
3.31.- Análisis sísmico de edificios postensados.

La utilización de estructuras para edificios de concreto presforzado para resistir efectos sísmicos es menos aceptada. Esto se debe principalmente a que no se tiene la información suficiente y a que en relación con edificios de concreto reforzado, las estructuras presforzadas tienen menor capacidad para disipar energía y son menos dúctiles.

Es conocido que un análisis dinámico de la respuesta elástica de estructuras usando aceleraciones sísmicas, ponen de manifiesto que una estructura puede estar sujeta a cargas mayores que las especificadas por reglamentos, lo cual implica que una estructura debe ser capaz de desarrollar grandes deformaciones antes de llegar a la falla en caso de sismos severos. Por tanto, es importante conocer la ductilidad que puede obtenerse en miembros de concreto presforzado.

La relación momento-curvatura para concreto presforzado bajo cargas monotónicas y cíclicas, permite comprender la ductilidad y la energía de disipación.

Despeyroux (1) concluye que las áreas bajo el diagrama Momento-Curvatura en concreto presforzado y reforzado son comparables y no necesariamente menores las de concreto presforzado, pero que un factor importante que afecta la respuesta sísmica de una estructura es su capacidad para disipar energía. En su artículo,



EFFECTO DE FLUJO

de acuerdo con la Fig. 20 concluye que la energía absorbida es efectivamente comparable en miembros de concreto presforzado y reforzado pero que la energía disipada es bastante menor en los miembros de concreto presforzado, lo cual significa que la respuesta en estos últimos bajo el sismo será mayor.

Un estudio reciente realizado por Blakeley (2) sobre la respuesta dinámica no lineal de sistemas de concreto presforzado concluyó que el desplazamiento máximo obtenido es del orden de 40% mayor que el de un sistema de concreto reforzado con misma resistencia, rigidez inicial y mismo porcentaje de amortiguamiento viscoso.

Los resultados obtenidos por Blakeley y Thompson (2) y (3) se resumen a continuación:

a) Porcentaje del acero de presfuerzo.

El efecto de la relación entre el área de acero de presfuerzo y la de concreto, $p = A_s/bh$, se muestra en la Fig. 21. La forma de las curvas indican claramente que a un incremento de capacidad de momento corresponde una disminución de ductilidad. El ACI 318-77, especifica que la máxima cantidad de acero de presfuerzo que debe tener una trabe para prevenir una falla frágil es:

$$\frac{f_{sp} A_s}{b d f'_c} \leq 0.3 \quad (1)$$

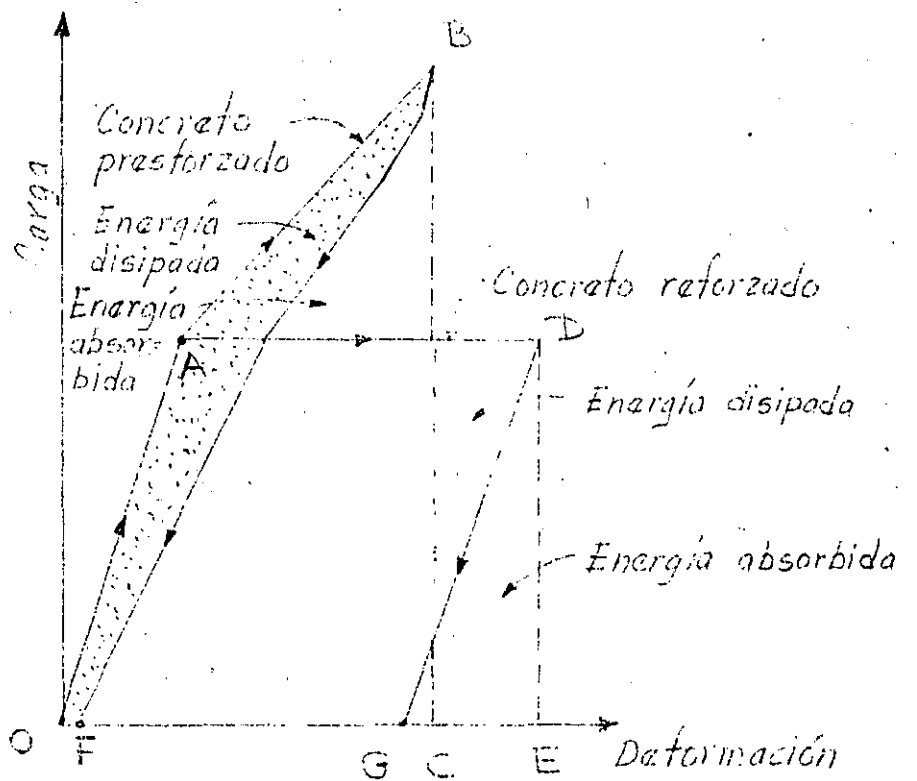


Fig. 20 Idealización de curvas típicas de disipación de energía.

Este límite corresponde a $p = 0.0069$. El estudio de las curvas de la Fig. 21 indica que para asegurar una ductilidad razonable en diseño sísmico, Blakeley y Thompson recomiendan disminuir la expresión anterior a 0.2, lo cual conduciría a $p = 0.0043$. La ecuación (1) indicaría que la máxima fuerza de tensión es $0.2f'_c b d$, lo cual implica que en el bloque de esfuerzos en una sección rectangular se tendrá:

$$a = \frac{0.2f'_c b d}{0.85f'_c b} = 0.235 d$$

y si

$d = 0.85h$, la condición queda como:

$$a \leq 0.20h$$

b) Distribución del acero de presfuerzo.

En una sección transversal de una trabe se hizo variar el número y la posición en los cables de presfuerzo, permaneciendo constante la fuerza total de presfuerzo, $p = 0.0069$.

Se observó que si se aumenta el acero de presfuerzo en la zona de compresión, la curvatura no disminuye, debido a que el cable de presfuerzo actúa como acero de compresión en curvaturas grandes. Cuando el acero de presfuerzo se concentra en un solo cable centrado hay una pérdida considerable de capacidad de momento para grandes curvaturas. En cambio solo existe una pequeña diferencia entre dos o más cables. Por tanto, se recomienda que el acero de presfuerzo se distribuya en dos o más posiciones por efecto de ductilidad.

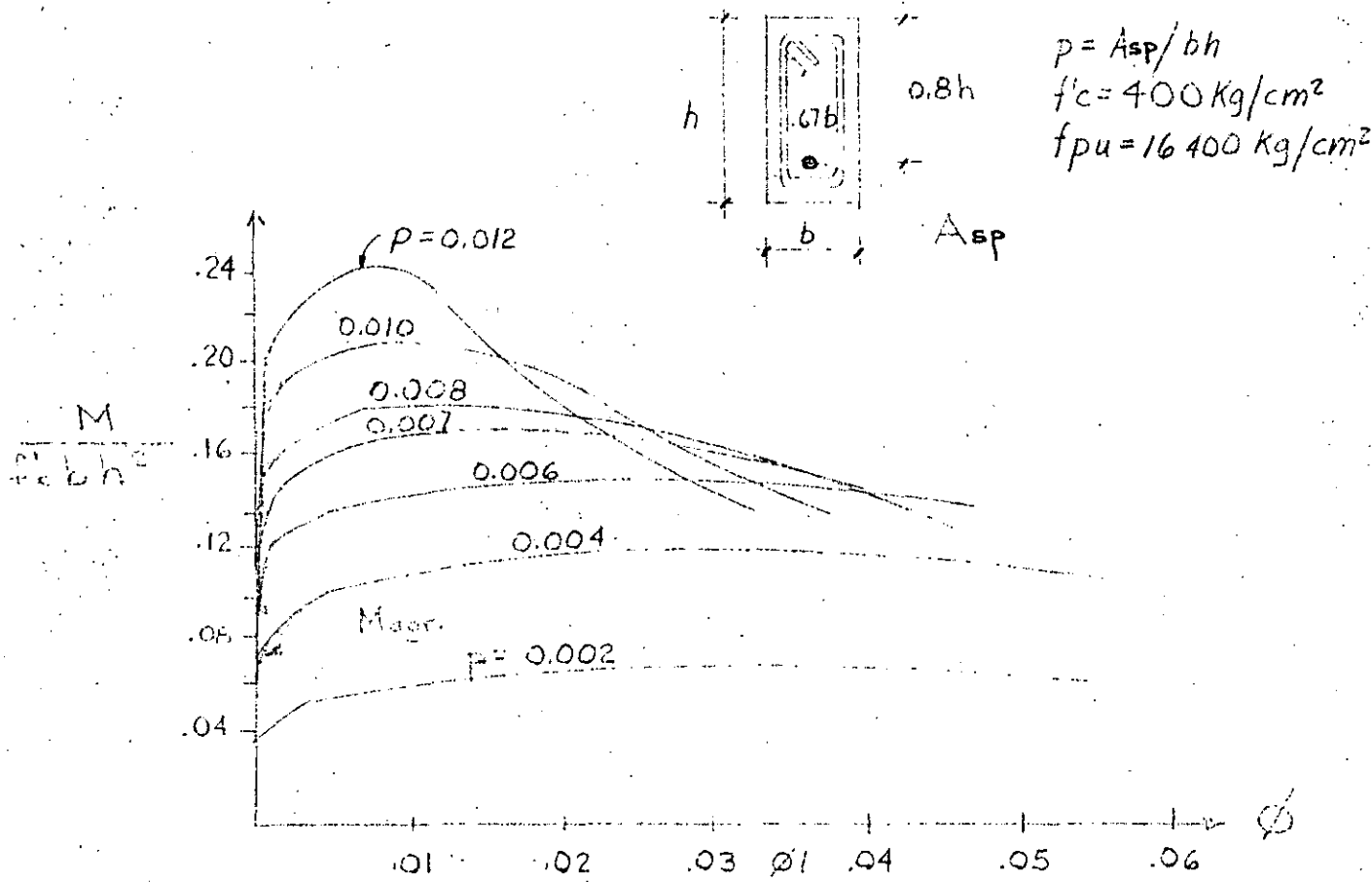


Fig. 2-1 Relaciones momento-curvatura para una sección con diferentes cantidades de presfuerzo excéntrico

c) Efecto del refuerzo transversal.

En los ensayos realizados, la cantidad de refuerzo transversal tuvo poco efecto en la ductilidad de trabes, ya que triplicando el número de estribos normalmente especificado se logró un incremento relativamente pequeño en la capacidad de momento.

En la referencia (4), se analiza la capacidad de amortiguamiento en estructuras presforzadas.

Depeyroux (1) hace notar que el amortiguamiento del concreto presforzado es comparable al de las estructuras metálicas, es decir del orden del 3% del criterio. En cambio en concreto reforzado es del orden 10% del crítico. Nakano (5) en contró valores máyores del 7% del crítico para estructuras presforzadas.

Esto significaría que deberán tomarse coeficientes sísmicos máyores para estructuras de concreto presforzado, por ejemplo del orden de 20% máyores que los aplicados al concreto reforzado, como lo especifica el reglamento neozelandés.

Sin embargo el efecto desfavorable del concreto presforzado referente a su baja capacidad de amortiguamiento que se traduce en desplazamientos máyores, se contrarresta en parte por el hecho de que las estructuras de concreto presforzado debido a sus menores escuadrias que en el concreto reforzado, requieren una reducción en la demanda de ductilidad (6).

De acuerdo con los problemas mencionados en el diseño sísmico, se recomienda que en los edificios postensados, se tomen los efectos de carga permanente y una fracción de la carga viva, por ejemplo el 50% con acero de presfuerzo y el restante 50% así como el total de las cargas accidentales de viento o sismo, con acero de refuerzo convencional.

REFERENCIAS

1. Despeyroux, J. "L'utilisation du béton précontraint dans la construction parasismique "Travaux", No. 375, 1966.
2. Blakeley, R.W.G. "Ductility of Prestressed Concrete Frames Under Seismic Loading, University of Canterbury, N.Z. 1978
3. Thompson, K.J. "Ductility of Prestressed Concrete Frames Under Seismic Loading", Ph. D. Thesis University of Canterbury, Nueva Zelandia, 1971.
4. Nakano "Experiment on behavior under lateral force of prestressed concrete frames". Reporte del Instituto de la Construcción, Tokyo, julio 1967.
5. Penzien, J. "Damping Characteristics of Prestressed Concrete", ACI Journal, Vol. 61, No. 9.
6. Camba, J. "Edificios altos prefabricados parcialmente presforzados", Conferencia Regional de Edificios Altos, México, D.F., abril 1973.



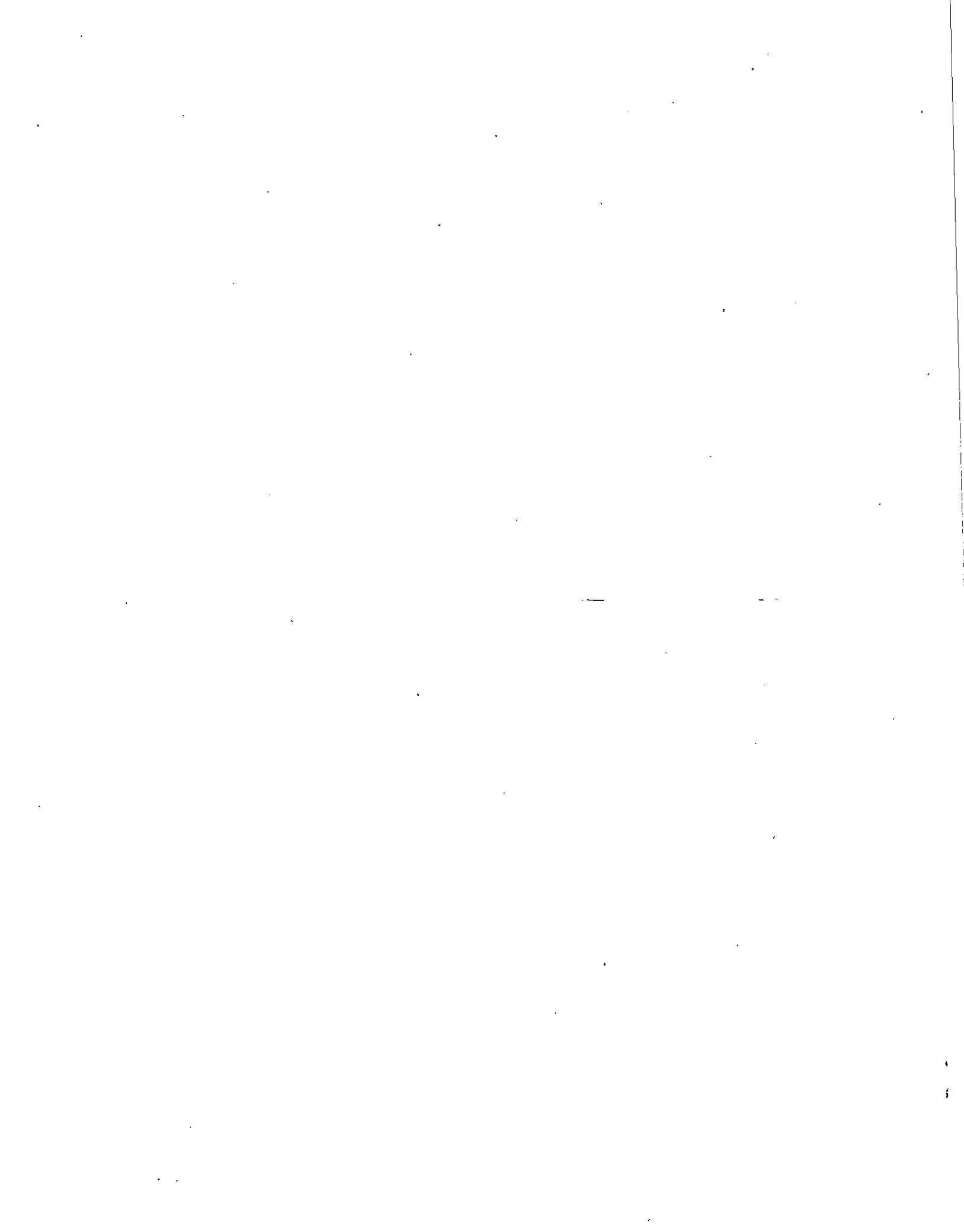
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

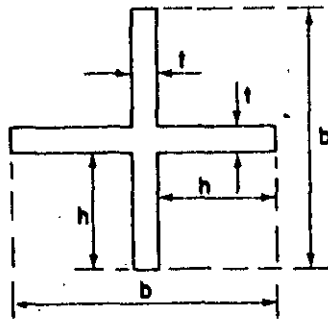
EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

ESTRUCTURAS DE ACERO

ING. OSCAR DE BUEN LOPEZ
DE HEREDIA

OCTUBRE 1984





- Sección 1. $b=20$ cm, $t=1$ cm, $h/t=9.5$
- Sección 2. $b=33$ cm, $t=1$ cm, $h/t=16$
- Sección 3. $b=20$ cm, $t=0.5$ cm, $h/t=19$

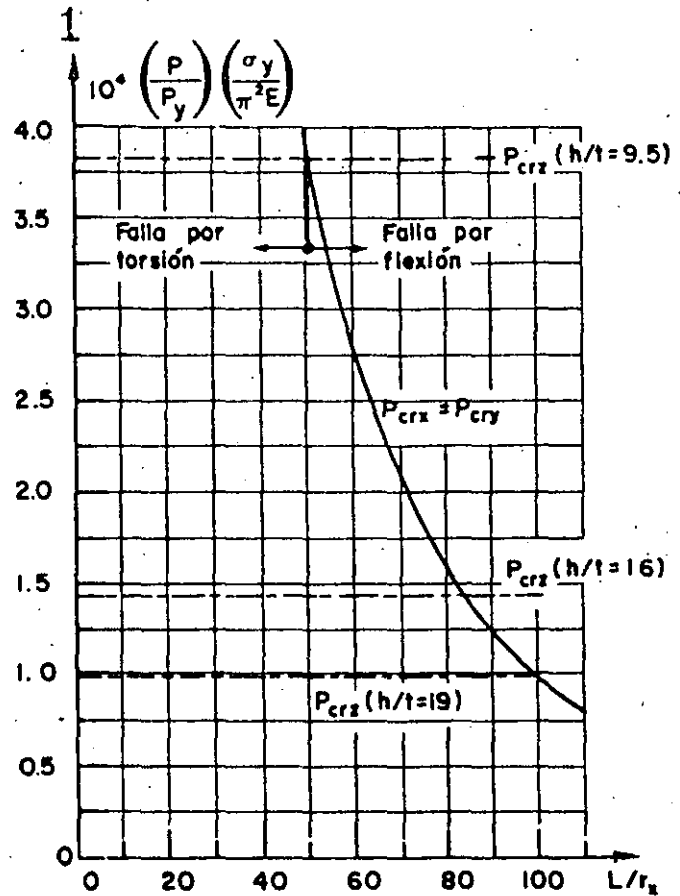


Figura 4.8. Curvas carga crítica-relación de esbeltez para columnas de sección transversal en cruz

4.5 Pandeo por flexión

Se estudia aquí en detalle el pandeo por flexión, alrededor de uno de los ejes principales, de columnas de sección transversal con dos ejes de simetría, que es el caso que reviste mayor interés en el diseño de estructuras. Si se desea ampliar el estudio al caso general, incluyendo secciones asimétricas o con un solo eje de simetría, pueden consultarse las Refs. 4.1 a 4.4, 4.42 y 4.43.

4.5.1 Pandeo elástico

Considérese una columna esbelta de sección transversal constante y doblemente simétrica, articulada en un extremo y con un apoyo guiado que permite rotaciones y desplazamientos lineales a lo largo de su eje en el otro, sujeta a la acción de fuerzas axiales de compresión P . Supóngase, además, que la columna es perfectamente recta, que el material de que está compuesta es homogéneo y elástico y que en las articulaciones no hay ninguna fricción (Fig. 4.9a).

el AISI incluye recomendaciones para barras comprimidas de sección transversal abierta con uno solo o ningún eje de simetría, en las que se tiene en cuenta que la forma crítica de pandeo puede ser por flexotorsión (Refs. 4.43 y 4.44).

En esas condiciones la forma recta corresponde a un estado de equilibrio entre las fuerzas exteriores e interiores, puesto que en cualquier sección transversal hay un conjunto de fuerzas interiores, uniformemente distribuidas, cuya resultante tiene la misma intensidad y línea de acción que P .

Para averiguar si el equilibrio es estable, inestable o indiferente, se aplica en la sección central de la columna una fuerza lateral infinitamente pequeña que la coloca en una posición ligeramente deformada, y se observa si al eliminarla recupera la forma recta, aumenta la deflexión lateral del eje o se conserva la configuración deformada, sin modificarse.

En la Fig. 4.9b se muestra la columna con una configuración ligeramente flexionada; en esas condiciones la fuerza exterior P , cuya línea de acción no pasa ya por los centros de gravedad de las secciones transversales, ocasiona momentos flexionantes de magnitud Pv que tienden a aumentar la curvatura del eje. (Se supone por ahora que al flexionarse la columna se mantiene en el plano yoz , ya sea porque haya restricciones exteriores que le impidan salirse de él o por sus características geométricas).

En cada una de las secciones transversales de la columna flexionada aparecen fuerzas interiores mecánicamente equivalentes a un par que se superponen

con las uniformemente distribuidas iniciales y tratan de hacerla volver a la forma recta original. El par interior EI/R que se origina en una sección cualquiera es función de la curvatura $1/R$ del eje de la pieza en esa sección, o sea de la magnitud de la deformación que se le impuso a la columna, pero no depende de la intensidad de la fuerza P que obra sobre ella.

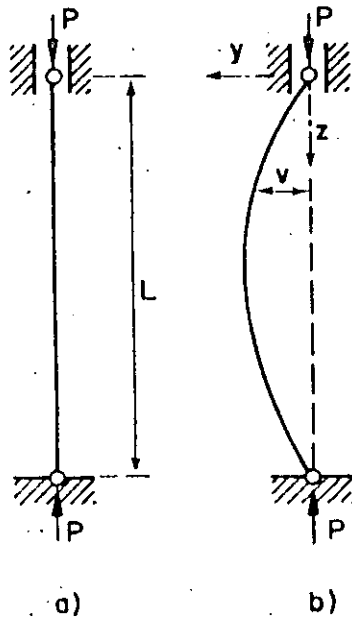


Figura 4.9. Columna esbelta doblemente articulada

En cada sección transversal hay dos momentos, uno exterior de intensidad Pv que es función de la geometría del eje deformado y de la fuerza P , y otro interior que depende exclusivamente de la configuración del eje de la pieza, de manera que al llevar ésta a una posición flexionada infinitamente cercana a la recta original puede presentarse cualquiera de los tres casos siguientes, dependiendo de la magnitud de la fuerza exterior:

Si P es pequeña,	$Pv < EI/R$
Si P es grande,	$Pv > EI/R$

Para un cierto valor intermedio de P , $Pv = EI/R$.

En el primer caso el momento que trata que la columna regrese a la forma recta es de mayor intensidad que el que tiende a deformarla y al suprimir la fuerza lateral la pieza se endereza; el equilibrio es estable; en el segundo se invierte la relación entre los momentos, lo que indica que la curvatura del eje crece aún después de quitar la fuerza lateral, condición característica de un estado de equilibrio inestable; en el tercero los dos momentos son iguales: el equilibrio es indiferente, y son posibles configuraciones equilibradas curvas de flecha indeterminada, pero siempre muy pe-

queña, además de la forma recta; la fuerza axial que ocasiona esta condición de equilibrio indiferente es la carga crítica, P_{cr} .

Interesa, precisamente, el equilibrio indiferente, porque marca la terminación de un estado deseable y la iniciación de un fenómeno que debe evitarse siempre: la flexión espontánea, o pandeo, de la pieza.

De acuerdo con la discusión anterior el pandeo de las piezas rectas cargadas axialmente no se debe a imperfecciones en la columna y en la aplicación de la carga (las que, en caso de existir, hacen que la flexión empiece a manifestarse para valores pequeños de P y aumente con ella), sino se verifica también cuando no hay ninguna imperfección, ya que al alcanzar la carga el valor crítico la forma recta de equilibrio se vuelve inestable. (Para que se presente el fenómeno de pandeo es necesario que la columna sea inicialmente recta y la fuerza de compresión perfectamente axial, de manera que se mantenga recta en las primeras etapas, hasta que P alcance el valor crítico; si hay deformaciones iniciales o excentricidades en la aplicación de la carga la columna no se pandea, sino empieza a flexionarse desde un principio y llega eventualmente a un estado de equilibrio inestable, en forma gradual, a diferencia del pandeo, que es un fenómeno instantáneo). Esto no quiere decir que la columna deba flexionarse necesariamente, pero a semejanza de lo que sucede en todos los casos de equilibrio inestable es improbable que permanezca recta; en la práctica, además, las imperfecciones inevitables, aun siendo pequeñísimas, hacen que la flexión se inicie bajo cargas de poca intensidad y que disminuya la resistencia de la pieza.

Cuando la columna empieza a flexionarse bastan incrementos muy pequeños de la fuerza axial para que las deformaciones crezcan rápidamente, con el consiguiente rápido aumento de los esfuerzos, que alcanzan bien pronto los valores de falla, por lo que la iniciación del fenómeno de inestabilidad equivale a la desaparición completa de la resistencia, o sea al colapso de la columna.

Mientras el equilibrio es estable los incrementos de la carga P ocasionan tan solo deformaciones longitudinales de la columna, que está sujeta exclusivamente a esfuerzos uniformes de compresión; la inestabilidad se manifiesta al aparecer una nueva deformación, la flexión, que provoca otra sollicitación, el momento flexionante. Un hecho análogo se presenta en los numerosos casos, más generales, de inestabilidad.

En la Fig. 4.6c se muestran las curvas $P-v$ (fuerza axial-deflexión) de dos columnas, una recta y cargada axialmente (representada con línea llena), la otra con imperfecciones iniciales (línea interrumpida). En la primera se tiene una recta vertical, que

coincide con el eje de las ordenadas, hasta que la fuerza P alcanza el valor crítico; a partir de ese instante se presentan dos posibilidades: que P siga creciendo sin que la columna se flexione (la gráfica sigue coincidiendo con el eje de las ordenadas), o que se inicien las deformaciones laterales, que aumentan rápidamente con incrementos pequeños de P , hasta llegar, poco después, a la carga máxima que puede soportar la columna, P_v . En la segunda las deformaciones laterales crecen desde un principio, en forma gradual, hasta que la carga alcanza el valor de colapso. La curva trazada con línea llena representa una falla por pandeo mientras que la interrumpida corresponde a colapso por inestabilidad ocasionada por exceso de deformación, sin que haya pandeo propiamente dicho: la compresión alcanza su intensidad máxima sin pasar por un valor crítico, el que se caracteriza (curva con línea llena) por una bifurcación del equilibrio.

4.5.2 Determinación de la carga crítica

Si la existencia de restricciones exteriores o la geometría de las secciones transversales de la columna hacen que se pandee conservándose en uno de sus planos de simetría,* es fácil calcular la carga crítica igualando el momento exterior en una sección transversal cualquiera, ocasionado por la fuerza P , con el momento resistente interior que aparece en esa misma sección; y resolviendo la ecuación correspondiente; por ejemplo, si la columna se flexiona en el plano yoz (alrededor de los ejes x) se tiene $-Pv = EI_x/R$, y si se supone que los desplazamientos de su eje son suficientemente pequeños para que la curvatura $1/R$ pueda considerarse igual a $d^2v/dz^2 = v''$, se llega a

$$EI_x v'' + Pv = 0,$$

que es la primera de las ecuaciones del caso general (ecuación 4.17); y constituye la ecuación de equilibrio de la columna ligeramente deformada; su solución proporciona la carga que puede mantenerla en equilibrio en esas condiciones, es decir, la carga crítica de pandeo elástico o carga crítica de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_x}{L^2}$$

Puesto que el pandeo se presenta siempre en el plano de menor resistencia a la flexión, si no hay restricciones exteriores que lo impidan, la ecuación anterior puede escribirse en una forma más general

* Si sus secciones transversales tienen dos ejes de simetría, la columna se pandea siempre en uno de los planos que los contienen.

3

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (4.42)$$

donde I es el momento de inercia mínimo de la sección transversal constante de la columna.

La carga crítica de Euler marca el punto en que la columna elástica perfecta se vuelve inestable; no puede ser alcanzada nunca en columnas reales porque éstas no son absolutamente rectas ni las cargas se aplican exactamente a lo largo de su eje centroidal, como se supone en la teoría. Sin embargo, en ensayos cuidadosos con especímenes pequeños, en los que se eliminan al máximo las excentricidades y las curvaturas, se han observado cargas tan cercanas a las teóricas que el error experimental resulta insignificante.

Llevando las condiciones de frontera $v(0) = v''(0) = v(L) = 0$ a la ecuación 4.25, y teniendo en cuenta que el estado de equilibrio inestable se presenta cuando $\sin \lambda_x L = 0$, se demuestra que $C_2 = C_3 = C_4 = 0$, con lo que se obtiene la ecuación del eje de la columna deformada, correspondiente al instante en que se inicia el pandeo, en la forma

$$v = C_1 \sin \lambda_x z = C_1 \sin \frac{n\pi}{L} z,$$

ya que

$$\lambda_x = \sqrt{P_{cr}/EI} = \sqrt{(n^2 \pi^2 EI/L^2)/EI} = n\pi/L.$$

(La cuarta condición de frontera, $v''(L) = 0$, lleva a la ecuación $0 = -C_1 \lambda_x^2 \sin \lambda_x L$, que indica que C_1 puede tener cualquier valor, puesto que $\sin \lambda_x L = \sin n\pi = 0$).

Haciendo $n = 1$ y tomando $z = L/2$ se obtiene la flecha máxima, en el centro del claro:

$$v_{máx} = C_1 \sin \frac{\pi}{L} \frac{L}{2} = C_1 \sin \frac{\pi}{2} = C_1$$

La deflexión lateral de la columna es indeterminada, puesto que C_1 es una constante arbitraria, lo que indica que la teoría desarrollada hasta ahora permite obtener la carga para la que se inicia el pandeo, pero no es capaz de predecir el comportamiento posterior de la columna, ya que con ella no se pueden calcular los desplazamientos laterales del eje, que permanecen indeterminados.

Esta limitación de la teoría tiene su origen en el empleo de la fórmula aproximada $1/R = d^2y/dx^2$ para las curvaturas puesto que esta expresión, suficientemente precisa para desplazamientos pequeños, deja de serlo cuando aumentan; si se desea mejorar la teoría del pandeo elástico de columnas, amplián-

dola para que tenga en cuenta desplazamientos laterales grandes, es preciso emplear la expresión matemática exacta de la curvatura.

Desplazamientos laterales grandes

La ecuación de equilibrio de la columna, en el instante en que se inicia el pandeo, toma ahora la forma

$$EI \frac{d^2v/dz^2}{\left[1 + \left(\frac{dv}{dz}\right)^2\right]^{3/2}} + Pv = 0 \quad (4.43)$$

Debido a la naturaleza no lineal de esta ecuación es necesario utilizar integrales elípticas para resolverla.

Partiendo de la ecuación 4.43 se demuestra, lo mismo que al utilizar la ecuación simplificada 4.17, que la forma recta de la columna es estable hasta que la carga alcanza el valor crítico dado por la ecuación 4.42; sin embargo, a diferencia de la teoría simplificada, ahora sí es posible determinar la magnitud de los desplazamientos laterales que se presentan al pandearse la columna; la deflexión máxima es (Refs. 4.2, 4.3, 4.6)

$$v_{m\acute{a}x} = \frac{2L}{\pi} \sqrt{\frac{P_{cr}}{P}} \left(\sqrt{\frac{P}{P_{cr}}} - 1 \right) \quad (4.44)$$

P_{cr} es la carga crítica obtenida aplicando la teoría basada en deformaciones pequeñas (ecuación 4.42), y P es la fuerza axial que actúa en un instante dado, que ocasiona un cierto desplazamiento lateral máximo.

Mientras $P < P_{cr}$, $v_{m\acute{a}x}$ es imaginario, es decir, el eje de la columna permanece recto, condición que se conserva hasta que $P = P_{cr}$, pues para esta carga axial $v_{m\acute{a}x} = 0$; cuando P adquiere valores mayores que P_{cr} , empiezan a presentarse desplazamientos laterales de magnitud definida, de manera que de acuerdo con esta teoría mejorada al llegar al punto de bifurcación del equilibrio la columna puede permanecer recta o adoptar una configuración deformada lateralmente que es aún estable, puesto que los desplazamientos no crecen indefinidamente, sino se requieren incrementos de la fuerza axial para que aumenten de magnitud. Sin embargo, el conocimiento del comportamiento de las columnas reales queda limitado a un intervalo muy pequeño, poco más allá de la iniciación del pandeo, ya que incrementos pequeñísimos de la carga axial ocasionan aumentos muy rápidos en la intensidad de los esfuerzos existentes en la columna, los que sobrepasan en seguida el límite elástico del material, volviéndose inaplicable la teoría en estudio, ya que está basada en la validez de la ley de Hooke.

Las dos teorías de pandeo conducen a resultados análogos pues la segunda, basada en la expresión correcta de la curvatura, indica que el equilibrio sigue siendo estable para cargas mayores que la crítica pero únicamente para incrementos muy pequeños, después de los cuales se produce la falla por pandeo inelástico.

Las ideas anteriores se ilustran determinando el esfuerzo normal máximo en la sección media de la columna pandeada, que vale

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{P}{A} + \frac{Pv_{m\acute{a}x}}{I} c = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{c}{r^2} v_{m\acute{a}x} \right)$$

Haciendo $P/A = \sigma_a$ puede escribirse

$$\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{\sigma_a} = 1 + \frac{c}{r^2} v_{m\acute{a}x}$$

Si esta expresión se aplica a una columna con relación de esbeltez de 100 por ejemplo, se obtiene

$$\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{\sigma_a} = 1 + \frac{10\,000\,c}{L} \frac{v_{m\acute{a}x}}{L}$$

y si se supone que la columna es una $1\,381 \times 63.84$ kg/m con radio de giro mínimo $r_y = 2.75$ cm ($L = 100r = 275$ cm, $c = 38.1/2 = 19.05$ cm), se llega a

$$\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{\sigma_a} = 1 + 693 \frac{v_{m\acute{a}x}}{L} \quad (4.45)$$

En la Fig. 4.10 se han trazado las curvas $P/P_{cr} - v_{m\acute{a}x}/L$ y $\sigma_{m\acute{a}x}/\sigma_a - v_{m\acute{a}x}/L$, utilizando las ecuaciones 4.44 y 4.45; la primera tiene carácter general y la segunda es válida únicamente para una $1\,381 \times 63.84$ kg/m con relación de esbeltez de 100. Observándolas se advierte que incrementos muy pequeños de la carga, más allá de la crítica, ocasionan deformaciones laterales muy grandes, a las que corresponden esfuerzos normales máximos inadmisibles. (Por ejemplo, una carga uno por ciento mayor que P_{cr} produce un desplazamiento máximo igual a $0.040L$, al que corresponde un esfuerzo máximo 28.72 veces mayor que el medio; desde luego, este valor es teórico, y sería real únicamente si la columna tuviese un comportamiento elástico ilimitado).

La curva de la Fig. 4.10a es tangente a la horizontal en el punto A, de ordenada $P/P_{cr} = 1.0$, lo que explica por qué la deflexión lateral resulta indeterminada cuando se usa la expresión aproximada para la curvatura, en la que se desprecian cantidades diferenciales de segundo orden.

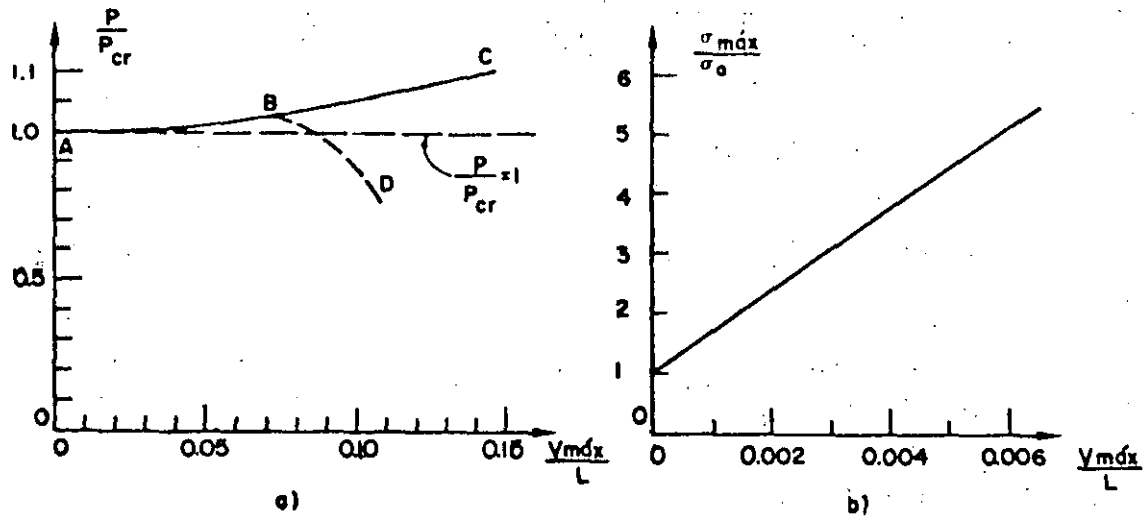


Figura 4.10. Relaciones entre las cargas mayores que la crítica y los esfuerzos normales máximos que ocasionan

La curva AC es utilizable únicamente dentro del intervalo elástico; cuando los esfuerzos sobrepasan el límite de proporcionalidad disminuye la resistencia que opone la barra a la flexión y se obtiene una gráfica del tipo de la BD, es decir, la resistencia real de la columna, teniendo en cuenta comportamiento inelástico, es en general menor que la calculada hasta ahora.*

4.5.3 Esfuerzo crítico

Dividiendo los dos miembros de la ecuación 4.42 entre el área A de la sección transversal, teniendo en cuenta que P_{cr}/A es el esfuerzo correspondiente a la iniciación del pandeo, sustituyendo el momento de inercia I por su valor en función del área A y del radio de giro r, y efectuando simplificaciones, se obtiene la expresión

*La falla de una columna se presenta en todos los casos cuando se forman en ella articulaciones plásticas suficientes para que se convierta en un mecanismo; en la barra en estudio, que está articulada en ambos extremos, basta con una sola, que aparece en la sección de momento máximo (la sección central) cuando se agota su resistencia bajo la acción combinada de la fuerza axial y del momento ocasionado por el desplazamiento lateral que caracteriza al pandeo, o sea cuando $M_{máx} = P y_{máx} = M_{pc}$, donde M_{pc} es el momento plástico resistente de la sección transversal, reducido por efecto de la fuerza axial (ver pág. 230). La carga de colapso es muy poco mayor que la crítica, pues el rápido crecimiento de los esfuerzos hace que la sección central se plastifique inmediatamente después de iniciarse el pandeo. (El colapso tiene lugar siempre en el intervalo plástico, independientemente de que el pandeo se inicie abajo o arriba del límite de proporcionalidad).

Una vez formada la articulación plástica el momento en la sección central es constante y para que se conserve el equilibrio mientras aumentan los desplazamientos laterales es necesario que disminuya la carga que obra sobre la columna.

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad (4.46)$$

en la que σ_{cr} es el esfuerzo crítico de Euler para pandeo elástico; el cociente L/r recibe el nombre de *relación de esbeltez* de la columna.

4.5.4 Longitud efectiva

La fórmula de Euler se ha deducido partiendo de la suposición básica de que los dos extremos de la columna están articulados; por consiguiente, sólo permite calcular la carga o el esfuerzo crítico de columnas con esas condiciones de apoyo, ya que si cambian las restricciones en los extremos de una barra comprimida se modifica su capacidad para resistir fuerza axial.

La columna doblemente articulada no existe en las estructuras reales y sólo se obtiene en experiencias de laboratorio muy cuidadosas; su importancia estriba en que a partir de los resultados obtenidos para ella pueden deducirse las cargas o esfuerzos críticos correspondientes a cualquier otra condición de apoyo, por lo que se le da el nombre de *caso fundamental*.

Si se considera la columna como un elemento aislado, con condiciones de apoyo bien definidas, es fácil obtener la carga crítica correspondiente a cada caso particular, partiendo del fundamental.

Por ejemplo, al pandearse una columna doblemente empotrada (Fig. 4.11) aparecen en los apoyos momentos reactivos que impiden la rotación de sus extremos; esos momentos y las fuerzas axiales de compresión son equivalentes a las cargas P aplicadas excentricamente, como se muestra en la Fig. 4.11b. Los

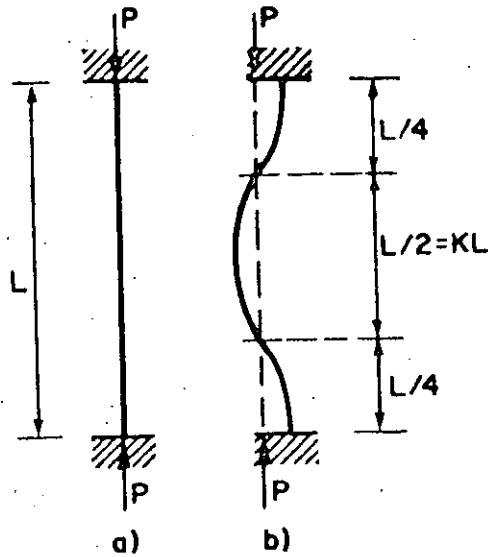


Figura 4.11. Pandeo de una columna empotrada en los dos extremos

puntos de inflexión (puntos de momento nulo), localizados en las intersecciones de la línea de acción de P con el eje deformado, dividen la barra en tres secciones; la central, comprendida entre ellos, de longitud $L/2$, se encuentra exactamente en las mismas condiciones que el caso fundamental.

Por consiguiente, la carga crítica de pandeo de la columna doblemente empotrada se puede determinar utilizando la fórmula deducida para la articulada en ambos extremos, pero empleando al aplicarla la longitud del tramo que se encuentra en las mismas condiciones que el caso fundamental, en vez de la longitud real:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(L/2)^2} = \frac{4\pi^2 EI}{L^2}$$

Este resultado puede obtenerse también partiendo de la ecuación general 4.17, teniendo en cuenta al calcular las constantes de integración las condiciones de borde correspondientes al tipo de apoyo (al hablar de una columna doblemente empotrada debe entenderse que sus extremos no pueden girar ni desplazarse linealmente en una dirección transversal, pero sí pueden acercarse uno al otro moviéndose, cuando menos uno de ellos, a lo largo del eje).

De una manera análoga, la fórmula de Euler puede utilizarse para calcular la carga o el esfuerzo crítico de pandeo de columnas con otras condiciones de apoyo por lo que es conveniente escribirla en la forma general siguiente:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (4.47)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (4.48)$$

En estas expresiones KL es la longitud efectiva de la columna, es decir, la distancia entre puntos de inflexión del eje deformado; K vale 1 para extremos articulados y $1/2$ para extremos empotrados, y tiene valores intermedios para restricciones elásticas comprendidas entre esos límites; si un extremo de la columna puede desplazarse linealmente respecto al otro, en dirección perpendicular al eje original, K puede crecer indefinidamente.

En la Fig. 4.12, tomada de la Ref. 4.4, se dan los valores de K para varias condiciones de apoyo idealizadas en las que se supone que las restricciones que impiden las rotaciones y traslaciones de los extremos son ciento por ciento efectivas o no existen.

Puede suponerse que se presenta una condición de empotramiento perfecto en la base (casos a , b , c y e , Fig. 4.12) cuando la columna está ligada a una cimentación rígida, cuyas rotaciones son despreciables, por medio de una conexión diseñada para resistir el momento de empotramiento y obtenida mediante una placa de base y anclas o ahogando la columna en el cimiento una longitud adecuada; cuando el comportamiento del extremo inferior es incierto, respecto a la existencia de rotaciones, debe considerarse articulado (casos d y f).

Las rotaciones del extremo superior se suponen impedidas cuando la columna está unida rigidamente a una trabe aperaltada de rigidez muchas veces mayor que la suya propia; si los desplazamientos lineales de la trabe están impedidos por medio de contraventeos o muros de rigidez, la columna se encuentra en el caso a , y cuando pueden presentarse esos desplazamientos está en el c o f .

La suposición de que hay articulaciones en los extremos superiores, casos b y d , puede deberse a que las trabes tengan una rigidez muy reducida o a la forma en que estén conectadas con las columnas.

Los valores de K recomendados para diseño son una modificación de los teóricos, hecha teniendo en cuenta que tanto las articulaciones perfectas como los empotramientos absolutos son irrealizables.

Todas las configuraciones de la Fig. 4.12, y otras correspondientes a condiciones de apoyo que no aparecen en ella, quedan representadas por partes de la senoide $v = C \sin \frac{n\pi}{L} z$, referidas a ejes adecuados; la carga P_{cr} que hace posible la deformación sinusoidal del

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
La línea punteada indica la forma de la columna pandeada						
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores del diseño recomendados cuando se tienen condiciones cercanas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Condiciones en los extremos	<ul style="list-style-type: none"> Rotación impedida y traslación impedida Rotación libre y traslación impedida Rotación impedida y traslación libre Rotación libre y traslación libre 					

Figura 4.12. Valores del coeficiente K para columnas aisladas con diversas condiciones de apoyo.

miembro es la carga crítica elástica que corresponde a cada una de las condiciones de borde, y puede calcularse utilizando el concepto de longitud efectiva.

En la Fig. 4.13 se ha utilizado este procedimiento para determinar las cargas críticas correspondientes a diversas condiciones de apoyo; todos los casos que apa-

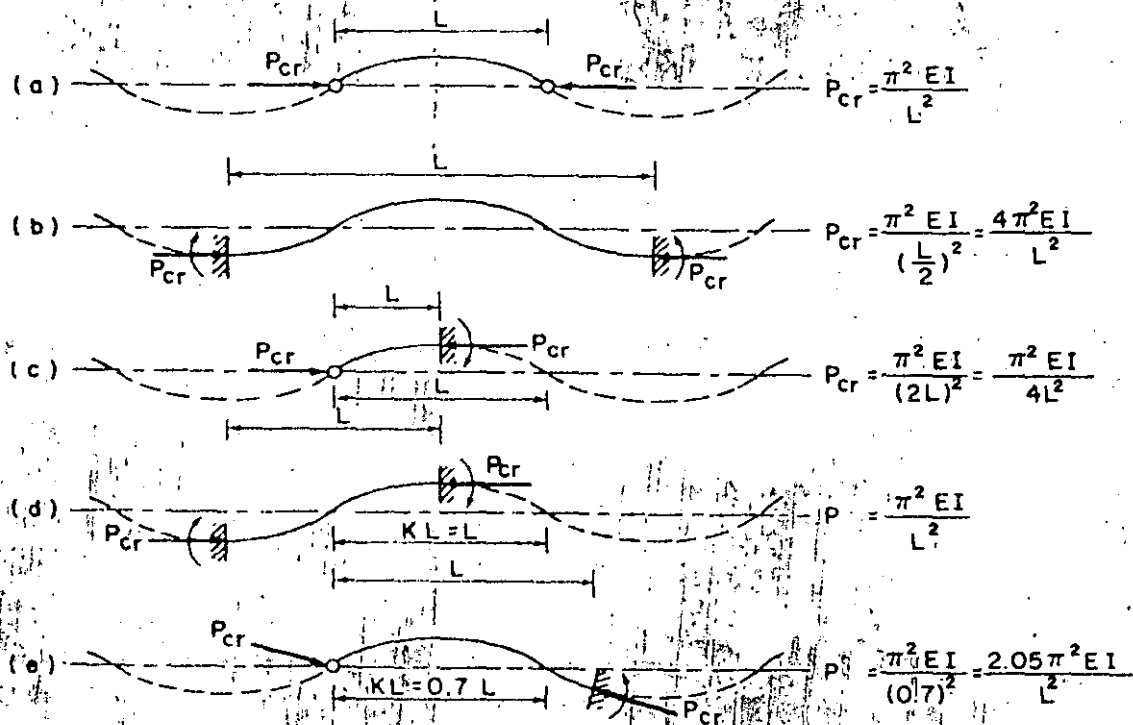


Figura 4.13. Configuraciones de columnas deformadas, consideradas como partes de una senoide

recen en ella están incluidos en la tabla de la Fig. 4.12 (en el caso e la fuerza axial no actúa a lo largo del eje original, pero el ángulo de inclinación es tan pequeño que al despreciarlo no se introduce ningún error de consideración en los resultados).

Este método puede emplearse también para calcular las cargas críticas de modos superiores de pandeo, los que se presentan cuando hay restricciones exteriores que impiden la falla según el primer modo.

4.5.5 Pandeo inelástico

La obtención de la fórmula de Euler, que permite calcular la carga crítica de piezas rectas comprimidas axialmente, está basada en la suposición fundamental de que la pieza se comporta elásticamente hasta la iniciación del pandeo, como lo demuestra el que en la ecuación básica de equilibrio aparezca el módulo de elasticidad E , que se conserva en la fórmula final; como una consecuencia, las ecuaciones 4.42 y 4.46 (o la 4.47 y 4.48) no son aplicables a columnas cortas o de longitud intermedia, en las que se alcanza el límite de proporcionalidad antes que el esfuerzo crítico de pandeo elástico.

La fórmula $\sigma_{cr} = \pi^2 E / (L/r)^2$ es válida únicamente para el intervalo de valores de la relación de esbeltez a los que corresponden esfuerzos críticos no mayores que el límite de proporcionalidad ($\sigma_{cr} \leq \sigma_{LP}$); de manera que es aplicable hasta que

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} = \sigma_{LP}$$

Despejando L/r se obtiene

$$\frac{L}{r} = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{LP}}} \quad (4.49)$$

σ_{LP} es el esfuerzo correspondiente al límite de proporcionalidad.

La ecuación 4.49 permite calcular la relación de esbeltez mínima para la que es aplicable la fórmula de Euler, la que deja de serlo para esbelteces menores, puesto que para ellas $\sigma_{cr} > \sigma_{LP}$, el límite de proporcionalidad se sobrepasa antes de iniciarse el pandeo y éste se presenta en el intervalo inelástico.

Durante bastantes años después de su publicación, a mediados del siglo XVIII, se consideró que la teoría de Euler era incorrecta, pues arrojaba resultados que no concordaban con los obtenidos experimentalmente; esto se debía a que las columnas que se utilizaban en esa época eran de esbeltez muy reducida y fallaban en el intervalo inelástico, bajo cargas muchos menores que las predichas por la fórmula de

Euler. Por este motivo las columnas se diseñaron durante largo tiempo utilizando fórmulas empíricas, deducidas de información proporcionada por pruebas de laboratorio. Transcurrieron cerca de cien años hasta que Lamarle, en 1845, se dio cuenta de que el error no estaba en la fórmula, sino en su aplicación a casos para los que no es válida.

Puede considerarse que la teoría del pandeo elástico de columnas está bien establecida desde entonces, pero como no se contaba todavía con ningún procedimiento para predecir la carga de pandeo fuera de ese intervalo, se siguieron empleando fórmulas empíricas, algunas de las cuales se usan todavía e, incluso, siguen apareciendo en muchas especificaciones.

Engesser y Considère fueron los primeros en advertir la posibilidad de modificar la fórmula de Euler para hacerla aplicable al cálculo de la carga crítica de pandeo inelástico de columnas introduciendo en ella un módulo E variable, función del esfuerzo crítico.

Engesser presentó su teoría del módulo tangente en 1889; de acuerdo con ella, la resistencia máxima de una columna que empieza a pandearse en el intervalo inelástico se obtiene sustituyendo en la fórmula de Euler el módulo de elasticidad E por el módulo tangente E_t . En el mismo año, en un congreso internacional celebrado en París, Considère hizo notar que al comenzar la flexión de una columna cargada más allá del límite de proporcionalidad, los esfuerzos en el lado cóncavo se incrementan de acuerdo con la ley que corresponda según el diagrama esfuerzo-deformación, pero los del lado convexo disminuyen, siguiendo la ley de Hooke, de manera que su resistencia máxima no es función ni del módulo de elasticidad E ni del tangente E_t , sino de un módulo \bar{E} comprendido entre los dos. Considère observó que \bar{E} es función del esfuerzo medio en la columna, P/A , pero no propuso ningún procedimiento para calcularlo.

En 1895 Jasinsky hizo ver que la teoría del módulo tangente era incorrecta y llamó la atención sobre el trabajo de Considère; en el mismo año Engesser reconoció el error que existía en su teoría original y presentó una nueva solución del problema, conocida con el nombre de *teoría del módulo reducido* o *del módulo doble*.

A partir de entonces se aceptó la teoría del módulo reducido como la solución correcta del problema del pandeo inelástico de columnas; desde el punto de vista del concepto clásico de inestabilidad es efectivamente correcta, puesto que indica la carga para la que una columna perfectamente recta y cargada axialmente puede tener, además, otras configuraciones en equilibrio cercanas a la recta. Sin embargo, más adelante aparecieron dudas sobre ella, pues resultados experi-

mentales cuidadosos obtenidos con especímenes de secciones transversales de diversas formas indicaron que las cargas de pandeo reales se encuentran entre las predichas por las dos teorías, del módulo tangente y del módulo reducido, más cerca generalmente de las primeras que de las segundas.

El verdadero significado de las dos teorías fue aclarado finalmente por Shanley, en 1947, poniendo así fin a una controversia que duró más de cincuenta años.

En la discusión que se presenta en seguida se admiten las hipótesis siguientes:

1. Los desplazamientos laterales del eje de la columna son pequeños en comparación con las dimensiones de sus secciones transversales.
2. Las secciones transversales planas permanecen planas y normales al eje deformado, después de la flexión.
3. El diagrama esfuerzo-deformación del material de la columna da la relación entre esfuerzo y deformación en cualquiera de sus fibras longitudinales.
4. El plano de flexión es un plano de simetría de todas las secciones transversales.

4.5.6 Teoría del módulo tangente

La teoría original de Engesser para pandeo inelástico está basada en la suposición de que cuando la columna tiene una relación de esbeltez tal que el esfuerzo crítico de pandeo $\sigma_1 = P_1/A$ es mayor que el límite de proporcionalidad, es posible una configuración deformada en equilibrio indiferente para la cual la deformación es controlada por el módulo de elasticidad tangente E_t , que es igual a la pendiente de la curva esfuerzo de compresión-deformación del material de la columna en el punto que corresponde al esfuerzo crítico (Refs. 4.2, 4.3, 4.7 y 4.8) (Fig. 4.14).

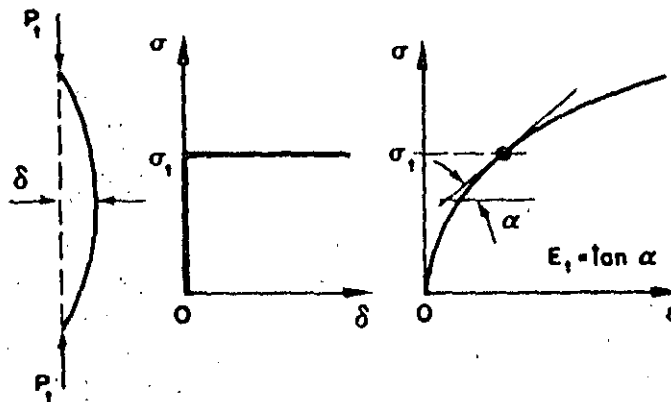


Figura 4.14. Teoría del módulo tangente

La ecuación diferencial del eje deformado es

$$v'' + \frac{P_1}{E_t I} v = 0$$

y, para una columna con extremos articulados, la carga y el esfuerzo crítico valen

$$P_1 = \frac{\pi^2 E_t I}{L^2} \tag{4.50}$$

$$\sigma_1 = \frac{\pi^2 E_t}{(L/r)^2} \tag{4.51}$$

4.5.7 Teoría del módulo reducido

Considérese una columna de longitud intermedia sobre la que obra una fuerza axial de compresión P , tal que $\sigma = P/A$ excede el límite de proporcionalidad, e increméntese la carga hasta que se alcance una condición de equilibrio indiferente similar a la de una columna que se pandea en el intervalo elástico; se supone que la columna permanece recta hasta alcanzar la condición de inestabilidad, y se calcula la carga crítica de pandeo, P_r , como la fuerza axial necesaria para mantenerla en una posición ligeramente flexionada (Refs. 4.2, 4.3, 4.7 y 4.8).

Al estudiar los esfuerzos normales en una sección transversal cualquiera de la columna deformada se observa que, debido a la flexión, hay un pequeño aumento en el esfuerzo de compresión en el lado cóncavo y una disminución en el convexo. Si la curva OBC de la Fig. 4.15c representa el diagrama esfuerzo-deformación del material de la columna, obtenido mediante un ensaye de compresión, y el punto C corresponde al esfuerzo crítico, la relación esfuerzo-deformación en el lado cóncavo de la pieza queda determinada, durante pequeñas deformaciones, por la pendiente de la tangente CC' , o sea el módulo tangente E_t , mientras que en el lado convexo, donde los esfuerzos disminuyen, queda definida por la penden-

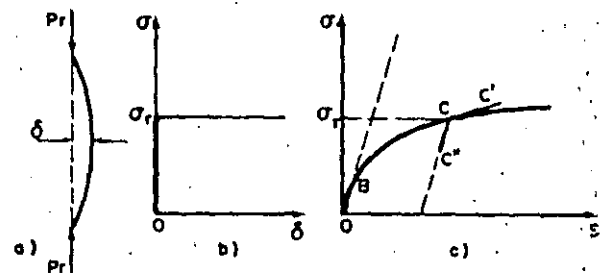


Figura 4.15. Teoría del módulo reducido

te de la recta CC'' , es decir, por el módulo de elasticidad E del material; por consiguiente, de acuerdo con la hipótesis de la sección plana, los pequeños esfuerzos normales debidos a la flexión que se superponen con los directos de compresión quedan distribuidos a través del peralte de la sección transversal como se muestra en la Fig. 4.16b. (Se ha supuesto que OB es una línea recta aunque en realidad es una curva, puesto que E_t varía con el esfuerzo normal).

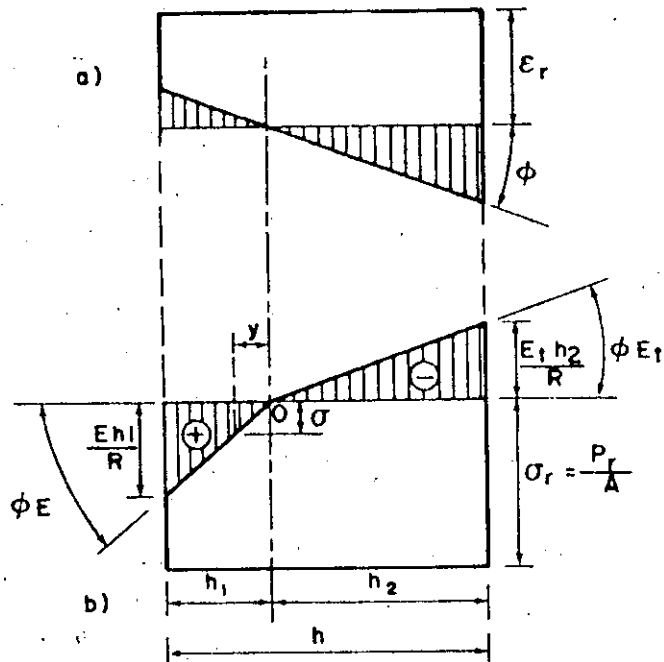


Figura 4.16. Deformaciones y esfuerzos al iniciarse el pandeo, de acuerdo con la teoría del módulo reducido

En la Fig. 4.16 se muestran las deformaciones unitarias y los esfuerzos existentes en una sección transversal de la columna cuando se inicia el pandeo (son iguales en todos los puntos de la sección transversal, puesto que se supone que hasta entonces la columna está sometida a compresión axial únicamente) y un instante después, cuando la barra empieza a flexionarse. Los triángulos achurados representan las deformaciones y los esfuerzos ocasionados por la flexión, y con línea gruesa se han dibujado los totales, obtenidos superponiéndolos con los que existían al iniciarse el pandeo.

Si R es el radio de curvatura del eje deformado los esfuerzos máximos de tensión y compresión debidos a la flexión valen, respectivamente, Eh_1/R y $E_t h_2/R$, y la posición del eje O , lugar geométrico de los puntos en los que el esfuerzo normal no se modifica al iniciarse el pandeo, se determina utilizando la condición de que las fuerzas totales de tensión y compresión ocasionadas por la flexión deben ser iguales, ya que al sacar a la columna de su configuración recta, la fuerza exterior que obra sobre ella permanece constante.

Si las secciones transversales son rectangulares, de peralte h , la condición anterior requiere que $Eh_1^2 = E_t h_2^2$; además, $h_1 + h_2 = h$, de manera que

$$h_1 = \frac{h\sqrt{E_t}}{\sqrt{E} + \sqrt{E_t}}, \quad h_2 = \frac{h\sqrt{E}}{\sqrt{E} + \sqrt{E_t}}$$

El momento interno M_{int} , correspondiente a los esfuerzos dibujados en la Fig. 4.16b, vale:

$$M_{int} = \frac{Eh_1}{R} \frac{bh_1}{2} \frac{2}{3} h = \frac{bh^3}{12R} \frac{4EE_t}{(\sqrt{E} + \sqrt{E_t})^2}$$

b es el ancho de la sección.

Introduciendo en ella el módulo de elasticidad reducido $E_r = 4EE_t/(\sqrt{E} + \sqrt{E_t})^2$, y teniendo en cuenta que $bh^3/12$ es el momento de inercia de la sección transversal de la columna respecto a su eje centroidal y principal normal al plano de la flexión, la expresión anterior se reduce a

$$M_{int} = E_r I / R$$

Ahora bien, $M_{ext} = P_r v$ y $1/R = -d^2 v/dz^2 = -v''$, luego para la columna ligeramente flexionada en estado de equilibrio indiferente se tiene

$$P_r v = -E_r I v'', \quad v'' + \frac{P_r}{E_r I} v = 0,$$

expresión semejante a la obtenida para pandeo elástico, de la que difiere únicamente en que E_r sustituye a E .

Siguiendo el mismo camino que para la deducción de la fórmula de Euler se llega a

$$P_r = \frac{\pi^2 E_r I}{L^2} \quad (4.52)$$

$$\sigma_r = \frac{\pi^2 E_r}{(L/r)^2} \quad (4.53)$$

P_r y σ_r son la carga y el esfuerzo crítico predichos por la teoría del módulo reducido.

De acuerdo con el procedimiento seguido para su obtención, el módulo reducido E_r no depende únicamente de las propiedades mecánicas del material de la columna, sino también de la forma de sus secciones transversales; por ejemplo, para una sección I idealizada, en la que se supone que la mitad del área está concentrada en cada patín y se desprecia el alma, flexionada en el plano de mayor resistencia, E_r vale $2EE_t/(E + E_t)$ (Ref. 4.2).

E_r es siempre mayor que E_t , de manera que la teoría del módulo reducido da valores de la carga crítica algo más altos que la del módulo tangente.

La teoría del módulo reducido es en apariencia más precisa que la del módulo tangente, puesto que toma en cuenta la reducción de esfuerzos en el lado convexo de la columna, debida a la flexión, y así se consideró durante bastantes años, sin embargo, después se comprobó que las cargas críticas obtenidas experimentalmente se encuentran entre las predichas por ambas teorías, más cerca, en general, de las correspondientes al módulo tangente que al reducido; por este motivo, y a pesar de ser aparentemente incorrecta, se usó cada vez más la teoría del módulo tangente, la que tiene las ventajas adicionales de dar resultados del lado de la seguridad y de ser de fácil aplicación ya que, a diferencia del módulo reducido, E_r es independiente de la forma de las secciones transversales.

Esta situación, aparentemente ilógica, existió hasta 1917, año en que Shanley aclaró por completo el comportamiento de las columnas cargadas axialmente durante el pandeo en el intervalo inelástico.

4.5.8. La contribución de Shanley

De acuerdo con la teoría del módulo tangente la columna empieza a flexionarse tan pronto como la carga alcanza el valor $P_t = \pi^2 E_t I / L^2$, y es posible una configuración deformada en equilibrio indiferente para la que la relación entre esfuerzos y deformaciones está regida, en todos los puntos de las secciones transversales, por el módulo tangente E_t .

Al suponer que la bifurcación del equilibrio se presenta bajo carga constante Engesser extendió el concepto del pandeo elástico al intervalo inelástico, cometiendo un error al hacerlo porque en el intervalo elástico el módulo de Young E rige las relaciones esfuerzo-deformación tanto al aumentar como al disminuir los esfuerzos y sigue siendo aplicable en toda la sección transversal después de la iniciación del pandeo, mientras que en el inelástico E_t es aplicable únicamente a la parte de la sección en la que crecen los esfuerzos de compresión.

Por tanto, al utilizar la teoría del módulo tangente se está suponiendo implícitamente que cuando la columna pasa de la forma recta a la configuración deformada adyacente no disminuyen los esfuerzos en los puntos situados en su lado convexo, lo que no es posible si el pandeo se presenta bajo carga constante, luego para que el módulo tangente sea aplicable en toda la sección al iniciarse la flexión es necesario que ésta comience mientras aumenta todavía la carga axial, de manera que la tendencia a la disminución de los esfuerzos en una parte de la sección, debida a la flexión, es compensada por el incremento en

los esfuerzos normales directos ocasionados por la fuerza axial adicional (Fig. 4.17).

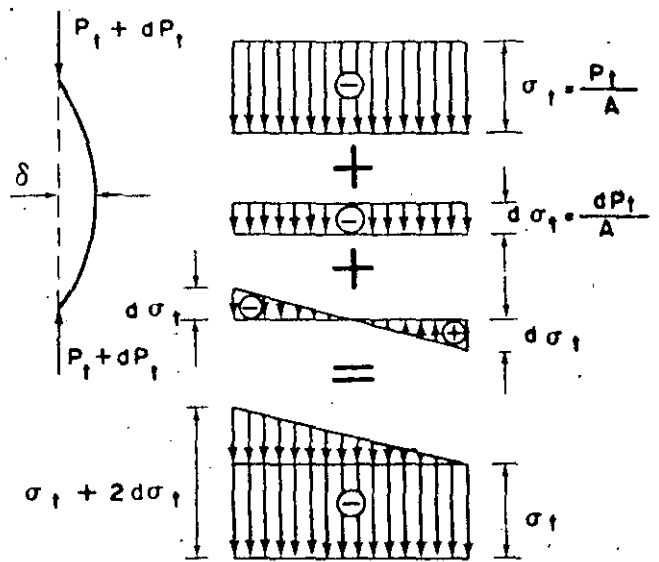


Figura 4.17. Distribución de esfuerzos en el instante en que la columna empieza a deformarse lateralmente

La carga P_t dada por la teoría del módulo tangente no es la fuerza axial máxima que puede soportar la columna, puesto que las mismas suposiciones que llevan a su obtención implican un aumento por encima de ella; sí es, en cambio, la fuerza máxima que una columna recta puede resistir sin deformarse lateralmente.

La columna empieza a flexionarse, sin que haya disminución de esfuerzos en ningún punto, cuando la carga sobrepasa en una cantidad infinitamente pe-

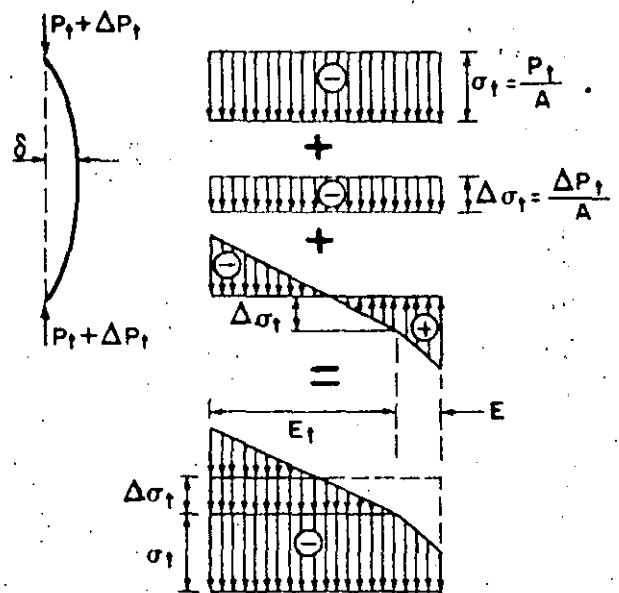


Figura 4.18. Esfuerzos producidos por una fuerza un poco mayor que P_t

queña el valor P_c (Fig. 4.17); el esfuerzo de tensión que tiende a aparecer en su lado convexo es compensado por el aumento en compresión directa. Sin embargo, ésta es una fase instantánea: inmediatamente después de la iniciación de la flexión lateral empiezan a disminuir los esfuerzos en las fibras del borde convexo, lo que hace que en esa zona rija el módulo de elasticidad E , con el consiguiente aumento del módulo efectivo, y la carga va creciendo al mismo tiempo que se incrementan las deformaciones laterales (Fig. 4.18).

Si los desplazamientos laterales siguen aumentando se alcanza eventualmente una condición de inestabilidad, como se ve en las Figs. 4.19 y 4.20, en las que se han representado las deformaciones longitudinales unitarias en una sección transversal de la columna en varias etapas del proceso de carga (Fig. 4.19a), los esfuerzos normales correspondientes a algunas de ellas (Fig. 4.19b) y la curva esfuerzo medio-desplazamiento lateral de la columna (Fig. 4.20).

Mientras la fuerza axial es menor que P_c la deformación de la columna consiste en un acortamiento uniforme, deformación que se conserva hasta llegar al valor crítico predicho por la teoría del módulo tangente; al aumentar la fuerza exterior en una cantidad diferencial la columna empieza a flexionarse, lo que origina un acortamiento más rápido del material situado en el borde cóncavo sin que haya primero dis-

minuciones en la deformación total de las fibras del lado convexo (etapa 1, Fig. 4.19a), las que se presentan bajo incrementos adicionales de carga (etapa 2 en adelante, Fig. 4.19a).

Cuando la fuerza exterior es poco mayor que P_c , los esfuerzos normales disminuyen en una porción muy reducida de las secciones transversales, la que aumenta de tamaño al crecer la carga; el volumen de esfuerzos de compresión que se superpone con el esfuerzo uniforme $\sigma_c = P_c/A$ es al principio mayor que el de los esfuerzos de tensión, lo que indica que la carga exterior crece (Fig. 4.20), hasta que la diferencia entre los dos volúmenes es máxima (etapa 5, Figs. 4.19 y 4.20): la fuerza axial correspondiente es la mayor que puede soportar la columna, la que se encuentra en equilibrio inestable puesto que cualquier deformación lateral adicional hace que el volumen de esfuerzos de tensión crezca más rápidamente que el de compresión, lo que corresponde a una disminución en la carga, necesaria para que se conserve el equilibrio entre las fuerzas exteriores que obran sobre la columna y las interiores que aparecen en ella.

En la Fig. 4.20 se representa el comportamiento de una columna cargada axialmente por medio de la relación esfuerzo medio-desplazamiento lateral de la sección central; los puntos marcados en la curva corresponden a las distintas etapas de la Fig. 4.19.

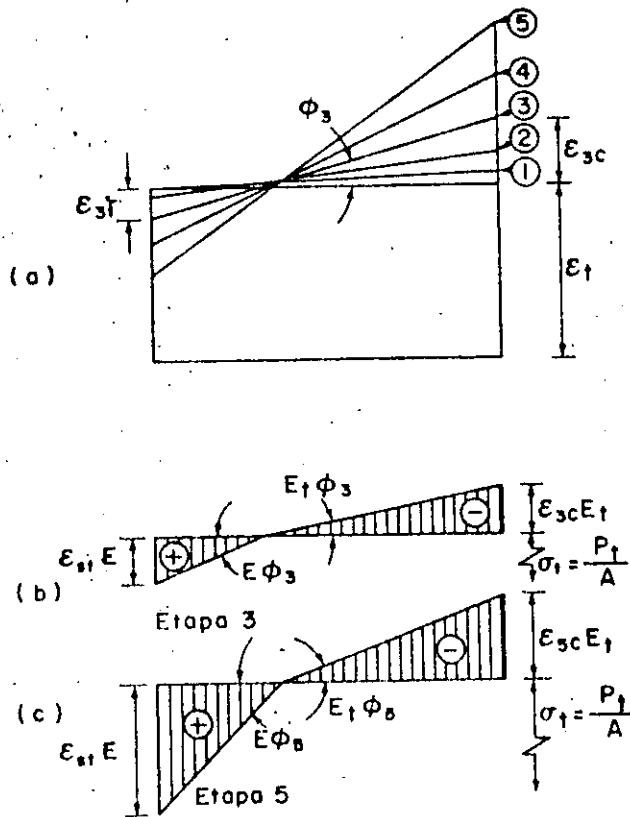


Figura 4.19. Deformaciones y esfuerzos producidos por cargas mayores que P_c

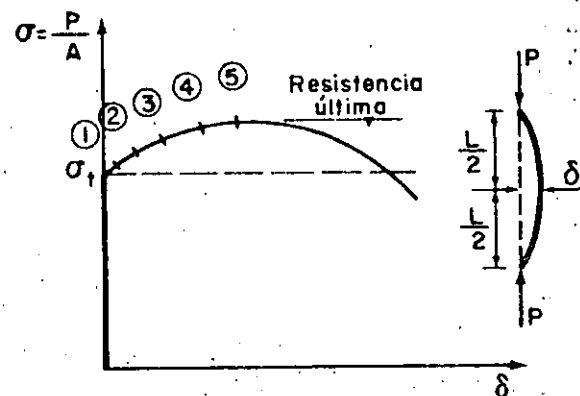


Figura 4.20. Gráfica esfuerzo medio-desplazamiento de la sección central de la columna

Shanley demostró en 1947 que una columna inicialmente recta empieza a flexionarse cuando la carga alcanza el valor crítico dado por la teoría del módulo tangente, y continúa flexionándose a partir de ese instante con carga axial creciente; lo demostró experimentalmente y confirmó los resultados con el estudio analítico del comportamiento de una columna ideal, el "modelo de Shanley", compuesta por dos porciones infinitamente rígidas ligadas entre sí por una pequeña zona deformable (Refs. 4.9 y 4.10); (este modelo tiene como único objeto simplificar la parte matemática de la demostración; otros investigadores han resuelto posteriormente el problema utilizando

modelos más precisos en unos casos y las propiedades de columnas reales en otros (Refs. 4.11 y 4.12).

En resumen, la carga correspondiente al módulo tangente es un límite inferior de la resistencia máxima de las columnas: al alcanzarla, una barra inicialmente recta se empieza a flexionar, pero puede soportar incrementos adicionales. La carga dada por la teoría del módulo reducido es el límite superior, puesto que es la fuerza axial máxima que la columna podría soportar si se mantuviera recta hasta alcanzarla lo que, como se ha visto, no sucede, ya que la flexión empieza cuando P llega al valor P_T . (De hecho, para que una columna pueda soportar una carga mayor que la predicha por la teoría del módulo tangente es necesario que el módulo efectivo sea mayor que E_T , lo que sucede tan sólo si los esfuerzos normales decrecen en una zona de las secciones transversales en la que rige, por consiguiente, el módulo de elasticidad E y esto, a su vez, significa que la pieza debe empezar a flexionarse bajo cargas menores que P_T , la que sólo podría alcanzarse obligando a la barra a permanecer recta, mediante la aplicación de restricciones exteriores). La resistencia máxima de la columna se encuentra entre los límites predichos por las dos teorías (Fig. 4.21).

Los resultados de pruebas de laboratorio están, en general, mucho más cerca de P_T que de P_r , por lo que la carga que se obtiene con la teoría del módulo tangente se puede considerar, en la mayor parte de los casos y para fines prácticos de diseño, como la resistencia última de las columnas, pues está muy cerca de ella y, además, del lado de la seguridad. (El cálculo de la carga última es bastante laborioso y generalmente no se justifica, ya que suele ser muy poco mayor que P_T ; hay casos, sin embargo, en que la teoría del módulo tangente subestima la capacidad real de carga en un porcentaje importante, y puede ser necesario determinar P_{ult} si se quiere tener una idea precisa de la resistencia de la columna (Ref. 4.12)).

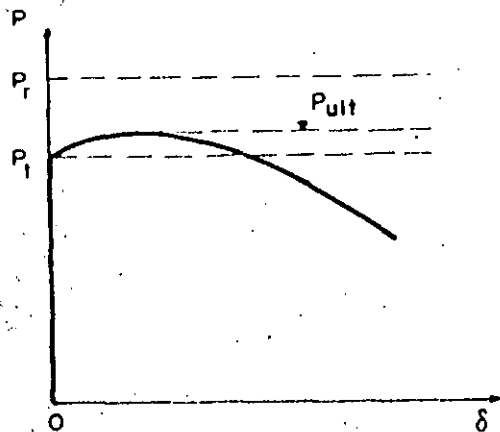


Figura 4.21. Comparación de los resultados de las teorías del módulo tangente y del módulo reducido con la resistencia máxima de una columna

4.6 Obtención de curvas para el diseño de columnas cargadas axialmente

La fórmula de Euler puede escribirse en cualquiera de las formas dadas por las ecuaciones 4.42 y 4.46, que se repiten aquí:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (4.42)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad (4.46)$$

En la primera forma proporciona la carga para la que se inicia el pandeo de una columna elástica perfecta, cargada axialmente y con extremos articulados, y en la segunda el esfuerzo medio correspondiente.

Para relaciones de esbeltez pequeñas, tales que σ_{cr} obtenido por medio de la ecuación 4.46 exceda el límite de proporcionalidad del material, la columna recta y cargada axialmente empieza a flexionarse, bajo carga creciente, cuando los esfuerzos son menores que los dados por esa ecuación; se calculan utilizando la teoría del módulo tangente, es decir, sustituyendo en la ecuación 4.46 el módulo de elasticidad E por el módulo tangente E_t :

$$\sigma_t = \frac{\pi^2 E_t}{(L/r)^2} \quad (4.51)$$

E_t es la pendiente $d\sigma/d\epsilon$ de la curva esfuerzo-deformación en el punto correspondiente al esfuerzo crítico σ_t .

Por medio de la ecuación 4.46 pueden calcularse directamente los esfuerzos de pandeo elástico de columnas con diferentes relaciones de esbeltez, puesto que el numerador $\pi^2 E$ es una cantidad constante; no sucede lo mismo, sin embargo, con la ecuación 4.51: como E_t es una función del esfuerzo crítico σ_t , para calcular éste es preciso proceder por tanteos.

El problema puede resolverse de una manera muy sencilla, evitando los tanteos, trazando una curva que relacione los esfuerzos críticos con las relaciones de esbeltez, la que se obtiene partiendo del diagrama esfuerzo de compresión-deformación del material de la columna, determinado experimentalmente, y utilizando la ecuación 4.51.

En la Fig. 4.22 se muestran los pasos necesarios (Refs. 4.4, 4.7 y 4.13).

La pendiente de la tangente a la curva esfuerzo de compresión-deformación (Fig. 4.22a), en cualquier punto de la zona inelástica, proporciona el módulo tangente para el esfuerzo normal correspondiente, de manera que determinando las pendientes de las tan-

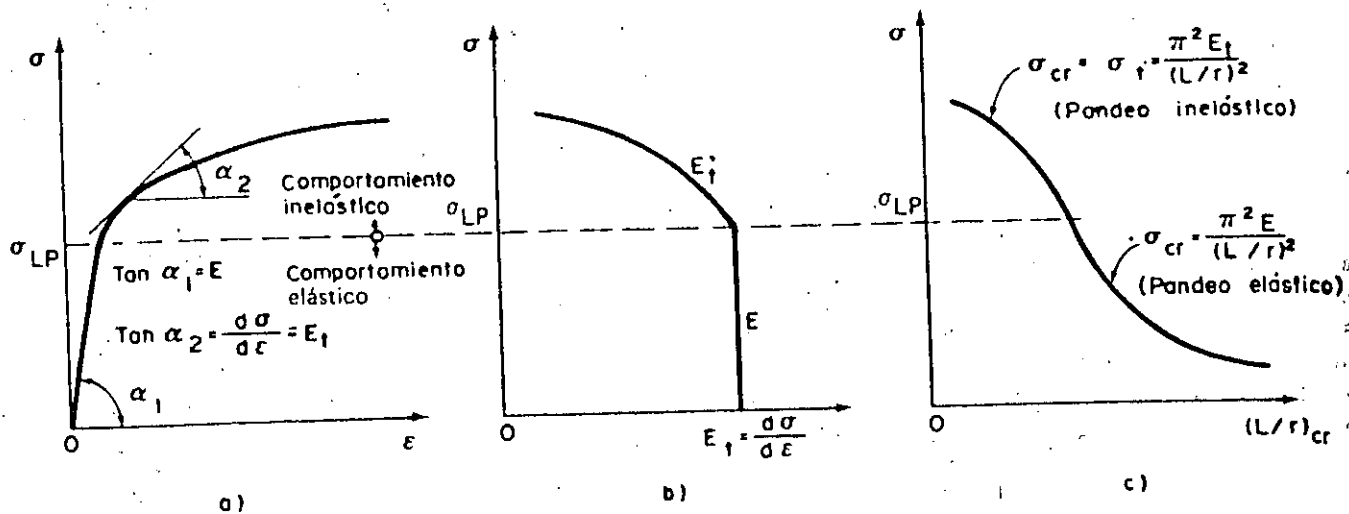


Figura 4.22. Obtención de una curva para diseño de columnas cargadas axialmente

gentes a una serie de puntos se obtiene un conjunto de pares de valores $\sigma - E_t$ que permite trazar una gráfica esfuerzo normal-módulo tangente (Fig. 4.22b); en la zona elástica la gráfica es una línea recta vertical, caracterizada porque en ella E_t es constante e igual a E .

Despejando ahora L/r de la ecuación 4.51, se obtiene

$$\left(\frac{L}{r}\right)_{cr} = \pi \sqrt{\frac{E_t}{\sigma_t}} \tag{4.54}$$

Esta ecuación permite calcular la relación de esbeltez crítica que corresponde a cada par de valores $E_t - \sigma_t$. (La ecuación 4.54 es aplicable tanto en el intervalo inelástico como en el elástico, en el que se reduce a $(L/r)_{cr} = \pi \sqrt{E/\sigma_{cr}}$).

Por medio de la ecuación 4.54, y usando los valores de σ y E_t de la Fig. 4.22b, se traza la curva de la Fig. 4.22c, que es la gráfica buscada; utilizándola se puede obtener el esfuerzo crítico de pandeo para cualquier relación de esbeltez, tanto si ésta es grande y el pandeo se inicia bajo esfuerzos menores que el límite de proporcionalidad como si es pequeña y el fenómeno comienza arriba de ese límite.

En la industria aeronáutica se han empleado desde hace bastantes años gráficas del tipo de la que se acaba de obtener, basadas en las teorías de Euler y del módulo tangente, para el diseño de piezas de aluminio comprimidas, y forman la base de las especificaciones para estructuras hechas con aleaciones de ese metal (Ref. 4.14); sin embargo, no se habían podido utilizar de manera análoga para el diseño de estructuras de acero, debido a las discrepancias existentes entre las cargas críticas predichas por la teoría del módulo tangente basada en curvas esfuerzo-deforma-

ción obtenidas por medio de especímenes pequeños, y la resistencia real, determinada experimentalmente (Refs. 4.4 y 4.13).

La gráfica esfuerzo-deformación del acero estructural obtenida mediante una probeta de pequeñas dimensiones es prácticamente una línea recta inclinada, con pendiente igual a E , hasta que el esfuerzo llega al punto de fluencia σ_y ; a partir de entonces se convierte en una recta horizontal, pues se presentan deformaciones que alcanzan valores varias veces mayores que el correspondiente a la iniciación del flujo plástico mientras que el esfuerzo medio se mantiene constante.

Si se toma como base la relación esfuerzo-deformación que se acaba de describir, la teoría del módulo tangente conduce a resultados sencillos, pero incorrectos: si la curva esfuerzo-deformación fuese una línea recta hasta el punto de fluencia, todas las columnas de relación de esbeltez menor que $\pi \sqrt{E/\sigma_y}$ podrían soportar un esfuerzo máximo igual al de fluencia, y las que tuviesen una esbeltez mayor se pandearían al llegar al valor dado por la fórmula de Euler (Fig. 4.23).

De acuerdo con el diagrama esfuerzo-deformación supuesto (Fig. 4.23a), σ_y es el límite de proporcionalidad al mismo tiempo que el esfuerzo de fluencia, luego $L/r = \pi \sqrt{E/\sigma_y}$ es la relación de esbeltez que separa el pandeo elástico del inelástico; si L/r es mayor que ese límite es válida la fórmula de Euler, y si es menor la columna se comporta elásticamente hasta que $\sigma = \sigma_y$; en ese momento E_t , que hasta entonces era el módulo de elasticidad E , se reduce a cero en forma instantánea (Fig. 4.23b) y, de acuerdo con la teoría del módulo tangente, σ_{cr} se anula, luego la pieza se pandea; sin embargo, ha sido capaz de soportar antes de pandearse una carga un infinitamente

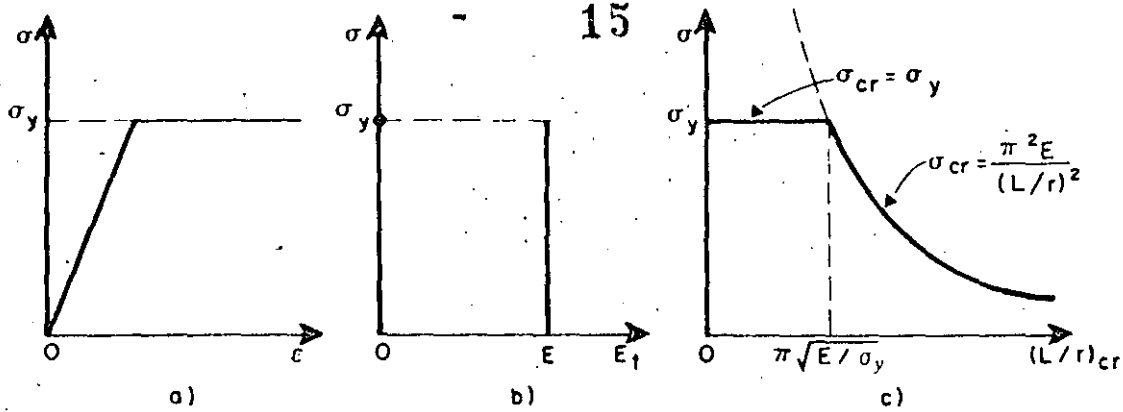


Figura 4.23. Aplicación incorrecta de la teoría del módulo tangente a columnas de acero estructural.

pequeño menor que $P = A\sigma_y$, ya que hasta ese instante la columna está en el intervalo elástico y no se pandea, puesto que el esfuerzo existente en ella es menor que el predicho por la fórmula de Euler.

Una gran cantidad de pruebas de laboratorio (Refs. 4.15 y 4.16) han mostrado de manera concluyente que la resistencia de columnas reales de relación de esbeltez intermedia, en la zona cercana al punto donde se unen los dos tramos de la gráfica de la Fig. 4.23c es, en general, menor que la predicha de acuerdo con el razonamiento anterior; estas discrepancias entre los resultados teóricos y experimentales se habían achacado tradicionalmente a las imperfecciones iniciales que hay en las columnas y a las excentricidades inevitables en la aplicación de la carga, pero ensayos realizados con mucho cuidado han demostrado que esos factores no son la causa principal de las bajas resistencias obtenidas, mientras que investigaciones efectuadas en los últimos quince o veinte años han permitido asegurar que los esfuerzos residuales existentes en los perfiles de acero son los que ocasionan, predominantemente, las diferencias entre la resistencia real de las columnas y la predicha por la curva de la Fig. 4.23c (Refs. 4.4, 4.8, 4.13, 4.17 a 4.21).

En las columnas reales de acero hay esfuerzos residuales que tienen intensidades máximas generalmente elevadas (Refs. 4.4, 4.8, 4.13 y 4.21), ocasionados principalmente por el enfriamiento no uniforme de los perfiles después del laminado, que reducen su resistencia al pandeo, pues ocasionan plastificaciones prematuras en algunas porciones de las secciones transversales; la clave para la aplicación de la teoría del módulo tangente al diseño de columnas de acero estructural está en el reconocimiento de su existencia (Refs. 4.4, 4.8 y 4.13).

Si la curva esfuerzo-deformación media no se obtiene con un espécimen pequeño sino utilizando un segmento completo de columna, sufi-

cientemente corto para evitar problemas de pandeo pero de longitud adecuada para que los esfuerzos residuales que contenga sean los de una columna real, refleja tanto la presencia de esfuerzos residuales como la variación de σ_y en los diversos puntos de las secciones transversales. (La manera de obtener las curvas esfuerzo-deformación por medio de pruebas de columnas cortas ha sido estandarizada internacionalmente; en el apéndice B de la Ref. 4.4 se incluye una descripción de los procedimientos que deben seguirse para ello). Cuando no se dispone de curvas experimentales para tramos cortos, pero completos, de columnas, pueden obtenerse analíticamente, con precisión razonable, partiendo de una distribución convencional de esfuerzos residuales en la sección, obtenida de los extensos resultados experimentales con que se cuenta.

Los esfuerzos residuales ocasionan un descenso del límite de proporcionalidad y una reducción de la amplitud de la zona elástica con respecto a los valores determinados por medio de especímenes pequeños, y la aparición de una curva de transición entre las dos porciones rectas de la gráfica esfuerzo-deformación.

En la Fig. 4.24 se muestran las curvas experimentales obtenidas utilizando: a) especímenes pequeños; b) tramos cortos de columnas en el estado en que se encuentran después de la laminación, y c), columnas cortas sin esfuerzos residuales, que han sido eliminados por medio de tratamientos térmicos; la comparación de las dos últimas curvas comprueba la influencia de los esfuerzos residuales sobre la gráfica $\sigma - \epsilon$ promedio (Ref. 4.13). (El esfuerzo de fluencia que se obtiene al ensayar un tramo completo libre de esfuerzos residuales es en general algo menor que el de una probeta en la prueba estándar debido a que los especímenes para esta prueba se cortan del alma, que es más resistente que los patines, y la columna completa proporciona las propiedades promedio de la sección, Ref. 4.13).

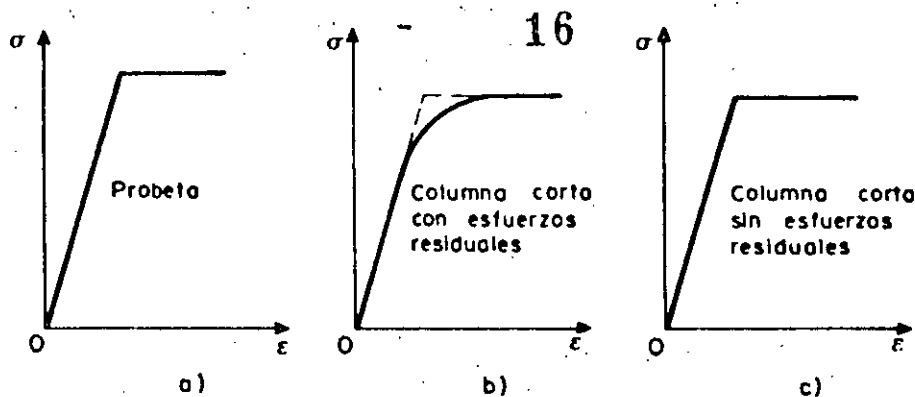


Figura 4.24. Influencia de los esfuerzos residuales y de la variación de σ_y en la gráfica esfuerzo-deformación del acero estructural

Sin embargo, el empleo en la fórmula de Euler del módulo tangente E_t obtenido de la curva esfuerzo-deformación de la columna con esfuerzos residuales no lleva directamente a la determinación de la carga que ocasiona la iniciación de la flexión en columnas de acero originalmente rectas, como sucede, por ejemplo, en piezas de aluminio; esto se debe a que la columna con esfuerzos residuales se comporta como si estuviera hecha con un material no homogéneo, pues las fibras longitudinales que la componen dejan de trabajar cuando entran en la zona plástica, al superponerse los esfuerzos residuales irregulares con las compresiones uniformes producidas por la carga exterior.

4.7 Influencia de los esfuerzos residuales sobre la capacidad de carga axial de las columnas de acero estructural

Los esfuerzos residuales se forman en los miembros de acero estructural como un resultado de deformaciones plásticas, que aparecen siempre en los perfiles laminados durante el proceso de enfriamiento desde la temperatura de laminación hasta la ambiente, debido a que el descenso de temperatura es más rápido en unas partes del perfil que en otras.

Los extremos de los patines y la parte central del alma de un perfil I se enfrían mucho más rápidamente que las zonas de unión de alma y patines (Refs. 4.4, 4.16, 4.22 y 4.23); cuando las fibras longitudinales situadas en las regiones mencionadas primero empiezan a enfriarse se contraen y pasan a un estado completamente elástico, mientras que el material de las porciones centrales de los patines, contiguas al alma, se conserva aún suficientemente caliente para seguir, plásticamente, esas contracciones. Cuando posteriormente se enfrían las porciones centrales tienden a contraerse aún más, lo que es restringido por el material inmediato a ellas, perteneciente a los bordes de los

patines y a la parte central del alma el que, ya en estado elástico, no puede acortarse sustancialmente e impide que las fibras que se enfrían al final se contraigan todo lo que requiere el descenso de temperatura, obligándolas a permanecer un poco más largas de lo que serían en su estado natural a la temperatura ambiente.

En resumen, debido a los fenómenos explicados arriba, cuando el perfil laminado alcanza la temperatura ambiente el material que ocupa la zona central de los patines queda sometido a la acción de fuerzas interiores de tensión que ejercen sobre él los extremos de los patines y el alma los que, a su vez, soportan compresiones a lo largo de sus bordes; por consiguiente, en la viga existe un estado inicial de esfuerzos ocasionado por el enfriamiento no uniforme.

Los esfuerzos residuales se forman también como un resultado de operaciones efectuadas durante la fabricación de la estructura, tales como el enderezado de los perfiles, en frío o en caliente, y la soldadura; ésta ocasiona esfuerzos importantes, como una consecuencia del calentamiento y enfriamiento irregulares de los metales base y de aportación y de las deformaciones plásticas resultantes (Ref. 4.24).

Tanto en perfiles laminados en caliente como en miembros soldados las partes que tardan más en enfriarse quedan, en general, sometidas a tensión, y las que se enfrían primero, a compresión (Ref. 4.13) (Fig. 4.25).

En las secciones I y H los esfuerzos residuales de mayor intensidad se presentan en los extremos de los patines; en perfiles laminados el valor medio del esfuerzo de compresión en esos puntos, obtenido por medio de un número considerable de experiencias, es de alrededor de 900 kg/cm^2 , y es prácticamente independiente del esfuerzo de fluencia del acero (Ref. 4.13); por consiguiente, los esfuerzos residuales influyen menos en la capacidad de carga de columnas he-

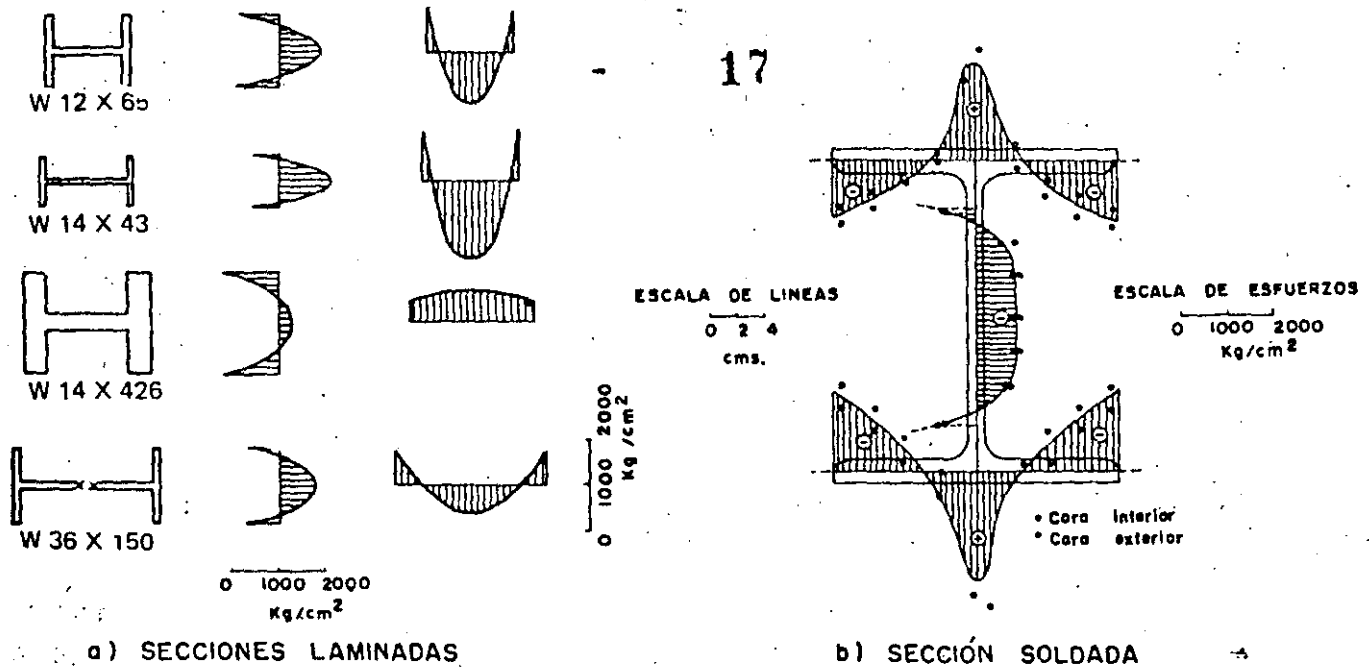


Figura 4.25. Esfuerzos residuales en sección I laminadas y soldadas

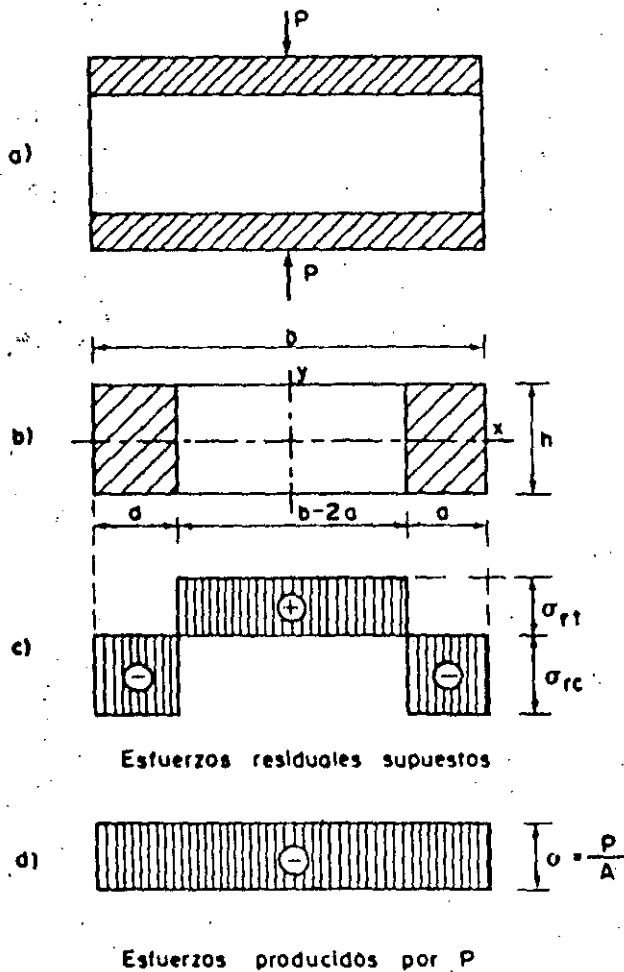


Figura 4.26. Columna corta con esfuerzos residuales

chas con aceros de alta resistencia que en las de aceros normales, ya que constituyen un porcentaje menor de su esfuerzo de fluencia. Los esfuerzos residuales existentes en secciones I y H formadas por placas soldadas son en general de mayor intensidad, con valores cercanos al límite de fluencia, en compresión, en los extremos de los patines, y del orden de 50 por ciento más altos que σ_y , en tensión, en la soldadura y en la zona inmediata a ella (Refs., 4.4, 4.8, 4.13, 4.16, 4.22 y 4.24). (El metal base no puede soportar esfuerzos mayores que el correspondiente a su límite de fluencia pero la soldadura tiene en general una resistencia mayor, y eleva la del acero cercano a ella).

Puesto que los esfuerzos residuales originan un sistema de fuerzas interiores en equilibrio los volúmenes de esfuerzos de tensión y compresión que hay en cada sección transversal son iguales entre sí, y están distribuidos de manera que las fuerzas correspondientes se equilibran mutuamente.

El efecto principal de los esfuerzos residuales sobre la relación esfuerzo-deformación consiste en bajar el límite de proporcionalidad, a partir del cual el diagrama deja de ser recto; en los perfiles de acero A7 el comportamiento elástico termina cuando los esfuerzos ocasionados por las sollicitaciones exteriores alcanzan valores del orden de 1400 kg/cm², o sea alrededor del 60 por ciento del punto de fluencia.

El efecto de los esfuerzos residuales se ilustra estudiando el comportamiento de una columna corta de sección transversal rectangular, en la que existen los esfuerzos mostrados en la Fig. 4.26, sobre la que se

aplica una fuerza axial P de intensidad creciente, transmitida por medio de dos piezas infinitamente rígidas (Fig. 4.26a), de manera que ocasiona esfuerzos uniformemente distribuidos. Se supone, además, que cada una de las fibras longitudinales de la columna se comporta de acuerdo con la gráfica esfuerzo-deformación idealizada del acero estructural libre de esfuerzos residuales (Fig. 4.27).

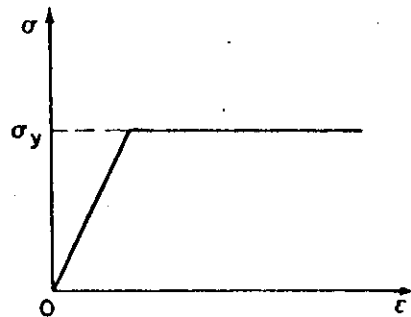


Figura 4.27. Gráfica esfuerzo-deformación de las fibras longitudinales de la columna

Puesto que el sistema de fuerzas interiores producidas por los esfuerzos residuales está en equilibrio, puede escribirse

$$\sigma_{rc} 2ah = \sigma_{rt} (b - 2a) h$$

$$\therefore \sigma_{rt} = \sigma_{rc} \frac{2a}{b - 2a}$$

Esta expresión relaciona los esfuerzos de tensión y compresión, σ_{rt} y σ_{rc} , y la geometría de la sección transversal de la columna.

Al superponerse los esfuerzos producidos por la carga exterior con los residuales disminuyen los totales en la porción central de la sección, y aumentan en las laterales. La columna se comporta elásticamente en todos sus puntos hasta que el esfuerzo debido a la carga exterior, sumado con el residual de compresión, alcanza el valor σ_y ; a partir de ese instante, y para cargas adicionales, las porciones laterales se deforman plásticamente sin aceptar ningún incremento de esfuerzo, de acuerdo con el diagrama $\sigma-\epsilon$ supuesto (Fig. 4.27).

Si se aplican cargas adicionales son resistidas exclusivamente por la porción central de la columna, que se encuentra todavía en estado elástico, y pueden aumentar de intensidad hasta que esa porción se plastifica también.

En la Fig. 4.28 se muestran los esfuerzos normales en una sección transversal de la columna en distintas etapas del proceso de carga.

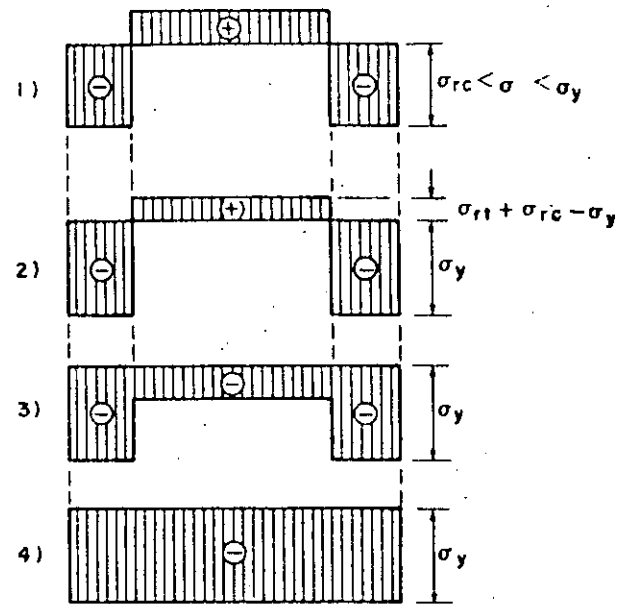


Figura 4.28. Esfuerzos normales en la columna de la Fig. 4.26 en distintas etapas de carga

La fuerza exterior que ocasiona los esfuerzos de la etapa 2 es

$$P_2 = A (\sigma_y - \sigma_{rc})$$

puesto que corresponde a la plastificación inicial de las porciones laterales, y hasta entonces todo el material está en el intervalo elástico.

La carga adicional necesaria para llegar a la etapa 4, de plastificación total de la columna, es

$$\begin{aligned} \Delta P &= (b - 2a) h (\sigma_y + \sigma_{rt} + \sigma_{rc} - \sigma_y) = \\ &= (b - 2a) h (\sigma_{rt} + \sigma_{rc}) \end{aligned}$$

(Al pasar de 2 a 4 sólo trabaja la región central, de área $(b - 2a) h$).

La fuerza axial que ocasiona la plastificación total de la sección es

$$\begin{aligned} P_{máx} &= P_2 + \Delta P = A (\sigma_y - \sigma_{rc}) + \\ &+ (b - 2a) h (\sigma_{rt} + \sigma_{rc}) \end{aligned}$$

Manipulando algebraicamente esta expresión y teniendo en cuenta que $\sigma_{rt} = \sigma_{rc} \cdot 2a / (b - 2a)$ se llega a $P_{máx} = A \sigma_y$, lo que demuestra que los esfuerzos residuales no hacen disminuir la resistencia total de una columna corta comprimida axialmente, debido a que corresponden a un sistema de fuerzas interiores en equilibrio. Si ocasionan, en cambio, un descenso en el límite de proporcionalidad de la columna considerada

en conjunto, modificando sustancialmente su gráfica esfuerzo-deformación y produciendo una disminución en la capacidad de carga de piezas comprimidas sujetas a fenómenos de pandeo (Ref. 4.21).

Aplicando la ley de Hooke se puede calcular la deformación unitaria correspondiente al instante 2 de la Fig. 4.28:

$$\epsilon_2 = \frac{P_2}{AE} = \frac{A(\sigma_v - \sigma_{rc})}{AE} = \frac{\sigma_v - \sigma_{rc}}{E}$$

El incremento al pasar del estado 2 al 4 es

$$\Delta\epsilon = \frac{\Delta P}{E(b-2a)h} = \frac{\sigma_{rt} + \sigma_{rc}}{E} = \frac{\sigma_{rc}}{E} \left(\frac{b}{b-2a} \right),$$

y la deformación unitaria total,

$$\epsilon_T = \frac{1}{E} (\sigma_v - \sigma_{rc} + \sigma_{rt} + \sigma_{rc}) = \frac{\sigma_v + \sigma_{rt}}{E}$$

La ley de Hooke sigue siendo aplicable, pero debe tenerse en cuenta que el área efectiva es tan sólo la de la porción central elástica, pues las zonas laterales se deforman plásticamente bajo esfuerzo constante.

Llevando las cantidades que se acaban de calcular a un sistema de ejes $\sigma-\epsilon$ se obtiene la gráfica de la Fig. 4.29. (Los esfuerzos residuales reales ocasionan gráficas esfuerzo-deformación semejantes pero en forma de curvas continuas, ya que están distribuidos continuamente a través de la sección y no escalonados, como se ha supuesto para simplificar la exposición).

Hasta que se llega al estado 2 el comportamiento de la sección es elástico y está regido por el módulo de Young, E ; a partir de ese instante E sigue rigiendo las relaciones esfuerzo-deformación de las fibras que permanecen en estado elástico, en las zonas en que $\sigma < \sigma_v$, pero el resto del perfil se deforma sin admitir incrementos de carga, de manera que el comportamiento de la sección completa no está controlado ya por el módulo de Young, sino por un "módulo tangente" E_t que depende de E , de la forma de la sección transversal de la columna y de la intensidad y ley de distribución de los esfuerzos residuales. A diferencia de lo que sucede con otros materiales (el aluminio, por ejemplo), el módulo que rige la relación esfuerzo-deformación de la columna de acero con esfuerzos residuales en el intervalo inelástico no es la pendiente, en ese intervalo, de la gráfica $\sigma-\epsilon$ del acero de que está compuesta, obtenida con una probeta, puesto que parte del material se encuentra en estado elástico, en cuyo caso $E_t = E$, y el resto en estado plástico, y E_t vale cero; si es, en cambio, la pendiente de la gráfica de la sección completa, obtenida tomando como ordenadas los esfuerzos medios producidos por las

cargas exteriores y como abscisas las deformaciones unitarias correspondientes (Fig. 4.29).

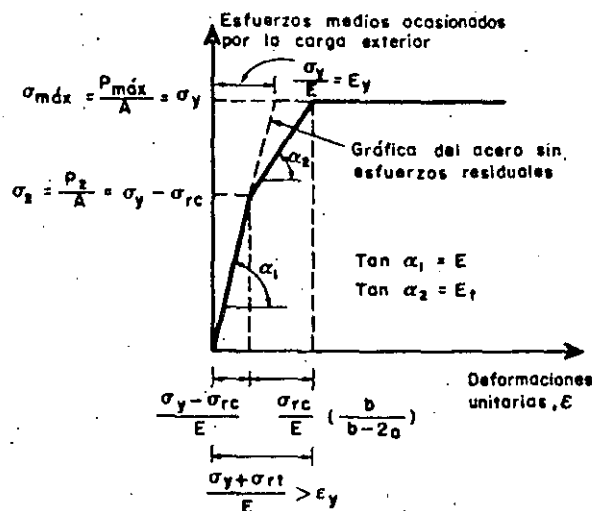


Figura 4.29. Gráfica esfuerzo-deformación de la columna de la Fig. 4.26

4.7.1 Cálculo de los esfuerzos críticos en columnas con esfuerzos residuales

De acuerdo con la gráfica esfuerzo-deformación de las fibras aisladas (Fig. 4.27) cada una de éstas deja de contribuir a la rigidez de la columna al aparecer en ella el esfuerzo σ_v , ya que en esas condiciones puede deformarse libremente; por consiguiente, una vez que se han plastificado algunas porciones de la columna al superponerse los esfuerzos producidos por las cargas exteriores con los residuales, se puede calcular la carga crítica utilizando la fórmula de Euler pero teniendo en cuenta, al aplicarla, tan sólo la porción de las secciones transversales que permanece en estado elástico (Ref. 4.4, 4.8, 4.13 y 4.22):

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I_e}{L^2} \tag{4.55}$$

I_e es el momento de inercia de la parte de la sección transversal que está en el intervalo elástico al iniciarse el pandeo.

El esfuerzo crítico se determina dividiendo los dos miembros de la ecuación anterior entre A :

$$\begin{aligned} \sigma_{cr} &= \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E I_e}{AL^2} = \frac{\pi^2 E I_e}{(I/r^2)L^2} = \\ &= \frac{\pi^2 E (I_e/I)}{(L/r)^2} \end{aligned} \tag{4.56}$$

Es decir, se obtiene empleando el producto $E(I_e/I)$ en lugar del módulo tangente E_t .

Sin la contribución de Shanley a la teoría del pandeo inelástico no se habría podido llegar a los resultados anteriores, pues se está tomando como carga crítica la que corresponde a la iniciación de la flexión lateral de la columna y admitiendo que ésta empieza sin que se descargue ninguna fibra, ya que de no ser así volverían a intervenir en el momento de inercia efectivo las zonas plastificadas del lado convexo, que regresarían al campo elástico; es decir, se está aceptando que la iniciación de la flexión se presenta acompañada por un incremento de la carga exterior que produce aumentos en las deformaciones de las zonas plastificadas sin que haya disminución de esfuerzos en ningún punto; por consiguiente, se están aceptando la teoría del módulo tangente y las ideas de Shanley, modificadas para tener en cuenta que las secciones transversales de las columnas con esfuerzos residuales dejan de ser homogéneas al plastificarse parcialmente.

La manera en que están distribuidos los esfuerzos residuales es, de acuerdo con las ecuaciones 4.55 y 4.56, de importancia fundamental para la magnitud de σ_{cr} , ya que el valor de I_e depende de ella, por lo que se obtienen resultados diferentes según cuál sea el eje principal alrededor del que se flexionan las secciones al pandearse la columna.

Si se supone que al iniciarse el pandeo de la sección rectangular se encuentran en estado plástico las dos porciones laterales de amplitud a que se muestran achuradas en la Fig. 4.26b, en las que había esfuerzos residuales de compresión, se tiene:

Flexión alrededor del eje x:

$$\frac{I_{ex}}{I_x} = \frac{(b-2a)h^3/12}{bh^3/12} = \frac{b-2a}{b} = \frac{A_e}{A}$$

$$\therefore \sigma_{cr_x} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_x)^2} \cdot \frac{b-2a}{b}$$

Flexión alrededor del eje y:

$$\frac{I_{ey}}{I_y} = \frac{(b-2a)^3 h/12}{hb^3/12} = \left(\frac{b-2a}{b}\right)^3 = \left(\frac{A_e}{A}\right)^3$$

$$\therefore \sigma_{cr_y} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_y)^2} \left(\frac{b-2a}{b}\right)^3$$

Utilizando la gráfica de la Fig. 4.29 se puede obtener el módulo tangente de la sección completa, con los esfuerzos residuales supuestos:

$$E_t = \frac{\sigma_y - (\sigma_y - \sigma_{rc})}{\frac{\sigma_{rc}}{E} \left(\frac{b}{b-2a}\right)} = \frac{b-2a}{b} E = \frac{A_e}{A} E$$

$$\therefore \frac{E_t}{E} = \eta = \frac{b-2a}{b} = \frac{A_e}{A}$$

En las secciones transversales plastificadas parcialmente la relación del módulo tangente al de elasticidad es igual a la relación entre el área del núcleo elástico y la total de la sección.

Los factores que multiplican al término $\pi^2 E / (L/r)^2$ en las expresiones para los esfuerzos críticos de pandeo alrededor de los ejes x y y son η y η^3 ; es fácil demostrar que en secciones rectangulares con cualquier distribución simétrica de esfuerzos residuales I_{ey}/I_y es siempre igual a $(I_{ex}/I_x)^3$, de manera que puede escribirse, en general,

$$\sigma_{cr_x} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_x)^2} \eta \quad (4.57)$$

$$\sigma_{cr_y} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_y)^2} \eta^3 \quad (4.58)$$

donde $\eta = E_t/E = I_{ex}/I_x = A_e/A$.

Conociendo los valores de η , por medio de estas ecuaciones se pueden obtener gráficas para diseño de columnas de sección transversal rectangular que permiten determinar σ_{cr} en función de la relación de esbeltez, para pandeo alrededor de cualquiera de los ejes principales, teniendo en cuenta los esfuerzos residuales.

σ_{cr_x} se calcula aplicando directamente la teoría del módulo tangente (si en la ecuación 4.57 se sustituye η por E_t/E se obtiene $\sigma_{cr_x} = \pi^2 E_t / (L/r_x)^2$), pero no sucede lo mismo con σ_{cr_y} , ya que este esfuerzo no depende directamente de E_t , sino de una función del cociente E_t/E .

E_t , módulo tangente de la sección transversal completa, puede calcularse analíticamente, conocida la ley de distribución de los esfuerzos residuales, u obtenerse experimentalmente por medio de ensayos de compresión de perfiles completos, de poca longitud. (En secciones reales, en las que los esfuerzos residuales varían en forma continua, I_{ex} e I_{ey} disminuyen al crecer la carga exterior e irse plastificando zonas cada vez más amplias, de manera que η disminuye también continuamente).

Las ecuaciones 4.57 y 4.58 son aplicables también a columnas de sección H o I idealizadas como dos placas rectangulares paralelas entre sí, despreciando el efecto del alma sobre la rigidez (Fig. 4.30); corresponden, respectivamente, a pandeo por flexión alrededor de los ejes x y y , lo mismo que en el rectángulo aislado. (Que la ecuación 4.58 es aplicable a la sección idealizada de la Fig. 4.30 es evidente de la sola inspección de la figura; la validez de la ecuación 4.57 no

es tan clara, pero se puede demostrar que el cociente I_{xx}/I_{yy} tiene el mismo valor en esta sección que en el rectángulo).

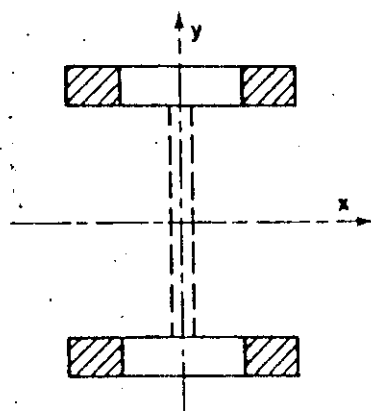


Figura 4.30. Sección I idealizada

mento de inercia, respectivamente, suponiendo que hay en ella esfuerzos residuales distribuidos en la forma idealizada mostrada; para obtener las curvas se despreció el pequeño efecto del alma sobre la rigidez de la sección y se tomó como esfuerzo residual máximo de compresión, en los extremos de los patines, $0.30 \sigma_y$, valor promedio determinado con un gran número de experiencias (Ref. 4.4).

Con fines de diseño conviene sustituir las dos curvas por una sola, que pueda utilizarse para pandeo alrededor de cualquiera de los ejes principales.

La resistencia de columnas pandeadas en el intervalo inelástico por flexión alrededor de su eje de mayor momento de inercia puede aproximarse, en forma muy precisa, por medio de una curva parabólica sugerida por Bleich, de ecuación (Refs. 4.3 y 4.4)

$$\sigma_{cr} = \sigma_y - \frac{\sigma_{L.P.}}{\pi^2 E} (\sigma_y - \sigma_{L.P.}) \left(\frac{l}{r} \right)^2 \quad (4.59)$$

En la Fig. 4.31 se han trazado las curvas esfuerzo medio-relación de esbeltez que se obtienen aplicando las ecuaciones 4.57 y 4.58 a una sección H pandeada por flexión alrededor de los ejes de mayor y menor mo-

Esta expresión no es aplicable si el límite de proporcionalidad $\sigma_{L.P.}$ es menor que $0.5 \sigma_y$, pues en ese caso proporciona esfuerzos incorrectos, mayores que

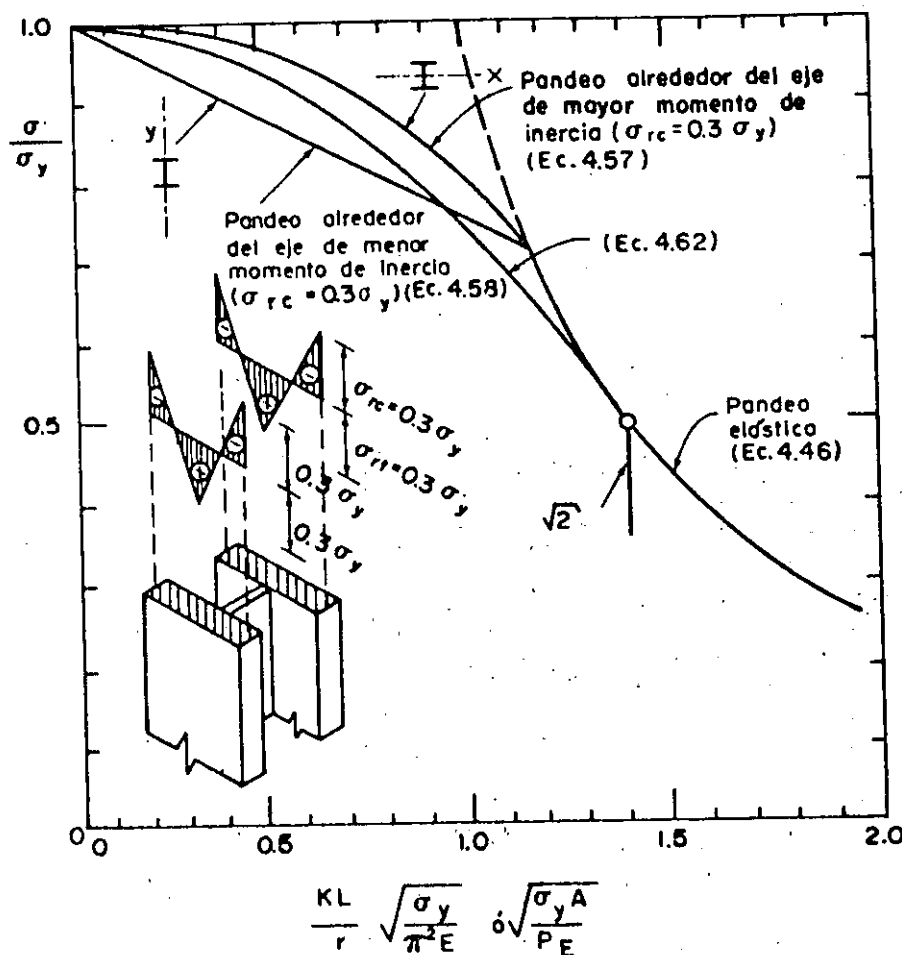


Figura 4.31. Curvas esfuerzo crítico-relación de esbeltez para una columna I con esfuerzos residuales

el crítico de Euler, para relaciones de esbeltez comprendidas en un cierto intervalo.

Puesto que la gráfica esfuerzo-deformación de una columna completa deja de ser una línea recta cuando el esfuerzo total (suma del residual de compresión y el debido a la carga exterior) alcanza el valor de fluencia σ_y en algún punto, el límite de proporcionalidad $\sigma_{L.P.}$ debe ser sustituido por

$$\sigma_{L.P.} = \sigma_y - \sigma_{rc} \quad (4.60)$$

con lo que la ecuación 4.59 se transforma en

$$\sigma_{cr} = \sigma_y - \frac{\sigma_{rc}}{\pi^2 E} (\sigma_y - \sigma_{rc}) \left(\frac{L}{r}\right)^2 \quad (4.61)$$

La curva $\sigma_{cr} - L/r$ resultante tiene una forma algo diferente de las que se obtienen con las ecuaciones 4.57 y 4.58, pero si los esfuerzos residuales máximos de compresión se toman arbitrariamente iguales a $\sigma_y/2$ (valor cercano al máximo observado generalmente en perfiles *H* laminados) la ecuación 4.61 se convierte en la 4.62, que proporciona resultados intermedios entre los correspondientes a las ecuaciones 4.57 y 4.58, aceptables para flexión alrededor de cualquiera de los ejes principales. Su representación gráfica es una curva tangente a la de Euler en el punto en que $\sigma_{cr} = \sigma_y/2$.

$$\sigma_{cr} = \sigma_y - \frac{\sigma_y^2}{4\pi^2 E} \left(\frac{L}{r}\right)^2 \quad (4.62)$$

Al suponer que $\sigma_{rc} = \sigma_y/2$ se obtiene, de acuerdo con la ecuación 4.60, $\sigma_{L.P.} = \sigma_y/2$, de manera que la ecuación 4.62 es aplicable a columnas que tengan relaciones de esbeltez para las que el esfuerzo crítico de pandeo resulte mayor que la mitad del de fluencia; en caso contrario el pandeo se inicia en el intervalo elástico, y se aplica la fórmula de Euler.

La ecuación 4.62, que se ha trazado en la Fig. 4.31,* fue recomendada en 1960 (Ref. 4.25) como adecuada para la obtención de la resistencia al pandeo inelástico de columnas de acero estructural, y sirvió de base para las fórmulas correspondientes contenidas en las especificaciones de 1961 del Instituto Americano de la Construcción de Acero (AISC), las que siguen en vigor en la actualidad, después de varias revisiones; también se ha utilizado en el Reglamento de las Construcciones en el D.F. Es particularmente

*La curva correspondiente a la ecuación 4.62 se conoce con el nombre de "curva básica para columnas del Column Research Council".

aplicable a perfiles de acero estructural laminados en caliente, pero pierde exactitud cuando se utiliza para diseñar columnas hechas con placas soldadas en las que el efecto de los esfuerzos residuales es, en general, mayor que en las laminadas, o para columnas de tubo o de acero de alta resistencia en las que, en cambio, los esfuerzos residuales son probablemente de menor importancia.

Ejemplo 4.3

Trazar las curvas esfuerzo crítico-relación de esbeltez para un perfil *I* que se pandea por flexión: a) alrededor del eje *x*, b) alrededor del *y*, suponiendo que hay en él los esfuerzos residuales mostrados en la Fig. 4.32 y despreciando la contribución del alma a la rigidez de la columna.

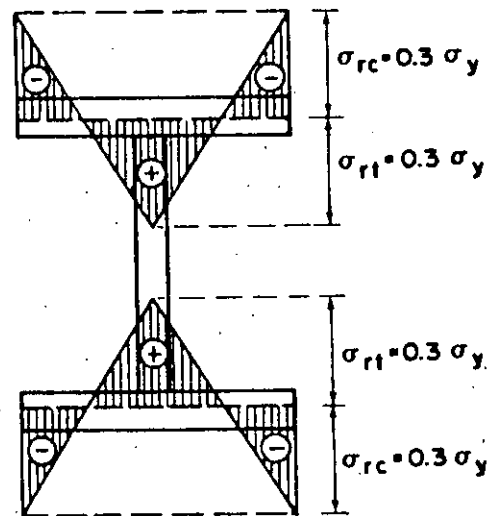


Figura 4.32. Esfuerzos residuales en el perfil *I* del ejemplo 4.3

Las ecuaciones básicas para la solución del problema son

$$\sigma_{crx} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_x)^2} \eta \quad (4.57)$$

$$\sigma_{cry} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_y)^2} \eta^3 \quad (4.58)$$

en las que $\eta = E_t/E = \frac{I_{rx}}{I_r} = \frac{A_r}{A}$

Las curvas $\sigma_{cr} - L/r$ pueden trazarse siguiendo un camino análogo al empleado para columnas homogéneas (Fig. 4.22) obteniendo la curva esfuerzo-deformación unitaria en forma analítica, tomando como base la distribución de esfuerzos residuales supuesta en la Fig. 4.32 y aplicando incrementos sucesivos

Para el acero A36 h vale aproximadamente 33 (Fig. 4.37 y Ref. 4.32), de manera que los valores numéricos de los límites son

$$\frac{1}{33} \leq C \leq \frac{2.90}{33} \quad (4.73)$$

($C_r = 1/33 = 0.0303$, $C_c = 2.90/33 = 0.088$).

Puede suponerse que los planos de flujo de una barra corta comprimida, parcialmente plastificada, están distribuidos al azar y, de acuerdo con la condición de isotropía, lo más probable es que estén distribuidos uniformemente; por consiguiente, la rigidez flexionante más probable de la barra, $C_p (EI)$, es (Ref. 4.34)

$$C_p (EI) = \frac{1}{1 + \psi \left(\frac{1}{C} - 1 \right)} EI \quad (4.74)$$

Para $\psi = 0$ (material elástico), $C_p = 1 / [1 + \psi (1/C - 1)] = 1$, y para $\psi = 1$ (material completamente plastificado) $C_p = C$; entre esos dos límites C_p varía de una manera continua.

Si ψ está comprendido entre 0 y 1 ($0 \leq \psi \leq 1$) C_p es nulo únicamente cuando $C = 0$ y, de acuerdo con las ecuaciones 4.70 y 4.71, esto puede suceder tan sólo si $h = \infty$, es decir, si el material no se endurece por deformación. Por consiguiente, la plastificación de un miembro comprimido corto de acero estructural, para el que h tiene un valor finito, no implica *a priori* que exista una condición de pandeo.

La figura 4.43 constituye una comprobación experimental de los estudios teóricos anteriores; se muestran en ella los resultados de algunos ensayos de compresión (puntos C2 a C8) realizados con especímenes de sección transversal rectangular de 13×19 mm ($1/2'' \times 3/4''$), de acero A7; los esfuerzos de pandeo de piezas con relaciones de esbeltez menores de 20 exceden el límite de fluencia, y los valores experimentales se encuentran entre los predichos por las teorías del módulo tangente y del reducido (Ref. 4.36).

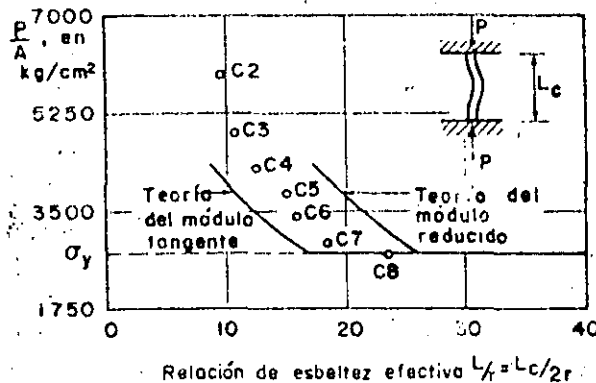


Figura 4.43. Cargas máximas de columnas cortas

Las relaciones de esbeltez máximas para las que una pieza comprimida de acero A36 se puede plastificar por completo sin pandearse previamente son las siguientes, de acuerdo con ambas teorías.

Teoría del módulo tangente :

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 C_t EI}{L^2}; \quad \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EC_t}{(L/r)^2} = \frac{\pi^2 E}{h(L/r)^2} = \frac{\pi^2 E_{ed}}{(L/r)^2}$$

Tomando $E_{ed} = 63,000$ kg/cm², $\sigma_{cr} = \sigma_y = 2530$ kg/cm², se obtiene

$$L/r = \sqrt{\frac{\pi^2 E_{ed}}{\sigma_y}} = \sqrt{245} = 15.7.$$

Teoría del módulo reducido:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EC_r}{(L/r)^2} \cdot \frac{L}{r} = \sqrt{\frac{\pi^2 EC_r}{\sigma_y}} = \sqrt{698} = 26.4$$

Para acero A7 se obtiene experimentalmente un valor máximo de L/r cercano a 20, que está comprendido entre los dos anteriores (Fig. 4.43). (Los aceros A7 y A36 tienen propiedades muy semejantes).

4.9 Fórmulas de diseño

De acuerdo con la teoría de Euler para pandeo elástico y con la del módulo tangente, modificada para tener en cuenta el efecto de los esfuerzos residuales, para pandeo inelástico, el esfuerzo crítico de una columna cargada axialmente está dado por una de las ecuaciones 4.46 o 4.61, que se reproducen aquí:

a) Pandeo elástico

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad (4.46)$$

b) Pandeo inelástico

$$\sigma_{cr} = \sigma_y - \frac{\sigma_{ro}}{\pi^2 E} (\sigma_y - \sigma_{rc}) \left(\frac{L}{r} \right)^2 \quad (4.61)$$

En perfiles *I* o *H* laminados, con esfuerzos residuales producidos por el enfriamiento irregular que experimentan en la última etapa de su fabricación, se obtienen buenos resultados sustituyendo en la ecuación 4.61 a σ_{cr} por $\sigma_y/2$, con lo que se llega a la fórmula

básica propuesta por el CRC para diseño de columnas que se pandean en el intervalo inelástico:

$$\sigma_{cr} = \sigma_y - \frac{\sigma_y^2}{4\pi^2 E} \left(\frac{L}{r} \right)^2 \quad (4.62)$$

La representación gráfica de las ecuaciones 4.46 y 4.62 constituye la curva básica recomendada por el CRC para la determinación de la resistencia de las columnas cargadas axialmente (Fig. 4.31).

La ecuación 4.46 es aplicable siempre que

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \leq \sigma_{LP} \therefore \frac{L}{r} \geq \sqrt{\frac{\pi^2 E}{\sigma_{LP}}}$$

Pero se ha supuesto que $\sigma_{cr} = \sigma_y/2$, luego $\sigma_{LP} = \sigma_y - \sigma_{cr} = \sigma_y/2$, de manera que la ecuación 4.46 es aplicable a columnas de relación de esbeltez mayor que

$$\frac{L}{r} = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{\sigma_y}} = C_c \quad (4.75)$$

La ecuación 4.62 puede escribirse en la forma siguiente:

$$\begin{aligned} \sigma_{cr} &= \sigma_y \left[1 - \frac{\sigma_y}{4\pi^2 E} \left(\frac{L}{r} \right)^2 \right] = \sigma_y \left[1 - \frac{(L/r)^2}{2 \frac{2\pi^2 E}{\sigma_y}} \right] = \\ &= \sigma_y \left[1 - \frac{(L/r)^2}{2 C_c^2} \right] \quad (4.76) \end{aligned}$$

Resumiendo:

Para $\frac{L}{r} \geq C_c$ (pandeo elástico):

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad (4.46)$$

Para $\frac{L}{r} \leq C_c$ (pandeo inelástico):

$$\sigma_{cr} = \sigma_y \left[1 - \frac{(L/r)^2}{2 C_c^2} \right] \quad (4.76)$$

Para obtener esfuerzos de trabajo se dividen los segundos miembros de las ecuaciones anteriores entre un coeficiente de seguridad adecuado.

Elección del coeficiente de seguridad

La elección del coeficiente de seguridad utilizado en el diseño de miembros comprimidos se basa esencialmen-

te en las mismas consideraciones que para barras sometidas a cualquier otro tipo de sollicitación. Intervienen en ella, fundamentalmente, la precisión con que se conocen las cargas que obrarán sobre el miembro durante la vida útil de la estructura y las propiedades mecánicas del material de que está compuesto, la mayor o menor exactitud de los métodos empleados en el análisis y diseño, la calidad de la mano de obra utilizada en la construcción, la importancia del elemento en consideración dentro de la estructura en conjunto, y la trascendencia de una posible falla de ésta.

Como en todos los casos, debe entenderse con toda claridad a qué condición se refiere el coeficiente de seguridad empleado en un diseño; así, cuando se trata de piezas en tensión indica seguridad respecto al flujo plástico o a la ruptura del material, cuando éste no es dúctil o está sometido a condiciones de carga que ocasionan fallas de tipo frágil; en cambio, en piezas comprimidas debe referirse a su resistencia al pandeo, menos cuando tengan una esbeltez tan reducida que fallen por aplastamiento.

Al juzgar la seguridad de los miembros comprimidos debe adoptarse un punto de vista prudente, ya que la falla de una columna puede ocasionar el colapso de toda la estructura, mientras que el flujo plástico de una pieza en tensión, o el del patín tendido de una viga, no representa en general un peligro grave, sino únicamente produce deformaciones locales excesivas. Además, hay una serie de defectos (excentricidades en la aplicación de la carga, deformaciones iniciales de los miembros, etc.) que juegan un papel secundario en piezas sometidas a tensión, por ejemplo, pero que pueden afectar considerablemente la resistencia al pandeo de las columnas.

Se presenta también el problema de si el factor de seguridad debe ser constante, independiente de la relación de esbeltez, o si debe variar con ésta.

Las consideraciones que determinan el valor del coeficiente de seguridad pueden dividirse en dos grupos: las variaciones no intencionales en las condiciones de carga, la falta de exactitud de los métodos de análisis y diseño, la diferencia entre los valores supuestos y reales de las propiedades geométricas de las secciones transversales de los elementos estructurales, etc., tienen la misma importancia en todas las partes de la estructura y afectan a las columnas cortas y largas por igual, mientras que las imperfecciones accidentales, las diferencias entre las propiedades reales de los materiales y las supuestas, la imprecisión en la estimación del grado de rigidez existente en los extremos, etc., son factores íntimamente ligados con el diseño de columnas y pueden tener mayor o menor importancia según se trate de una columna robusta o de una esbelta.

Las excentricidades no intencionales en la aplicación de la carga, las curvaturas iniciales del eje y los es-

fuerzos residuales, ocasionan efectos más marcados en columnas con relación de esbeltez media que en las largas; las variaciones en las características mecánicas del material, sobre todo en el esfuerzo de fluencia, afectan apreciablemente la resistencia de columnas cortas y muy poco la de las largas, cuya capacidad de carga es función del módulo de elasticidad E , que es prácticamente constante; en cambio, un error en la estimación de la longitud efectiva tiene mayor importancia en la determinación de la resistencia de una columna larga que en la de una corta, puesto que el esfuerzo crítico varía poco en una zona amplia de relaciones de esbeltez reducidas.

En vista de la multiplicidad de factores que intervienen en la resistencia de las barras rectas comprimidas, y dado que la influencia de algunos de ellos es mayor en las cortas que en las largas mientras que con otros sucede lo contrario, o bien son independientes de la relación de esbeltez, es difícil decidir si el factor de seguridad debe o no ser función de la relación L/r ; de hecho, existen los dos criterios. Sin embargo, en los últimos tiempos ha ganado terreno la idea de que se obtienen resultados más racionales si se incluye en el diseño un coeficiente de seguridad variable, función de la esbeltez de la columna; así, las especificaciones alemanas (*DIN 4114*), por ejemplo, utilizan un coeficiente de seguridad de 2.5 en el intervalo elástico, en el que aceptan la fórmula de Euler para el cálculo de los esfuerzos críticos, y de 1.5 en el inelástico, con respecto a los esfuerzos críticos proporcionados por la curva de Jezeq (Ref. 4.37).

Hasta 1961 las fórmulas recomendadas por el Instituto Americano de la Construcción de Acero (*AISC*) estaban basadas en un coeficiente de seguridad constante, independiente de la relación de esbeltez, pero ese punto de vista se modificó en la revisión de las especificaciones efectuada en 1961, en la que se introdujo un coeficiente variable, que se ha mantenido hasta la fecha; en la actualidad, en el caso de columnas muy cortas y con perfiles compactos, no susceptibles de falla por pandeo local, el *AISC* (Refs. 4.38 y 4.39) recomienda un coeficiente de seguridad igual al de piezas en tensión, pues el endurecimiento por deformación ocasiona un aumento de resistencia arriba de la correspondiente al esfuerzo de fluencia; en columnas largas, que fallan por pandeo elástico, el factor de seguridad se conserva sensiblemente igual al de especificaciones anteriores, y entre esos dos límites se obtiene una transición suave definiéndolo por medio de la expresión

$$\begin{aligned} \text{C.S.} &= \text{coeficiente de seguridad} = \\ &= \frac{5}{3} + \frac{3(L/r)}{8C_c} - \frac{(L/r)^3}{8C_c^3} \quad (4.77) \end{aligned}$$

De acuerdo con esta ecuación, el coeficiente de seguridad C.S. vale 1.67 para $L/r = 0$ y 1.92 cuando $L/r = C_c$; para relaciones de esbeltez mayores, dentro de la zona elástica, se conserva constante el 1.92.

Determinación de los esfuerzos permisibles

Llevando los valores anteriores a las ecuaciones 4.46 y 4.76 y sustituyendo en ellas la longitud real L de la columna doblemente articulada por la efectiva KL , para que puedan aplicarse a otras condiciones de apoyo, se obtienen las expresiones siguientes para el cálculo de los esfuerzos de trabajo de piezas rectas cargadas axialmente:

Para $KL/r \geq C_c$ (pandeo elástico):

$$\sigma_p = \frac{\pi^2 E}{1.92 (KL/r)^2} = \frac{10476000}{(KL/r)^2}, \text{ kg/cm}^2 \quad (4.78)$$

Para $KL/r \leq C_c$ (pandeo inelástico):

$$\sigma_p = \frac{\left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2C_c^2} \right] \sigma_v}{\text{C.S.}} \quad (4.79)$$

Al calcular el coeficiente de seguridad por medio de la ecuación 4.77 es necesario introducir también en ella la longitud efectiva KL .

Las ecuaciones 4.78 y 4.79 son las que recomienda el *AISC* para el diseño de piezas comprimidas, y en el Reglamento de las Construcciones en el *D.F.* se siguen criterios análogos.

Para facilitar su aplicación, evitando la necesidad de calcular en forma directa el esfuerzo permisible en cada caso particular, se han tabulado los resultados proporcionados por las dos ecuaciones, de manera que conociendo el tipo de acero usado en una columna y su relación de esbeltez en la tabla se lee directamente el esfuerzo permisible. La Tabla 4.2 proporciona los esfuerzos permisibles para acero A36.

En contraventeos y miembros secundarios con relación de esbeltez mayor de 120, el *AISC* permite incrementar los esfuerzos de trabajo dividiendo los dados por las ecuaciones 4.78 y 4.79 entre 1.6 — $(L/200r)$ (Ref. 3.38); estos esfuerzos más liberales se justifican en parte por la importancia relativamente pequeña de los elementos a los que se les aplican, y en parte por la mayor efectividad de las restricciones que suele haber en sus extremos; como la fórmula toma ya en cuenta la rigidez de las conexiones extremas, al emplearla se utiliza siempre la longitud total del miembro, y el incremento de esfuerzos sólo se aplica a piezas cuyos extremos estén impedidos de moverse, lineal y angularmente.

Tabla 4.2 Esfuerzos admisibles en kg/cm^2 para miembros en compresión (acero A 36)

Miembros Principales y Secundarios con $\frac{Kl}{r}$ no mayor de 120						Miembros Principales con $\frac{Kl}{r}$ de 121 a 200				Miembros Secundarios* con l/r de 121 a 200			
$\frac{Kl}{r}$	F_a Kg/cm^2	$\frac{Kl}{r}$	F_a Kg/cm^2	$\frac{Kl}{r}$	F_a Kg/cm^2	$\frac{Kl}{r}$	F_a Kg/cm^2	$\frac{Kl}{r}$	F_a Kg/cm^2	$\frac{Kl}{r}$	F_a Kg/cm^2	$\frac{Kl}{r}$	F_a Kg/cm^2
1	1516	41	1344	81	1072	121	713	161	405	121	716	161	510
2	1513	42	1338	82	1064	122	702	162	400	122	709	162	506
3	1510	43	1332	83	1056	123	693	163	395	123	703	163	503
4	1507	44	1326	84	1048	124	682	164	390	124	696	164	501
5	1504	45	1320	85	1040	125	671	165	386	125	689	165	498
6	1501	46	1315	86	1031	126	662	166	381	126	682	166	495
7	1498	47	1308	87	1024	127	651	167	376	127	674	167	492
8	1494	48	1303	88	1015	128	641	168	372	128	667	168	489
9	1491	49	1297	89	1007	129	631	169	368	129	661	169	487
10	1488	50	1290	90	998	130	622	170	364	130	654	170	484
11	1484	51	1284	91	991	131	612	171	359	131	648	171	482
12	1480	52	1278	92	982	132	603	172	355	132	641	172	480
13	1477	53	1271	93	973	133	593	173	351	133	635	173	477
14	1473	54	1265	94	965	134	585	174	347	134	629	174	475
15	1469	55	1259	95	956	135	576	175	343	135	623	175	473
16	1465	56	1252	96	948	136	567	176	339	136	617	176	471
17	1461	57	1246	97	939	137	560	177	335	137	612	177	469
18	1457	58	1239	98	930	138	551	178	331	138	606	178	467
19	1453	59	1233	99	921	139	543	179	328	139	600	179	465
20	1448	60	1226	100	913	140	536	180	324	140	596	180	463
21	1444	61	1218	101	903	141	528	181	321	141	590	181	461
22	1440	62	1212	102	894	142	521	182	317	142	585	182	459
23	1435	63	1205	103	885	143	513	183	314	143	580	183	458
24	1431	64	1198	104	877	144	506	184	310	144	575	184	456
25	1426	65	1191	105	867	145	499	185	307	145	571	185	454
26	1422	66	1184	106	858	146	493	186	304	146	566	186	453
27	1417	67	1177	107	849	147	486	187	300	147	562	187	451
28	1412	68	1170	108	840	148	480	188	297	148	558	188	450
29	1407	69	1162	109	830	149	473	189	294	149	553	189	449
30	1402	70	1155	110	821	150	467	190	291	150	549	190	447
31	1397	71	1148	111	811	151	461	191	288	151	545	191	446
32	1392	72	1140	112	802	152	454	192	285	152	541	192	445
33	1387	73	1133	113	792	153	449	193	282	153	537	193	444
34	1382	74	1126	114	783	154	443	194	279	154	534	194	443
35	1377	75	1118	115	773	155	437	195	276	155	529	195	442
36	1371	76	1110	116	763	156	432	196	274	156	526	196	441
37	1365	77	1103	117	753	157	426	197	271	157	522	197	440
38	1360	78	1095	118	743	158	420	198	268	158	520	198	439
39	1355	79	1088	119	733	159	416	199	265	159	516	199	438
40	1349	80	1080	120	723	160	410	200	262	160	513	200	437

* $K = 1$ para miembros secundarios.

Como la ecuación 4.79 se ha obtenido tomando como base los esfuerzos residuales medidos en perfiles I y H laminados, proporciona resultados más conservadores cuando se aplica a perfiles tubulares laminados, en los que los esfuerzos residuales son de menor magnitud, y da lugar, en cambio, a diseños con un coeficiente de seguridad menor cuando se utiliza para columnas hechas con placas soldadas. Es probable que en un futuro cercano, cuando se cuente con mayor información que la que se tiene actualmente, se usen factores correctivos, que dependerán de la forma y de las características de la columna, para modificar los valores dados por ella; sin embargo, reconociendo el gran número de factores aún indeterminados que intervienen en el problema, el *AISC* la recomienda, hasta la fecha, en forma general.

Criterio europeo

La Convención Europea de la Construcción Metálica, de la que forman parte once naciones, ha establecido una curva fundamental esfuerzo de colapso-relación de esbeltez en la que deben basarse las especificaciones de diseño de los países miembros (Ref. 4.31 y 4.40); esa curva (Fig. 4.44), se que ha deducido de los resultados experimentales obtenidos por medio de un número elevado de ensayos realizados sobre perfiles laminados I y H y utilizando para interpretarlos una filosofía de diseño estadístico-probabilística, no tiene ecuación determinada, sino está definida por el conjunto de los pares de valores $\sigma_{cr} - L/r$.

Simultáneamente a la publicación de su curva fundamental, la Convención Europea adoptó las resoluciones siguientes (Ref. 4.40):

1. La Fig. 4.44 representa la "curva europea" fundamental de pandeo para perfiles laminados de dimensiones pequeñas y medianas, hechos con acero de 2400 kg/cm^2 de límite de fluencia; se necesitan ensayos adicionales para demostrar si es aplicable a los perfiles pesados, con espesores mayores de 3 cm , por ejemplo, teniendo en cuenta que el límite de fluencia es una función decreciente del grueso de los patines y la posibilidad de que los perfiles pesados presenten esfuerzos residuales más desfavorables que los pequeños o medianos.

2. Las barras de sección T serán objeto de una curva más desfavorable, que no ha sido determinada aún.

3. Las columnas I o H obtenidas soldando tres placas serán también objeto de una curva especial.

4. Se examinará más adelante si las columnas en cajón, realizadas por medio de soldadura, pueden ser dimensionadas con la curva fundamental.

5. Se harán nuevos ensayos sobre barras tubulares laminadas de sección circular y cuadrada para determinar si estas piezas, que contienen esfuerzos residuales reducidos, pueden diseñarse por medio de una curva situada arriba de la fundamental.

Posteriormente se han recomendado otras dos curvas con lo que se tienen tres, cada una de ellas aplicable a tipos determinados de columnas laminadas o soldadas (Ref. 4.45).

4.10 Fórmulas empíricas

La falta de una teoría que explicase satisfactoriamente el comportamiento de las columnas que fallan por pandeo inelástico hizo que durante mucho tiem-

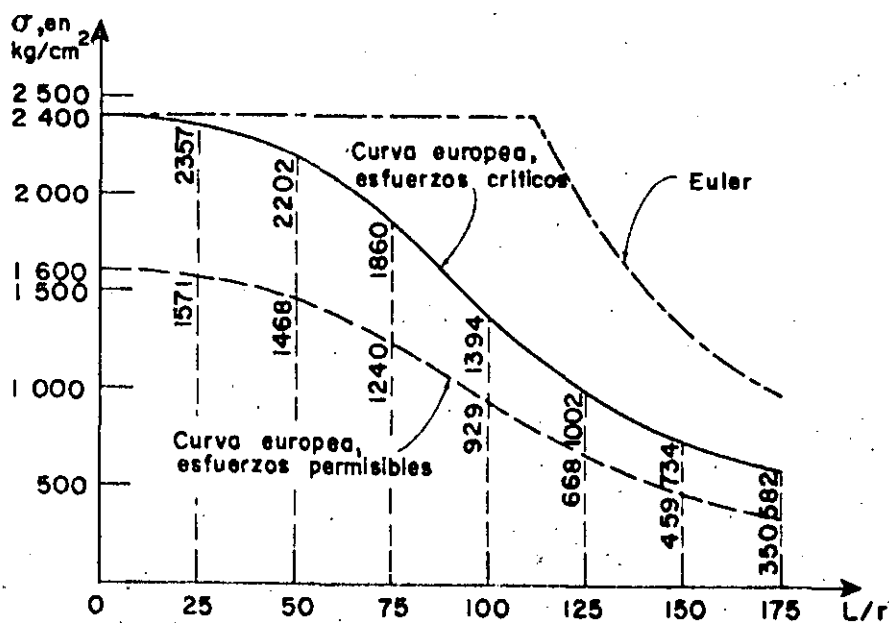


Figura 4.44. Curva europea para diseño de columnas cargadas axialmente. $\sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Pandeo lateral de vigas

5.1 Introducción

Considérese una armadura sometida a flexión pura bajo la acción de pares iguales en magnitud y de sentidos contrarios, aplicados en sus extremos (cada uno de los pares puede sustituirse por dos fuerzas P , que obran a lo largo de las cuerdas), apoyada de manera que sus secciones extremas pueden girar libremente alrededor de sus ejes centroidales y principales x y y , pero están impedidas de hacerlo alrededor del longitudinal z .

Una de las cuerdas, la superior en el caso de la Fig. 5.1, que trabaja a compresión, se encuentra en condiciones parecidas a las de una columna cargada axialmente; al mismo tiempo, la otra cuerda está en tensión.

Si los momentos, y por consiguiente las cargas P , crecen, llega un instante en que el equilibrio de la cuerda comprimida se vuelve inestable, y se pandea lateralmente; la otra cuerda, sometida a tensión, trata de conservarse recta, lo que retrasa, pero no impide, el pandeo de la primera; su influencia es directamente proporcional a la rigidez de los elementos del alma de la armadura, que ligan las dos cuerdas entre sí, luego aumenta con la escuadría de esas piezas y disminuye si crece el peralte de la armadura. (Un fenómeno análogo se presenta en todos los casos de piezas en flexión, complicado, cuando se trata de elementos de alma llena, por la mayor liga que hay entre los dos patines, que hace que aumente la influencia de cada uno de ellos sobre el comportamiento del otro).

La cuerda comprimida de una armadura, o el patín que trabaja en compresión en una viga laminada o en una trabe hecha con placas, tratan de pandearse, lo mismo que cualquier elemento comprimido, alrededor del eje de menor momento de inercia, que en el caso en estudio suele ser el horizontal, pero esta forma de pandeo está impedida por las diagonales y montantes de

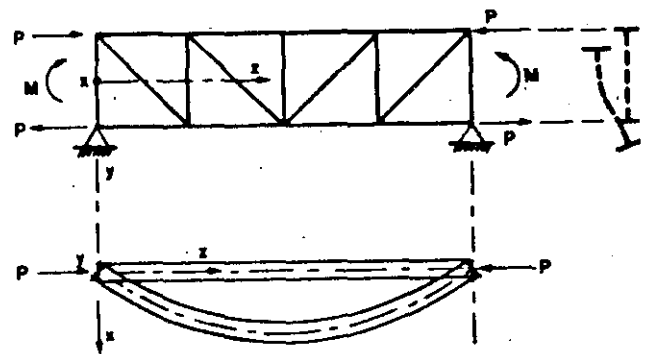


Figura 5.1. Armadura en flexión pura

la armadura o por el alma de la viga, por lo que eventualmente se presenta el pandeo alrededor del eje vertical, cuando la fuerza de compresión alcanza el valor crítico correspondiente. (Para que esto suceda es necesario que la separación entre nudos y la resistencia de las diagonales y los montantes sean adecuadas para impedir el pandeo vertical de la cuerda comprimida, y lo mismo puede decirse de la rigidez del alma de la viga o trabe armada).

Cualquier viga apoyada en los extremos y cargada en el plano del alma puede pandearse lateralmente, excepto cuando ese fenómeno esté impedido por elementos exteriores. Si el momento de inercia de sus secciones transversales respecto al eje centroidal normal al plano del alma es considerablemente mayor que el que corresponde al otro eje centroidal y principal, el pandeo lateral y el colapso pueden presentarse mucho antes de que los esfuerzos normales debidos a la flexión alcancen el límite de fluencia.

Mientras las cargas que actúan en el plano del alma permanecen por debajo de una cierta intensidad, la viga se deforma únicamente en ese plano y su equilibrio es estable, de manera que si se le obliga a adop-

tar una configuración ligeramente flexionada lateralmente, por medio de la aplicación de un agente externo, recupera la configuración plana al desaparecer éste. Sin embargo, al aumentar la intensidad de las solicitaciones llega un momento en que se hace posible una forma de equilibrio deformada lateralmente y retorcida, además de la plana, la carga menor para la que puede presentarse esta segunda forma de equilibrio es la crítica de pandeo de la viga.

Con objeto de obtener secciones económicas, la mayor parte de los elementos de acero utilizados para trabajar en flexión se fabrican con momentos de inercia grandes respecto a uno de sus ejes principales, alrededor del que se presenta la flexión, y pequeños respecto al otro, de manera que por sí solos ofrecen poca resistencia al pandeo lateral.

5.2 Pandeo lateral elástico

5.2.1 Vigas I sometidas a flexión pura

Considérese una viga I , laminada o formada por tres placas soldadas, de eje recto, flexionada en su plano de mayor resistencia por la acción de dos pares iguales y de sentidos contrarios aplicados en sus extremos; éstos están soportados verticalmente e impedidos de girar alrededor del eje longitudinal de la viga, pero pueden hacerlo libremente respecto a cualquiera de sus dos ejes centroidales y principales.

Se admiten, además, las hipótesis adicionales siguientes:

1. La sección transversal de la viga es constante.
2. Los esfuerzos normales máximos, obtenidos al superponer los ocasionados por los momentos exteriores con los residuales existentes en el perfil, están en el intervalo elástico en el instante en que se inicia el pandeo.
3. La deformación de la viga al flexionarse y retorcerse es de tal naturaleza que no cambia la forma de sus secciones transversales.
4. Las cargas exteriores permanecen paralelas a sus direcciones originales al desplazarse, angular o linealmente, sus puntos de aplicación.

La Fig. 5.2 representa la viga en estudio.

Al iniciarse el pandeo, una sección transversal cualquiera situada a una distancia z del extremo se desplaza lateralmente y gira, como se indica en las Figs. 5.2b, c y d (antes de que empiece el pandeo la sección transversal considerada ya se ha desplazado, pero conservándose en el plano de la flexión; los desplazamientos v (Fig. 5.2c) se inician en cuanto se empiezan a aplicar los pares, pero los desplazamientos laterales u y las rotaciones ϕ no se presentan hasta

29

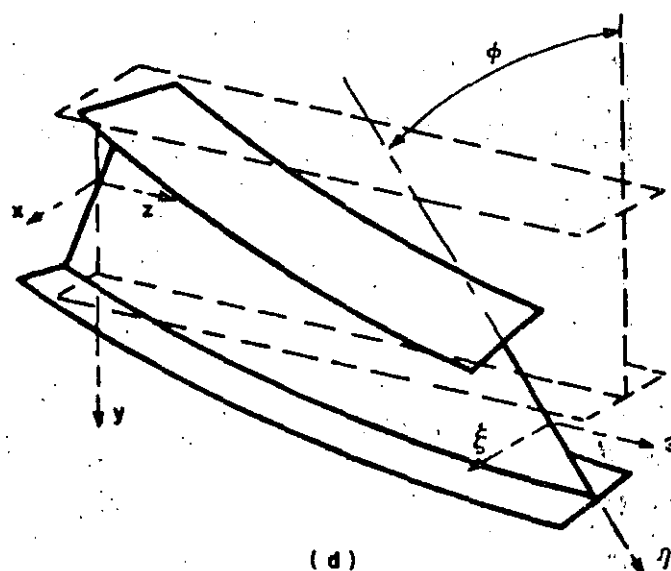
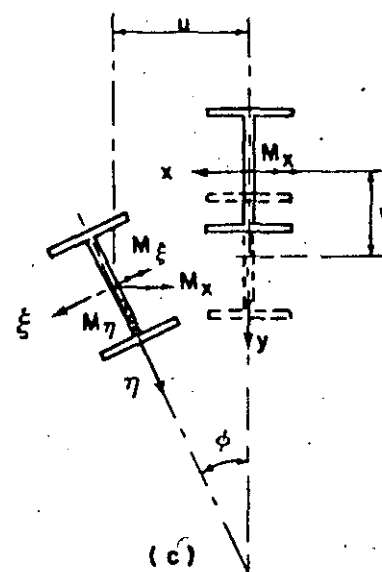
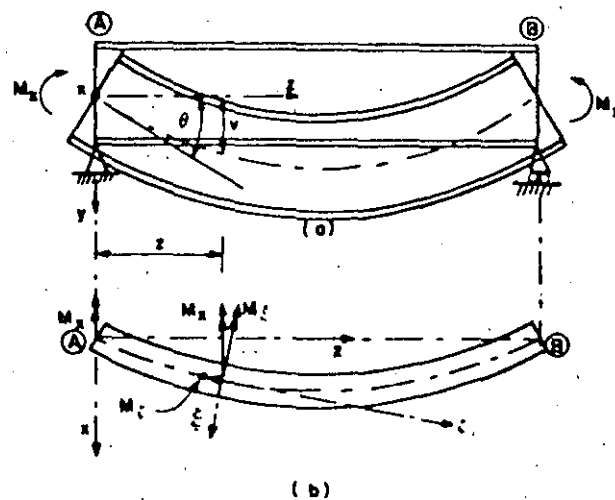


Figura 5.2. Pandeo lateral de una viga I en flexión pura.

que los momentos alcanzan ciertos valores críticos); el vector M_z , que representa el momento flexionante en la sección considerada, estaba alojado sobre el eje x de la misma antes de la deformación lateral y permanece paralelo a su dirección original, de manera que al cambiar la orientación de los ejes principales de la sección deja de coincidir con uno de ellos, lo que ocasiona la aparición de momentos alrededor de los tres nuevos ejes de referencia, ζ , η y ξ .

Por consiguiente, cuando el par flexionante aplicado alrededor del eje de momento de inercia máximo alcanza un valor crítico y la viga se deforma lateralmente, el equilibrio exige que haya también flexión alrededor del eje de momento de inercia mínimo y torsión, es decir, el pandeo está asociado siempre con flexión lateral y torsión.

La intensidad del momento de torsión varía a lo largo del eje de la viga, puesto que la proyección de M_x sobre el eje ξ , que lo ocasiona, no es constante (en el caso de la Fig. 5.2, por ejemplo, esa proyección es máxima en los extremos y nula en la mitad del claro, ya que aquí el eje ξ se conserva paralelo al z , y el vector M_x es perpendicular a él); la viga se encuentra en un estado de torsión no uniforme (capítulo 3) y su resistencia a la torsión es igual a la suma de los momentos resistentes correspondientes a la torsión de Saint Venant y a la resistencia al alabeo de sus secciones transversales.

Cálculo del momento crítico

El problema que interesa resolver es el de la determinación de la magnitud del momento M_x para la que se presenta una bifurcación del equilibrio, es decir, el momento para el que es posible una configuración en equilibrio ligeramente deformada lateralmente y retorcida, además de la plana. Para resolverlo se utilizan las ecuaciones de equilibrio de segundo orden deducidas en el Apéndice A, en las que se introducen las condiciones $P = M_{Ay} = M_{By} = 0$, $M_{Ax} = -M_{Bx} = 0$, ya que el problema en estudio es un caso particular del presentado en ese apéndice.

Teniendo en cuenta las condiciones anteriores, y llamando M_0 a los momentos aplicados en los extremos de la viga, de manera que $-M_{Ax} = M_{Bx} = M_0$, las ecuaciones A17 a A19 se reducen a

$$B_z v'' = -M_0 \quad (5.1)$$

$$B_y u'' + \phi M_0 = 0 \quad (5.2)$$

$$R_a \phi''' - (R_s + R) \phi' + u' M_0 = 0 \quad (5.3)$$

En la ecuación 5.1 aparece tan sólo el desplazamiento vertical v , mientras que las ecuaciones 5.2 y 5.3 contienen simultáneamente el desplazamiento

lateral u y el giro ϕ , pero no el v : la primera ecuación es independiente de las restantes, mientras que las otras dos están relacionadas entre sí. Esto indica que la viga puede estar en equilibrio en una configuración deformada que se mantiene dentro de su plano original ($v \neq 0$, $u = \phi = 0$), o en una configuración deformada fuera de su plano, que involucra al mismo tiempo desplazamientos laterales u y giros ϕ , además de los verticales v que se han presentado previamente.

El comportamiento de la viga en el primer caso, correspondiente a la flexión en el plano de las cargas, queda descrito por la ecuación 5.1, que es la ecuación diferencial ordinaria de la flexión, $EI_z (d^2 v/dz^2) = -M_0$; puesto que no es homogénea, no corresponde a un fenómeno de pandeo, ya que los desplazamientos v aparecen tan pronto como empiezan a aplicarse los pares M_0 y crecen en forma continua al aumentar su magnitud.

Con las ecuaciones 5.2 y 5.3 se calcula el momento crítico de la viga en flexión pura de la Fig. 5.2; sus secciones transversales tienen dos ejes de simetría, por lo que $\bar{K} = 0$ (puede demostrarse que esta condición se cumple en secciones doblemente simétricas sometidas a flexión pura, Ref. 5.1), y sus extremos están libremente apoyados, es decir, no pueden desplazarse en dirección vertical ni girar alrededor del eje longitudinal z , pero pueden alabearse libremente y girar alrededor de x y de y , de manera que las condiciones de borde son $u(0) = u(L) = \phi(0) = \phi(L) = u''(0) = u''(L) = \phi''(0) = \phi''(L) = 0$, que indican que los desplazamientos horizontales u y las rotaciones ϕ son nulas en ambos extremos y que no hay momentos alrededor del eje y ni esfuerzos longitudinales debidos al alabeo en ninguno de ellos.

Haciendo $\bar{K} = 0$ y teniendo en cuenta que $B_y = EI_y$, $R_a = EC_a$ y $R_s = GK_T$ (Apéndice A) las ecuaciones 5.2 y 5.3 se transforman en

$$EI_y u'' + \phi M_0 = 0 \quad (5.4)$$

$$EC_a \phi''' - GK_T \phi' + u' M_0 = 0 \quad (5.5)$$

Derivando la ecuación 5.5 una vez, respecto a z , y sustituyendo u'' por su valor dado por la 5.4, se obtiene la ecuación 5.6, en la que aparece como única incógnita la rotación ϕ :

$$EC_a \phi^{IV} - GK_T \phi'' - \frac{M_0^2}{EI_y} \phi = 0 \quad (5.6)$$

Esta ecuación puede escribirse en la forma siguiente, dividiendo todos sus términos entre EC_a :

$$\phi^{IV} - \frac{GK_T}{EC_a} \phi'' - \frac{M_o^2}{E^2 I_y C_a} \phi = 0$$

Introduciendo los parámetros

$$\lambda_1 = \frac{GK_T}{EC_a}, \quad \lambda_2 = \frac{M_o^2}{E^2 I_y C_a} \quad (5.7)$$

toma la forma

$$\phi^{IV} - \lambda_1 \phi'' - \lambda_2 \phi = 0 \quad (5.8)$$

cuya solución (Ref. 5.1) es:

$$\phi = C_1 \cosh \alpha_1 z + C_2 \sinh \alpha_1 z + C_3 \sin \alpha_2 z + C_4 \cos \alpha_2 z \quad (5.9)$$

C_1 , a C_4 son constantes de integración, y α_1 y α_2 valen:

$$\alpha_1 = \sqrt{\frac{\lambda_1 + \sqrt{\lambda_1^2 + 4\lambda_2}}{2}} \quad (5.10)$$

$$\alpha_2 = \sqrt{\frac{-\lambda_1 + \sqrt{\lambda_1^2 + 4\lambda_2}}{2}} \quad (5.11)$$

Al llevar a la ecuación 5.9 las cuatro condiciones de borde $\phi(0) = \phi(L) = \phi''(0) = \phi''(L) = 0$ se obtiene un sistema de ecuaciones lineales y homogéneas simultáneas, en las que las incógnitas son las cuatro constantes de integración, que se satisface únicamente si $C_1 = C_2 = C_3 = C_4 = 0$ (solución trivial, puesto que en ese caso ϕ y u son nulos, lo que indica que es posible una configuración plana en equilibrio, cualquiera que sea el valor de M_o), o si se anula el determinante de los coeficientes de las incógnitas, o determinante característico, lo que caracteriza la condición de pandeo.

Desarrollando el determinante e igualando el resultado a cero, se obtiene la ecuación característica o condición de pandeo:

$$\left(\alpha_1^2 + \alpha_2^2\right)^2 \sinh \alpha_1 L \sin \alpha_2 L = 0 \quad (5.12)$$

Para obtener una solución en la que ϕ y u sean diferentes de cero, correspondiente a un estado de equilibrio en una configuración flexionada lateralmente y retorcida, los parámetros α_1 y α_2 deben satisfacer la relación dada por la ecuación 5.12.

El primer paréntesis no puede ser nulo, puesto que contiene la suma de dos números positivos, y $\sinh \alpha_1 L$ es cero únicamente si $\alpha_1 = 0$, lo que constituye un caso trivial, de manera que para que se satisfaga la ecuación 5.12 es necesario que

31

$$\sin \alpha_2 L = 0 \quad (5.13)$$

y el estado de bifurcación del equilibrio se presenta cuando

$$\alpha_2 L = n\pi, \quad (n = 1, 2, 3 \dots) \quad (5.14)$$

Los valores específicos de α_2 para los que se cumple esta ecuación constituyen los valores característicos del problema.

Llevando las ecuaciones 5.7 a la 5.11 e igualando α_2 a $n\pi/L$ (ecuación 5.14) se obtiene la expresión

$$\alpha_2 = \sqrt{\frac{\frac{GK_T}{EC_a} + \sqrt{\left(\frac{GK_T}{EC_a}\right)^2 + 4 \frac{M_o^2}{E^2 I_y C_a}}}{2}} = \frac{n\pi}{L} \quad (5.15)$$

Todas las cantidades que aparecen en esta ecuación son conocidas, con la única excepción del momento M_o (K_T , C_a e I_y dependen de la geometría de las secciones transversales de la viga, G y E del material con que esté hecha, y L es su longitud); despejándolo se obtiene la intensidad de los momentos que deben aplicarse en los extremos de la viga para mantenerla en equilibrio en una forma ligeramente flexionada lateralmente y retorcida, para la que existen desplazamientos u y ϕ , es decir, el valor del momento crítico de pandeo:

Después de algunas manipulaciones algebraicas, la expresión para el momento crítico de una viga de sección I en flexión pura alrededor del eje de mayor momento de inercia toma la forma

$$(M_o)_{cr} = \frac{n\pi}{L} \sqrt{EI_y GK_T \left(1 + \frac{n^2 \pi^2 EC_a}{GK_T L^2}\right)} \quad (5.16)$$

De manera análoga al problema de pandeo de columnas, solamente tiene interés práctico el menor de los valores del momento crítico, a menos que se obligue a la viga a pandearse según alguno de los modos superiores (correspondientes a $n = 2, 3$, etc) por medio de restricciones exteriores que impidan los desplazamientos laterales y las rotaciones de una o más de sus secciones transversales intermedias. Por esta razón en la ecuación 5.16 se toma, en general, $n = 1$.

Sustituyendo la ecuación 5.13 en las cuatro ecuaciones homogéneas originales se encuentra que $C_1 = C_2 = C_4 = 0$, y utilizando después las ecuaciones 5.9 y 5.4 se pueden obtener expresiones para los desplazamientos ϕ y u que son función de la constante de integración restante, C_3 , cuyo valor no se conoce, sabiéndose tan sólo que es distinto de cero; se establece así la configuración de la viga pandeada lateralmente, pero no la amplitud de las deformaciones que experimenta, la que permanece indeterminada.

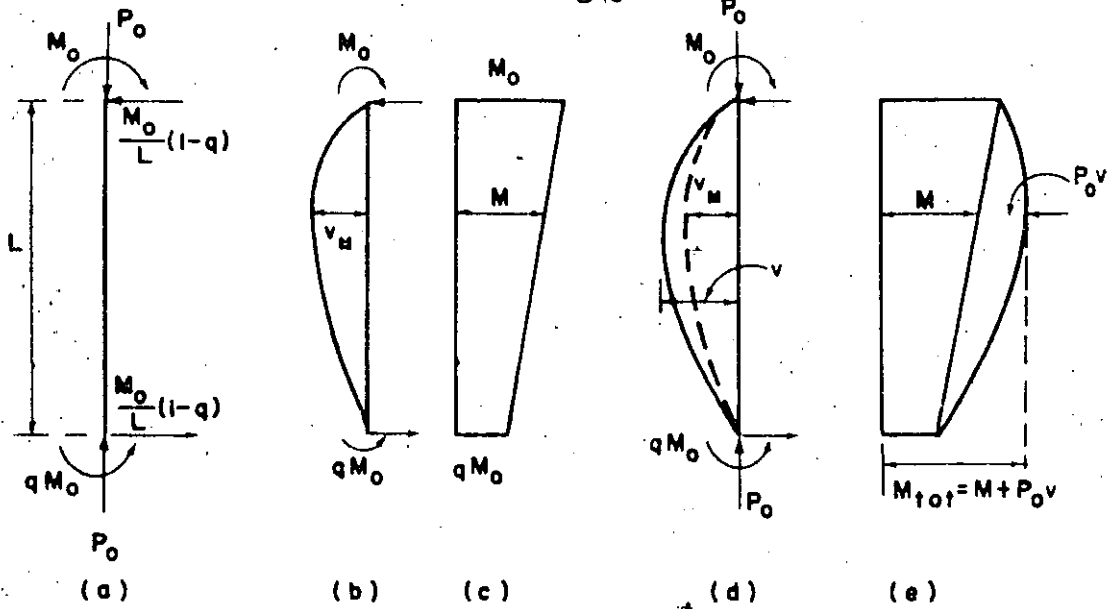


Figura 6.1. Amplificación de momentos en una barra flexocomprimida en curvatura simple

que sea la esbeltez de la columna, ya que se ve precedido por deformaciones laterales grandes que hacen que los esfuerzos crezcan muy rápidamente en algunas zonas y lleguen pronto al límite de fluencia. Cuando se usan criterios elásticos de diseño se toma como límite de utilidad estructural la condición correspondiente a la aparición de σ_v en la sección crítica, pero si se utilizan métodos plásticos debe tenerse en cuenta la resistencia máxima real, que corresponde a la formación de una o más articulaciones plásticas.

En la Fig. 6.1a se muestra una columna en la que actúan fuerzas axiales P_0 y momentos M_0 y qM_0 , que la flexionan en curvatura simple.

Supóngase que se quita la fuerza axial, con lo que la barra queda en las condiciones de la Fig. 6.1b, con el diagrama de momentos indicado en la Fig. 6.1c, y que después se vuelve a aplicar; ya no actúa a lo largo del eje de la pieza, que ya no es una línea recta, y ocasiona una flexión adicional que origina incrementos de los desplazamientos laterales, los cuales crecen hasta los indicados con línea llena en la Fig. 6.1d. Los momentos adicionales P_0v , donde v es el desplazamiento lateral total de cada uno de los puntos del eje, debido a la acción simultánea de los pares extremos y de la fuerza axial, se suman a los primarios M , con lo que se obtiene finalmente el diagrama de momentos totales de la Fig. 6.1e.

El momento P_0v ocasionado por la fuerza axial se suma siempre con el primario M , pero su efecto sobre la capacidad de carga de la pieza varía de unos casos a otros, dependiendo fundamentalmente de que el momento total máximo sea o no mayor que el primario máximo, lo que es función de la forma del diagrama de momentos M , o sea de M_0 y q , y de las

magnitudes de los dos momentos, primario y secundario, en las distintas secciones.

Si los pares extremos son iguales y de sentidos contrarios ocasionan flexión uniforme, y el diagrama final es el de la Fig. 6.2: la flexión máxima se presenta en el centro de la barra, que es la sección crítica, y la falla tiene lugar cuando se agota la resistencia de esa sección, es decir, cuando $(M_{tot})_{m\acute{a}x} = M_0 + P_0v_{m\acute{a}x}$ iguale al momento plástico de la columna reducido por carga axial, M_{pr} , ya que se forma entonces una articulación plástica y la barra se convierte en un mecanismo. (Cuando la columna no está aislada, sino forma parte de una estructura, las restricciones ocasionadas por las vigas que conectan en sus extremos pueden posponer la falla hasta que aparezcan también articulaciones plásticas en esos extremos, o en las vigas). En este caso el momento secundario contribuye siempre

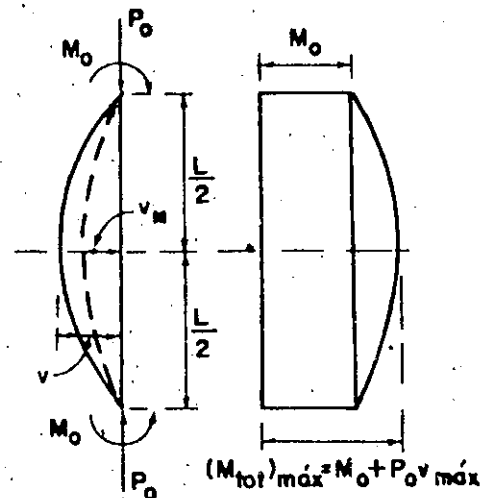


Figura 6.2. Momentos en los extremos de magnitudes iguales. Curvatura simple

el factor C_b y el coeficiente de seguridad de 1.67, se obtiene

$$\sigma_y = \frac{1}{1.67} \frac{\pi^2 E}{(L/r_T)^2} C_b = \frac{12\,330\,000 C_b}{(L/r_T)^2} \text{ kg/cm}^2 \quad (5.66)$$

De acuerdo con la discusión que se acaba de presentar, las recomendaciones contenidas en las especificaciones AISC de 1963 para cálculo de esfuerzos permisibles en vigas en las que es crítico el pandeo lateral incluían algunos aspectos difíciles de justificar, y aún contradictorios (Ref. 5.11). La ecuación 5.64, deducida para pandeo elástico, se empleaba también, sin ninguna corrección, en el intervalo inelástico, mientras que la ecuación 5.65, que es válida tan sólo en este segundo intervalo, se utilizaba también en el primero; por otro lado, la ecuación 5.65 contiene el coeficiente correctivo C_b , que no aparece en la 5.64.

Además, puesto que proviene de la ecuación 5.27, la 5.65 no tiene en cuenta el endurecimiento por deformación que se presenta en vigas muy cortas, y al permitir que para valores de L/r_T menores de 40 no haya disminución en los esfuerzos de trabajo se introduce en la relación $\sigma_p - L/r_T$ una discontinuidad poco lógica.

Algunos de estos factores se han considerado ya en la Ref. 5.33, en la que se indica que el momento crítico de pandeo lateral de un miembro de sección transversal I o H , sometido a flexión, es igual al mayor de los calculados con las ecuaciones

$$M_{cr} = \frac{EA I}{L/r_y} C_b \quad (5.67)$$

$$M_{cr} = \frac{4.7 E A d}{(L/r_y)^2} C_b \quad (5.68)$$

y que si M_{cr} , obtenido con la ecuación 5.68 es mayor que $M_y/2$ se corrige mediante la ecuación 5.28:

$$(M_{cr})_{corr} = M_y \left(1 - \frac{M_y}{4 M_{cr}}\right) \quad (5.28)$$

Además, el valor de M_{cr} , dado por la ecuación 5.67 no debe tomarse nunca mayor que M_p o que M_y , siendo aplicable el primer límite cuando la sección tiene proporciones que le permiten soportar el momento de plastificación total sin pandearse localmente en forma prematura, y el segundo en caso contrario.

Las ecuaciones 5.67 y 5.68 son iguales a las ecuaciones 5.62 y 5.63 multiplicadas por el factor correctivo C_b ; por consiguiente, son válidas tan sólo para pandeo elástico, y deben corregirse cuando éste se presente en el intervalo inelástico, lo que se hace por medio

de la ecuación 5.28 en la 5.68; la ecuación 5.67 sigue conservándose para ambos intervalos. (De acuerdo con las ideas del Column Research Council (Ref. 5.3), se está suponiendo que en el perfil hay esfuerzos residuales de compresión de intensidad máxima igual a $\sigma_y/2$, de manera que el comportamiento elástico termina cuando el momento flexionante llega a $(\sigma_y/2) S = M_y/2$).

Cuando se utilizan las ecuaciones 5.67 y 5.68 debe incluirse un factor de carga adecuado en el análisis de la estructura.

En la última versión de sus especificaciones (1969) el AISC conserva las ideas de 1963, con algunas modificaciones tendientes a mejorar sus resultados; se llega así a las recomendaciones siguientes (Ref. 5.34):

"El esfuerzo de compresión máximo permisible en las fibras extremas de miembros sometidos a flexión que tengan un eje de simetría en el plano del alma, en el cual actúan las cargas, y en las fibras extremas de canales flexionados alrededor de su eje de mayor momento de inercia,* es el mayor de los calculados con las fórmulas 5.69 y 5.70 o con la 5.71 (excepto cuando se demuestre, por medio de un análisis más exacto, la posibilidad de emplear esfuerzos más elevados), pero sin sobrepasar $0.60 \sigma_y$.

Cuando

$$\sqrt{\frac{7\,172 \times 10^3 C_b}{\sigma_y}} \leq \frac{L}{r_T} \leq \sqrt{\frac{35\,850 \times 10^3 C_b}{\sigma_y}}$$

$$(53\sqrt{C_b} \leq \frac{L}{r_T} \leq 119\sqrt{C_b}, \text{ para acero A36}).$$

$$\sigma_y = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_y (L/r_T)^2}{107\,570 \times 10^3 C_b} \right] \sigma_y \quad (5.69)$$

(Para acero A36, esta expresión se reduce a

$$\sigma_p = 1\,680 - \frac{(L/r_T)^2}{16.81 C_b}).$$

$$\text{Cuando } \frac{L}{r_T} \geq \sqrt{\frac{35\,850 \times 10^3 C_b}{\sigma_y}}$$

$$\left(\frac{L}{r_T} \geq 119\sqrt{C_b}, \text{ para acero A36}\right)$$

$$\sigma_p = \frac{11\,950 \times 10^3 C_b}{(L/r_T)^2} \quad (5.70)$$

* Para las canales solamente es aplicable la fórmula (5.71).

(La ecuación 5.70 es independiente del límite de fluencia del acero, pues corresponde a pandeo elástico);

O, cuando el patín comprimido es macizo, de sección transversal aproximadamente rectangular, y su área no es menor que la del patín de tensión.

$$\sigma_y = \frac{843\,700 C_b}{Ld/A_p} \quad (5.71)$$

(Las ecuaciones 5.69 a 5.71 proporcionan los esfuerzos permisibles en kg/cm²; en la ecuación 5.69 debe introducirse σ_y en esas mismas unidades).

El significado de las literales que aparecen en las ecuaciones 5.69 a 5.71 es el siguiente:

L , distancia entre secciones transversales contraventeadas de tal manera que no puedan girar alrededor del eje longitudinal de la viga, ni pueda desplazarse lateralmente su patín comprimido.

r_T , radio de giro de una porción de la sección transversal de la viga compuesta por el patín comprimido y un tercio de la parte del alma que se encuentra en compresión (o sea un sexto del área total del alma, si los dos patines son iguales), con respecto al eje de simetría situado en el plano del alma.

A_p , área del patín comprimido.

$C_b = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2$, pero no mayor de 2.3; * M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos existentes en los extremos del tramo no contraventeado, y la relación M_1/M_2 es positiva cuando ese tramo se flexiona en curvatura doble y negativa cuando lo hace en curvatura simple. C_b se toma igual a la unidad cuando el momento flexionante en un punto cualquiera de la longitud no contraventeada es mayor que el más grande de los momentos en los extremos*.

Más adelante se explica de dónde proviene el coeficiente C_b .

Como en las especificaciones de 1963, el esfuerzo permisible sigue siendo el mayor de dos valores calculados con fórmulas diferentes, ambas conservadoras, que provienen de las ecuaciones 5.62 y 5.63. Una de ellas se mantiene prácticamente sin cambio (la ecuación 5.71, que es la 5.64 multiplicada por C_b), pero la otra (ecuación 5.65) se sustituye por dos ecuaciones, 5.69 y 5.70, para tener en cuenta las diferencias entre el pandeo elástico y el inelástico.

La ecuación 5.70, que corresponde a pandeo en el intervalo elástico, proviene directamente de la ecuación 5.63; se obtiene introduciendo en ella un coeficiente de seguridad de 1.67 y el factor C_b , y sustituyendo r_y' por r_T :

$$\sigma_p = \frac{\sigma_{cr}}{1.67} = \frac{\pi^2 E C_b}{1.67 (L/r_T)^2} = \frac{11\,950 \times 10^3 C_b}{(L/r_T)^2}$$

La ecuación 5.63' es aplicable mientras proporciona esfuerzos críticos menores que $\sigma_y/2$; en caso contrario debe corregirse por inelasticidad, de manera que la relación de esbeltez mínima para la que la ecuación 5.70 es aún utilizable se obtiene haciendo en ella $\sigma_p = \sigma_{cr}/1.67 = (\sigma_y/2)/1.67 = \sigma_y/3$, y despejando L/r_T .

$$\frac{11\,950 \times 10^3 C_b}{(L/r_T)^2} = \frac{\sigma_y}{3}$$

$$\frac{L}{r_T} = \sqrt{\frac{35\,850 \times 10^3 C_b}{\sigma_y}}$$

Si L/r_T es mayor, el pandeo se inicia en el intervalo elástico y el esfuerzo permisible se calcula con la ecuación 5.70; si es menor, debe introducirse una corrección por inelasticidad.

En el intervalo inelástico se desea obtener una relación esfuerzo crítico-longitud libre (o esfuerzo permisible-longitud libre) que coincida con la aplicable en el intervalo elástico en el punto correspondiente a

$$L/r_T = \sqrt{(35\,850 \times 10^3 C_b)/\sigma_y}$$

y que, además, tenga en cuenta que en vigas soportadas lateralmente en puntos muy cercanos unos de otros no hay pandeo lateral y el momento resistente puede llegar a ser mayor que el plástico, a causa del endurecimiento por deformación.

La ecuación de partida vuelve a ser $\sigma_{cr} = \sigma_y [1 - \sigma_y (L/r_T)^2 / 4\pi^2 E C_b]$, obtenida despreciando el término correspondiente a la torsión de Saint Venant y corrigiendo el resultado por inelasticidad; es, pues, la misma que lleva a la ecuación 5.65 de las especificaciones AISC de 1961 y 1963.

El efecto del endurecimiento por deformación se incluye en forma aproximada multiplicando por 1.10 el esfuerzo de fluencia σ_y que aparece fuera del paréntesis rectangular (lo que equivale a sustituir el momento M_p que multiplica al paréntesis de la ecuación 5.28 por M_p), y el ajuste con la curva de pandeo elástico se logra introduciendo un coeficiente α en el denominador del término negativo contenido en ese paréntesis; entonces,

$$\sigma_p = \frac{\sigma_{cr}}{1.65} = \frac{1.10 \sigma_y}{1.65} \left[1 - \frac{\sigma_y (L/r_T)^2}{4\pi^2 E C_b \alpha} \right] =$$

* C_b puede tomarse, conservadoramente, igual a la unidad.

$$= \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_v (L/r_T)^2}{120\,630 \times 10^3 C_b \alpha} \right] \sigma_v$$

Cuando $L/r_T = \sqrt{35\,850 \times 10^3 C_b / \sigma_v}$, el esfuerzo permisible dado por la ecuación anterior debe ser igual a $\sigma_v/3$; de esta condición se obtiene $\alpha = 3 \times 35\,850/120\,630$ que, sustituida en la ecuación del esfuerzo permisible, lleva a la ecuación 5.69.

La relación L/r_T más pequeña para la que es aún aplicable la ecuación 5.69 se obtiene igualando su segundo miembro a $0.60 \sigma_v$, pues para relaciones menores proporciona resultados por arriba del 60 por ciento del esfuerzo de fluencia que, por especificación, es el máximo permisible.*

Determinación del coeficiente C_b

El momento crítico de pandeo lateral de una viga con cualquier condición de apoyo y carga, M_{cr} , puede obtenerse partiendo del valor $(M_o)_{cr}$ proporcionado por la ecuación 5.17, correspondiente a apoyos libres y flexión uniforme, de la manera siguiente:

$$M_{cr} = (M_o)_{cr} \frac{M_{cr}}{(M_o)_{cr}}$$

De la ecuación 5.20, $M_{cr}/(M_o)_{cr} = C_A/(C_A)_o$, donde C_A y $(C_A)_o$ corresponden, respectivamente, a la viga con condiciones cualesquiera de apoyo y carga y a la libremente apoyada en flexión pura.

Las curvas de las Figs. 5.6 a 5.9 permiten, en los casos en que son aplicables, determinar los cocientes $C_A/(C_A)_o$.

Llamando C_b a esa relación, el momento crítico correspondiente a una condición cualquiera de carga y apoyo queda dado por la expresión

$$M_{cr} = C_b (M_o)_{cr}$$

Por medio de las curvas de la Fig. 5.8, válidas para vigas flexionadas por pares aplicados en sus extremos sin que haya cargas transversales entre puntos fijos lateralmente, se encuentra que los cocientes $C_A/(C_A)_o$ son prácticamente independientes de la relación a/L y de las condiciones de apoyo en los extremos del segmento no contraventado relativas a giros alrededor del eje y , de manera que pueden expresarse en fun-

* Aunque el endurecimiento por deformación puede, como se mencionó arriba, hacer que el momento resistente sea mayor que M_o , no se juzga conveniente admitir esfuerzos superiores a $0.60 \sigma_v$ más que en secciones compactas, ya que la resistencia de las restantes se ve limitada por pandeo local.

ción, únicamente, de la relación entre los momentos extremos.

En la Ref. 5.3 se propone la expresión aproximada

$$\frac{C_A}{(C_A)_o} = C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3$$

que proporciona resultados conservadores en general y suficientemente cercanos a los obtenidos con las curvas para ser utilizados en fórmulas de diseño. (Ya se ha visto cuál es el significado de M_1 y M_2 y qué signo debe tomarse para su cociente).

Como las ecuaciones aproximadas propuestas en las especificaciones de diseño provienen de la ecuación 5.17, obtenida para extremos libres y flexión pura, sus resultados mejoran introduciendo en ellas el factor correctivo C_b , el que, con todo rigor, es válido únicamente para vigas flexionadas por pares aplicados en sus extremos pero se utiliza también en otros casos, excepto cuando el momento máximo entre apoyos es mayor que en los extremos, ya que esa condición se aproxima aceptablemente suponiendo que la viga está en flexión pura, es decir, tomando $C_b = 1.0$.

Las ecuaciones 5.69 y 5.70 pueden refinarse incluyendo en ellas los efectos de la resistencia a la torsión de Saint Venant además de los correspondientes a la resistencia al alabeo (y eliminando, por consiguiente, la necesidad de emplear la ecuación 5.71, Ref. 5.38), utilizando en lugar de r_T un radio de giro ficticio equivalente que se obtiene igualando el esfuerzo crítico de pandeo lateral elástico calculado con la ecuación 5.17, en la que se incluyen los dos términos, torsión de Saint Venant y resistencia al alabeo, con el esfuerzo crítico de una columna cargada axialmente, dado por la fórmula de Euler; en la ecuación 5.17 se incluye el factor C_b .

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi C_b}{S_y L} \sqrt{EI_y GK_T + E^2 C_A \frac{\pi^2}{L^2} I_y} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2}$$

Se sustituye C_A por su valor aproximado $I_y d^2/4$ y se saca el factor $E \pi I_y/2L$ fuera del radical:

$$\frac{\pi^2 E r^2}{L^2} = \frac{\pi C_b}{S_y L} \frac{E \pi I_y}{2L} \sqrt{EI_y GK_T \frac{4L^2}{E^2 \pi^2 I_y} + d^2}$$

Efectuando simplificaciones y operaciones numéricas se obtiene finalmente

$$r^2_{\text{equid}} = \frac{C_b I_y}{2 S_y} \sqrt{d^2 + 0.156 \frac{L^2 K_T}{I_y}}$$

Si se utiliza este radio de giro equivalente en la

articulaciones plásticas en la sección o secciones en las que el momento tiene su mayor intensidad.

2. Por inestabilidad en el plano de los momentos ocasionada por exceso de flexión en ese plano, teniendo en cuenta la acción simultánea de la fuerza normal.

3. Por pandeo lateral debido a flexotorsión.

4. Por pandeo debido a compresión axial, alrededor de los ejes de momento de inercia mínimo.

5. Por pandeo local.

Cualquiera de las cuatro últimas formas de falla puede iniciarse en el intervalo elástico o en el inelástico, dependiendo de la mayor o menor esbeltez de la pieza en consideración, o de los elementos que la forman.

La condición 1 es crítica en piezas cortas y de paredes gruesas, en las que no hay posibilidad de falla por inestabilidad, y puede serlo también en piezas largas en las que bajo determinadas condiciones de apoyo y carga pueden formarse articulaciones plásticas en uno o en los dos extremos, producidas por fuerzas de menor intensidad que las que ocasionarían la falla por pandeo. (Aunque esta condición no corresponde necesariamente al colapso de la pieza suele considerarse indeseable en problemas de diseño, excepto en algunos casos de estructuras diseñadas plásticamente, y aun en ellos corresponde con frecuencia a las cargas máximas que puede soportar la pieza).

La segunda condición es crítica en barras flexionadas alrededor de sus ejes de menor momento de inercia, y también cuando la flexión se presenta en el plano de mayor resistencia pero el pandeo lateral está impedido por las características geométricas de las secciones transversales (tubos, secciones en cajón) o por la presencia de elementos exteriores de contraventeo.

La falla por pandeo lateral (condición 3) se presenta en miembros de sección I o similar, flexionados alrededor de sus ejes de mayor momento de inercia y desprovistos de elementos exteriores adecuados de contraventeo; se caracteriza por una flexión lateral de la barra en un plano perpendicular al de aplicación de las cargas, acompañada por un retorcimiento alrededor del eje longitudinal.

La condición 4 es crítica cuando la fuerza axial es mucho más importante que la flexión (el comportamiento se aproxima al de una columna en compresión axial), y la 5 cuando las relaciones ancho-grueso de los elementos planos que componen la columna están por arriba de ciertos límites, que se estudian en el Cap. 7.

De manera análoga a lo que sucede en otros elementos estructurales, es difícil en general saber de antemano cuál será la forma de falla de una columna flexocomprimida sometida a solicitaciones conocidas,

por lo que puede ser necesario calcular varias cargas de colapso; la menor corresponde a la capacidad de carga real de la pieza.

6.2 Comportamiento de barras flexocomprimidas

6.2.1 Columnas aisladas

Considérese una pieza recta, de sección transversal constante, sometida a la acción simultánea de fuerzas axiales y pares aplicados en los extremos; supóngase, además, que por las características geométricas de sus secciones transversales, o por la existencia de elementos exteriores de contraventeo, al deformarse bajo la acción de las solicitaciones exteriores la pieza se mantiene, durante todo el proceso de carga y hasta la falla, en el plano que ocupa originalmente, y que las relaciones ancho/grueso de las placas que la componen son tales que no se presentan fallas prematuras por pandeo local; eliminada la posibilidad de una falla por pandeo lateral o local, la capacidad de carga de la barra queda controlada por su resistencia a la flexocompresión en el plano en que están aplicados los momentos. Considérese también, por ahora, que las condiciones de apoyo impiden el desplazamiento lineal relativo de cada uno de los extremos de la barra con respecto al otro.

Dadas las condiciones del problema, si sobre la pieza se aplica únicamente una fuerza axial, de intensidad creciente, la falla tiene lugar cuando alcanza el valor crítico predicho por la teoría de Euler para pandeo por flexión en el único plano en que pueden presentarse las deformaciones, modificada por inelasticidad cuando sea necesario; la fuerza axial agota por sí sola la resistencia del elemento estructural, que no puede soportar ninguna flexión adicional, puesto que se encuentra en un estado de equilibrio indiferente, y basta cualquier perturbación exterior (un momento infinitamente pequeño aplicado en uno de sus extremos, por ejemplo) para ocasionar su falla.

En cambio, si la fuerza axial es menor que la crítica, la barra está en equilibrio estable y puede soportar momentos simultáneos de magnitud creciente aplicados en sus extremos, hasta que los efectos combinados de la fuerza axial, considerada constante, y de la flexión, que va aumentando, la lleven a un estado de equilibrio inestable.

Por consiguiente, cuando tanto el pandeo local como el lateral están impedidos, la falla de las barras flexocomprimidas se produce en general (la única excepción la constituyen las piezas muy cortas) por inestabilidad en el plano de la flexión, ocasionada por la acción combinada de fuerza normal y momentos; la inestabilidad puede iniciarse abajo o arriba del límite de proporcionalidad, pero el colapso se presenta siempre en el intervalo inelástico; cualquiera

Simplificaciones del método

El método que se acaba de describir proporciona resultados que concuerdan muy razonablemente con los obtenidos en forma experimental, pero es demasiado complicado para ser utilizado en aplicaciones prácticas, sobre todo si el momento flexionante cambia de magnitud a lo largo del eje de la viga, por lo que se han propuesto varias simplificaciones. Bleich (Ref. 5.13) ha señalado que es posible obtener un límite inferior de la carga teórica de colapso suponiendo que E y G se reducen, en todos los puntos de la viga, a los valores de E_t y G_t correspondientes al esfuerzo máximo de compresión que se presenta en la barra; de esta manera se puede determinar la carga crítica de pandeo inelástico utilizando las ecuaciones que describen el fenómeno en el intervalo elástico, sustituyendo en ellas E y G por E_t y $G_t = GE_t/E$, con lo que se obtienen resultados conservadores, puesto que las rigideces se reducen en todo el miembro en la proporción constante E_t/E que, en realidad, sólo rige en zonas localizadas de él.

Se han propuesto tres métodos para calcular aproximadamente, con fines prácticos de diseño, el momento crítico de pandeo inelástico. El primero consiste en aproximar ese momento por medio de una curva empírica que proporcione una transición aceptable entre la hipérbola que describe el comportamiento elástico y un cierto valor del momento crítico correspondiente a una longitud de pandeo nula. Este método ha sido utilizado ampliamente en Estados Unidos (Refs. 5.12 y 5.14), con la suposición de que el momento crítico de una viga de longitud nula es M_p , momento para el que en teoría se inicia el flujo plástico en la sección, sin considerar esfuerzos residuales; se obtienen así resultados conservadores para todas las longitudes.

En el segundo procedimiento (Refs. 5.1 y 5.10) se aproxima la curva teórica en el intervalo inelástico por medio de una línea recta trazada entre la curva de pandeo elástico y la longitud crítica máxima, determinada experimentalmente, para la que la viga es aún capaz de resistir el momento plástico íntegro, M_p , sin pandearse previamente (de acuerdo con la Ref. 5.12 esa longitud está dada, aproximadamente, por $L/r_y = 40$); este método hace un mejor uso que el primero de la resistencia de la viga en el intervalo inelástico proporcionando aún, sin embargo, resultados ligeramente conservadores.

El tercer procedimiento consiste en suponer que la relación entre las resistencias al pandeo elástico e inelástico es la misma para vigas que para columnas, de manera que la capacidad de carga de las vigas que fallan por pandeo lateral en el intervalo inelástico puede obtenerse determinando su resistencia elástica

ideal, correspondiente a un comportamiento elástico ilimitado, y corrigiéndola después con la ayuda de una curva esfuerzo crítico-relación de esbeltez obtenida para columnas. Este camino constituye la base de las normas alemanas para pandeo de vigas (Ref. 5.15) y, sugerido por el Consejo de Investigación sobre Columnas (CRC) en 1960 (Ref. 5.16), ha sido incorporado también a las especificaciones del AISC.

De acuerdo con este método, el esfuerzo crítico de pandeo lateral inelástico se calcula por medio de la ecuación 4.62, que se reproduce aquí, la que se dedujo suponiendo que los esfuerzos residuales máximos de compresión son iguales a $\sigma_y/2$, de manera que el pandeo lateral se inicia en el intervalo inelástico siempre que las cargas exteriores ocasionan esfuerzos de magnitud mayor que el cincuenta por ciento del de fluencia:

$$\sigma_{cr} = \sigma_y - \frac{\sigma_y^2}{4\pi^2 E} \left(\frac{L}{r} \right)^2 \quad (4.62)$$

Esta ecuación puede escribirse:

$$\begin{aligned} \sigma_{cr} &= \sigma_y - \frac{\sigma_y^2}{4 [\pi^2 E / (L/r)^2]} = \\ &= \sigma_y - \frac{\sigma_y^2}{4 \sigma_e} = \sigma_y \left(1 - \frac{\sigma_y}{4 \sigma_e} \right) \end{aligned} \quad (5.27)$$

$\sigma_e = \pi^2 E / (L/r)^2$ es el esfuerzo crítico de pandeo elástico, dado por la teoría de Euler.

En términos de momentos, la ecuación 5.27 toma la forma

$$\begin{aligned} \sigma_{cr} S &= \sigma_y S \left(1 - \frac{\sigma_y S}{4 \sigma_e S} \right) \\ \therefore (M_{cr})_{corr} &= M_y \left(1 - \frac{M_y}{4 M_{cr_e}} \right) \end{aligned} \quad (5.28)$$

M_{cr_e} es el momento crítico elástico hipotético correspondiente a las condiciones de apoyo y carga de la viga, $M_y = S \sigma_y$, y $(M_{cr})_{corr}$ es el momento crítico real, corregido por inelasticidad.

Por consiguiente, el momento crítico de vigas que se pandean en el intervalo inelástico puede determinarse calculando el momento crítico elástico hipotético correspondiente, y corrigiéndolo después con la ecuación 5.28.* Este método es especialmente útil cuando

* El esfuerzo crítico inelástico se obtiene de manera análoga utilizando la ecuación 5.27.

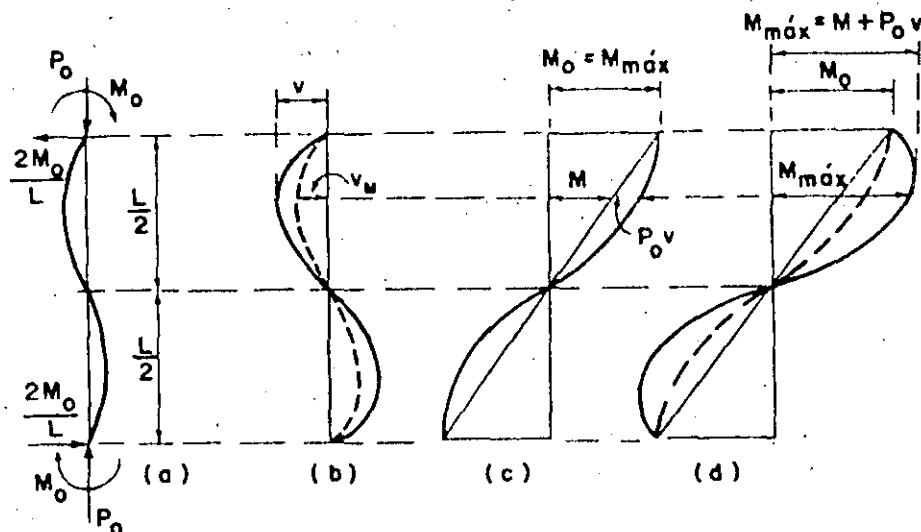


Figura 6.3. Amplificación de momentos en una barra flexocomprimida en curvatura doble

a disminuir la resistencia puesto que siempre interviene en el momento máximo, cualquiera que sea la longitud de la pieza y la importancia relativa de los pares M_o y la fuerza axial P_o .

La situación cambia cuando los dos momentos son de magnitudes y sentidos iguales, lo que hace que la barra se flexione en curvatura doble con desplazamientos laterales nulos en la sección media (Fig. 6.3).

Pueden presentarse dos situaciones diferentes:

1. Los momentos máximos siguen siendo los de los extremos ($M_o = M_{máx}$, Fig. 6.3c), a pesar de la amplificación ocasionada por la fuerza axial, que es nula en ellos. La capacidad de la pieza para soportar flexión creciente bajo carga axial constante se agota cuando la acción combinada de P_o y M_o hace que se formen articulaciones plásticas en los extremos, y su comportamiento es análogo al de una columna corta, puesto que el aumento que produce la fuerza axial en los momentos de las secciones intermedias no dis-

minuye su resistencia, ya que esas secciones no son críticas; no hay ningún fenómeno de inestabilidad y el momento máximo que puede soportar la columna es M_{pc} , es decir, su momento plástico reducido por fuerza normal. (Las columnas que forman parte de estructuras pueden resistir fuerzas mayores, siempre que las vigas que conectan en sus extremos sean capaces de soportar los momentos adicionales que aparecen en ellas al disminuir el M_{pc} de la columna, que tiene que dedicar una porción mayor de su capacidad de carga a resistir la fuerza axial incrementada).

2. Los momentos máximos aparecen en alguna sección intermedia, en la que la suma $M + P_o v$ es mayor que M_o ; esa sección es la crítica de diseño.

Si las magnitudes de las fuerzas P_o y los pares M_o conservan una relación constante durante todo el proceso de carga el segundo caso se presenta en piezas esbeltas, en las que los momentos aplicados en los extremos producen deformaciones laterales grandes

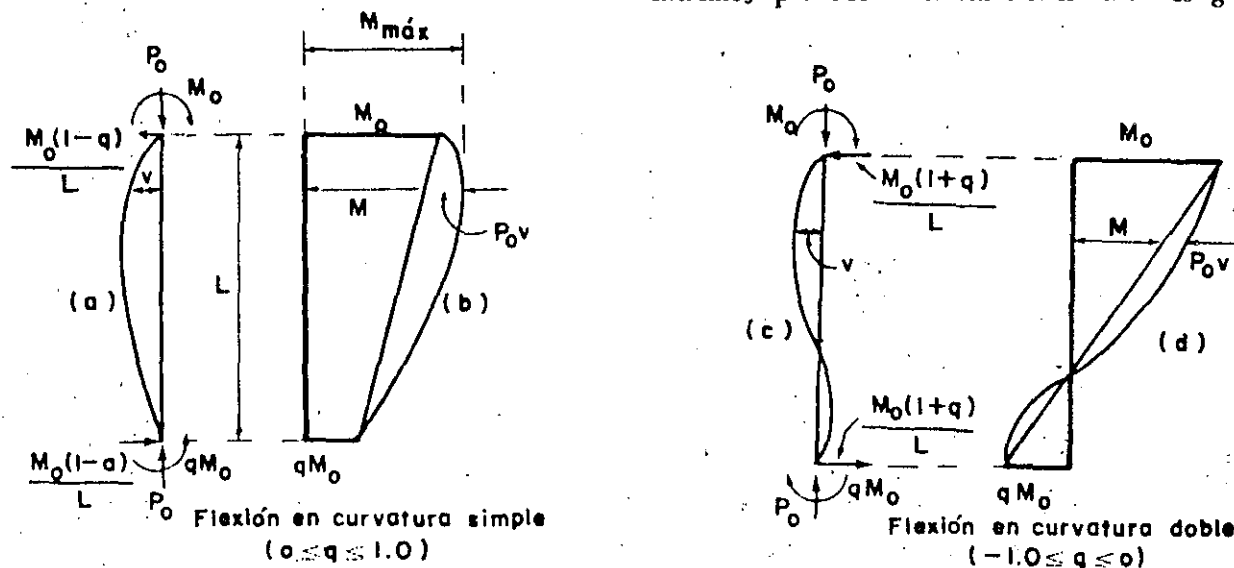


Figura 6.4. Amplificación de momentos en casos intermedios

que hacen que aumente la influencia del término $P_0 v$; los mismos valores de P_0 y M_0 llevan, en cambio, al primer caso cuando la columna es robusta, pues los desplazamientos laterales y la amplificación de la flexión ocasionada por la fuerza axial son de poca importancia.

De todos modos, en uno u otro caso la influencia de la interacción fuerza axial-momento flexionante es mucho menor en la columna de la Fig. 6.3 que en la de la Fig. 6.2, ya que en ésta los dos momentos máximos, primario y secundario, se presentan en la misma sección transversal y se suman directamente, mientras que en aquella aparecen en secciones diferentes.

Entre las dos condiciones de carga que se acaban de discutir (flexión en curvatura simple y doble, producida por momentos exteriores de intensidades iguales) hay toda una gama de casos intermedios en los que la columna se flexiona bajo pares de magnitudes diferentes (Fig. 6.4); en cualquiera de ellos la sección crítica puede ser la extrema en que actúa el momento exterior más grande o una intermedia, dependiendo de los valores relativos de momentos y carga axial y de la flexibilidad de la barra; desde luego, el fenómeno de inestabilidad proveniente de la superposición de los momentos es, en general, más crítico en columnas en curvatura simple que en doble.

En barras flexocomprimidas en las que la flexión no es producida por pares, sino por cargas normales al eje, se presentan fenómenos análogos a los discutidos hasta ahora; la importancia de la inestabilidad es función de la magnitud de la fuerza axial y de la flexibilidad de la barra, y depende también de que los momentos primarios y secundarios máximos coincidan o no en la misma sección; así, es más crítica la condición mostrada en la Fig. 6.5a que la de la Fig. 6.5b.

La capacidad de carga de las columnas aisladas se

agota, en todos los casos descritos, cuando se forma una articulación plástica en la sección crítica, es decir, cuando el momento en ella, $M_{máx} = M_{ext} + P_0 v$, alcanza el valor M_{pc} , ya que en esas condiciones la pieza, carente de restricciones que se opongan a los giros de sus extremos, se convierte en un mecanismo; en columnas esbeltas y con carga axial importante ese estado puede presentarse bajo momentos de muy pequeña intensidad, pues si P está cerca de P_{cr} bastan perturbaciones insignificantes para hacer que los esfuerzos en la sección crítica crezcan rápidamente y que se forme en ella una articulación.

6.2.2 Columnas que forman parte de marcos

El comportamiento es diferente cuando la columna forma parte de una estructura reticular, situación que se presenta en la mayoría de los casos reales pues las restricciones impuestas por las vigas que conectan en sus extremos hacen que no baste una articulación plástica para que se convierta en un mecanismo.

La discusión de las columnas restringidas suele dividirse en dos partes, dado que su comportamiento y resistencia cambian fundamentalmente según que sean elementos integrantes de marcos contraventados, en los que están impedidos los desplazamientos laterales de los pisos, o de marcos no contraventados, cuya estabilidad de conjunto depende exclusivamente de las vigas y columnas que los componen.*

En el primer caso (Fig. 6.6) las vigas y columnas que conectan en los extremos del tramo en estudio (AB, Fig. 6.6a) le transmiten fuerzas axiales y mo-

* Esta clasificación no es rigurosamente correcta, ya que los niveles de los marcos rígidos siempre se desplazan lateralmente; sin embargo, cuando la estructura tiene rigidez lateral elevada, los desplazamientos se reducen a valores que no afectan su comportamiento de manera significativa, y las columnas se diseñan como si sus extremos estuviesen fijos linealmente. Las rigideces elevadas se obtienen con frecuencia por medio de contravientos o muros de rigidez, pero pueden lograrse también con marcos ordinarios, no contraventados.

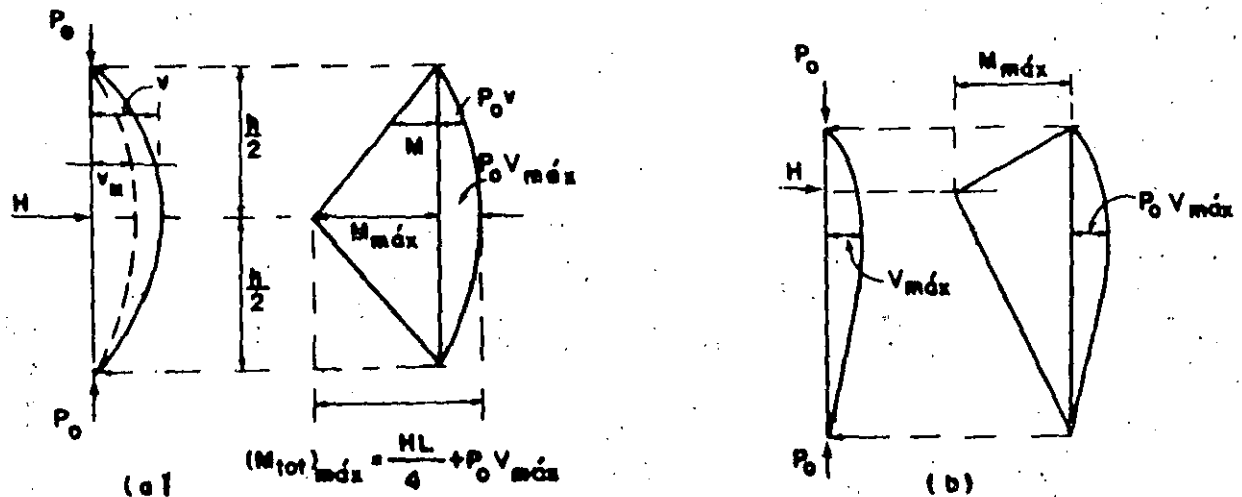


Figura 6.5. Amplificación de momentos en barras flexocomprimidas con cargas normales al eje

factorizados y los factores de amplificación obtenidos en los dos ejemplos.

La ecuación 6.118 puede escribirse en la forma:

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_{p1}} + \frac{1}{1 - \sigma_a/\sigma'_{Bx}} \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\sigma_{pbx}} + \frac{1}{1 - \sigma_a/\sigma'_{By}} \frac{C_{my} \sigma_{by}}{\sigma_{pby}} \leq 1.0$$

donde $C_{mx} \sigma_{bx}$ y $C_{my} \sigma_{by}$ son los esfuerzos producidos por los momentos uniformes ficticios equivalentes y $1/(1 - \sigma_a/\sigma'_{Bx})$ y $1/(1 - \sigma_a/\sigma'_{By})$ los factores de amplificación de esos esfuerzos (o de los momentos uniformes equivalentes).

$$C_{mx} \sigma_{bx} = 0.4 \times 474 = 189.6 \text{ kg/cm}^2;$$

$$189.6 \times 1.67 = 316.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{my} \sigma_{by} = 0.73 \times 605 = 441.6 \text{ kg/cm}^2;$$

$$441.6 \times 1.67 = 737.6 \text{ kg/cm}^2$$

Estos esfuerzos coinciden casi exactamente con los calculados en el ejemplo 6.16.

$$\frac{1}{1 - \sigma_a/\sigma'_{Bx}} = \frac{1}{1 - 378/6831} = 1.059;$$

$$\frac{1}{1 - \sigma_a/\sigma'_{By}} = \frac{1}{1 - 378/1335} = 1.395$$

En el ejemplo 6.16 se obtuvo $N_x = 1.074$ y $N_y = 1.508$, factores de amplificación bastante cercanos a los calculados aquí.

6.9.2 Solución inelástica

El comportamiento fuera del intervalo elástico de las columnas sometidas a flexión biaxial no es lineal, no sólo por los efectos de segundo orden introducidos por la interacción de fuerza axial, momentos y deformaciones, sino también porque el material que las constituye deja de cumplir la ley de Hooke. Esta doble no linealidad, debida a cambios en geometría y en las propiedades del material, hace que el estudio de la estabilidad inelástica de columnas con las condiciones de carga mencionadas sea extremadamente complejo.

El análisis inelástico convencional de columnas en flexión biaxial requeriría resolver un conjunto de ecuaciones simultáneas, no lineales y no homogéneas, cuya solución analítica es difícil y, frecuentemente, im-

posible de obtener (Ref. 6.36). Por este motivo el problema suele resolverse utilizando un método numérico, en el cual las cargas exteriores se aplican en una secuencia de incrementos suficientemente pequeños; durante la aplicación de cada incremento el comportamiento de la columna es esencialmente lineal, y la no linealidad real se determina resolviendo una sucesión de ecuaciones linealizadas.

$$\{\delta\Delta\} = [K]^{-1} \{\delta F\} \quad (6.119)$$

$\{\delta\Delta\}$ y $\{\delta F\}$ son los vectores de incrementos de las deformaciones y fuerzas exteriores y $[K]$ es la *matriz de rigideces tangente* en la que se tienen en cuenta los efectos del flujo plástico parcial de las secciones transversales y el efecto geométrico de inestabilidad; puede ser interpretada como la tangente de la curva carga-deformación de la columna, y cambia de valor al aplicar cada incremento sucesivo de carga (Refs. 6.36 y 6.44), ya que depende de la penetración del flujo plástico, de la magnitud de las fuerzas exteriores y de los desplazamientos del eje de la columna, de manera que debe ser revisada con cada incremento de carga y durante cada ciclo de iteración.

El problema matemático se ha resuelto suponiendo que la columna tiene imperfecciones iniciales que siguen una ley sinusoidal y planteando las ecuaciones de equilibrio en la sección transversal media del miembro; se requieren varias correcciones sucesivas para lograr que se satisfagan esas ecuaciones.

La condición de carga máxima se determina estableciendo la relación carga-desplazamiento completa (Refs. 6.36, 6.44).

Se han obtenido soluciones numéricas para columnas aisladas formadas por perfiles H laminados, libremente apoyadas y con alabeo libre en las secciones extremas, tomando como base las hipótesis siguientes (Ref. 6.36 y 6.44):

1. La relación esfuerzo-deformación del material de la columna es elástica-perfectamente plástica, y se desprecia el endurecimiento por deformación.

2. Los esfuerzos residuales en las secciones transversales están distribuidos de acuerdo con la ley idealizada obtenida para secciones H laminadas en caliente.

3. Las deflexiones de la barra dependen únicamente de las solicitaciones exteriores finales, y no de la historia real del proceso de carga. (Al efectuar los cálculos numéricos se supone que se aplica primero la fuerza axial P y después el momento flexionante M_x , los que se mantienen constantes mientras M_y crece en forma continua desde cero hasta su valor máximo).

4. Se desprecian los efectos de la fuerza cortante sobre el proceso de plastificación del material.

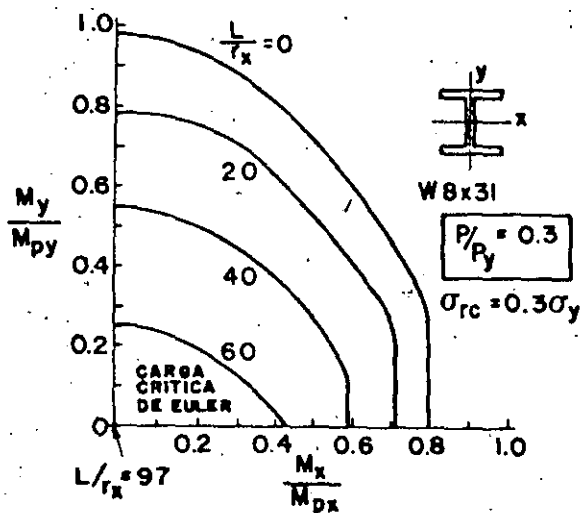


Figura 6.70. Curvas de interacción que proporcionan la resistencia máxima de columnas en flexocompresión biaxial

- 5. No hay pandeo local prematuro.
- 6. Las columnas están cargadas simétricamente, es decir, los momentos aplicados en los extremos alrededor de cada uno de los ejes centroidales y principales son iguales en magnitud y producen curvatura simple.

Tomando como base el perfil W 8 x 31 con esfuerzos residuales de laminación que varían linealmente, con intensidad máxima $\sigma_{rc} = 0.30 \sigma_y$, en los extremos de los patines, y suponiendo que el acero es A36 ($\sigma_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$), se han obtenido familias de curvas de interacción del tipo de las mostradas en la Fig. 6.70 (Ref. 6.44) y se ha preparado la tabla 6.8 (Ref. 6.36), en la que se presentan numéricamente los resultados proporcionados por las curvas.

Las curvas y la tabla son aplicables a secciones diferentes de la W 8 x 31 que tengan patines de ancho aproximadamente igual al peralte (Ref. 6.36), y aunque preparadas para acero A36 pueden emplearse también para otros aceros, utilizando la relación de esbeltez modificada

$$\left(\frac{L}{r}\right)_{mod} = \frac{L}{r} \sqrt{2530/\sigma_y}$$

Fórmulas aproximadas

a) Momentos exteriores iguales y de sentidos contrarios.

Con la ecuación de interacción

$$\left(\frac{M_x}{M_{ux}}\right)^\beta + \left(\frac{M_y}{M_{uy}}\right)^\beta = 1.0 \quad (6.120)$$

se determinan, en forma aproximada, los momentos M_x y M_y que al actuar al mismo tiempo que una fuerza axial P producen la falla de una columna larga de sección transversal H , cuando esos momentos están

aplicados en los extremos de la columna y la flexionan en curvatura simple simétrica alrededor de los ejes x y y (Ref. 6.36).

M_{ux} y M_{uy} son los momentos máximos que resiste la barra en cada uno de los planos de flexión, incluyendo en cada caso la fuerza axial y teniendo en cuenta la posibilidad de falla por pandeo por flexotorsión, pero excluyendo el otro momento. Pueden calcularse con aproximación suficiente para fines de diseño con las fórmulas

$$M_{ux} = M_m \left(1 - \frac{P}{P_{cr}}\right) \left(1 - \frac{P}{P_{Ex}}\right) \quad (6.121)$$

$$M_{uy} = M_m \left(1 - \frac{P}{P_{cr}}\right) \left(1 - \frac{P}{P_{Ey}}\right) \quad (6.122)$$

que corresponden a la ecuación 6.96 con $C_m = 1.0$, en las que P_{cr} es la carga crítica de pandeo de la columna en compresión axial, respecto al eje de menor momento de inercia y en el intervalo elástico o inelástico, P_{Ex} y P_{Ey} son las cargas críticas de pandeo elástico por compresión, alrededor respectivamente de los ejes x y y , y M_m es el momento M_x máximo que podría resistir el miembro si no hubiese fuerza normal ni momento M_y ; puede calcularse aproximadamente con la ecuación 6.95.

El coeficiente β se determina con la expresión

$$\beta = 1.40 + p \quad (6.123)$$

que es válida para relaciones de esbeltez mayores de 10.*
 p es igual a P/P_y

b) Momentos exteriores de cualquier magnitud y sentido.

La determinación de la resistencia máxima de miembros en flexocompresión biaxial con momentos desiguales en los extremos es en general demasiado complicada para aplicaciones prácticas, pero las curvas de interacción obtenidas para flexión simétrica pueden utilizarse en el caso general, siguiendo el procedimiento aproximado que se empleó al estudiar el comportamiento elástico de columnas flexocomprimidas biaxialmente (Refs. 6.16 y 6.36). De esta manera pueden utilizarse los resultados de la tabla 6.8 y la ecuación aproximada 6.120 para cualquier condición de carga, sustituyendo los momentos exteriores por momentos uniformes ficticios equivalentes dados por

*La ecuación 6.123 es válida tan sólo para secciones H de ancho aproximadamente igual al peralte, pero si se cambia a $\beta = 0.4 + p + B/D \geq 1.0$, donde B es el ancho y D el peralte, es aplicable, en conjunción con la ecuación 6.120, tanto a secciones I angostas como a perfiles H más o menos cuadrados (Ref. 6.47).

Tabla 6.8. Resistencia máxima de columnas en flexión biaxial (valores máximos de M_y/M_{py})*

P/P_y	M_x/M_{px}	Relación de esbeltez, L/r_x										
		0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
0.0	0.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	0.1	0.999	0.997	0.990	0.984	0.980	0.973	0.967	0.962	0.958	0.956	0.953
	0.2	0.991	0.986	0.972	0.958	0.940	0.924	0.909	0.894	0.880	0.868	0.857
	0.3	0.956	0.952	0.934	0.909	0.880	0.850	0.821	0.794	0.769	0.750	0.725
	0.4	0.897	0.889	0.867	0.834	0.795	0.752	0.708	0.663	0.620	0.585	0.545
	0.5	0.811	0.802	0.773	0.728	0.675	0.622	0.558	0.492	0.429	0.359	0.294
	0.6	0.699	0.689	0.651	0.595	0.528	0.449	0.356	0.286	0.228	0.169	0.095
	0.7	0.562	0.548	0.498	0.424	0.341	0.263	0.209	0.155	0.081	—	—
	0.8	0.398	0.379	0.318	0.241	0.177	0.131	—	—	—	—	—
	0.9	0.210	0.185	0.131	0.079	—	—	—	—	—	—	—
	1.0	0.000	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.1	0.0	0.999	0.971	0.931	0.882	0.824	0.761	0.698	0.626	0.554	0.481	0.396
	0.1	0.996	0.967	0.924	0.871	0.812	0.750	0.686	0.607	0.538	0.455	0.360
	0.2	0.983	0.951	0.902	0.844	0.782	0.710	0.638	0.558	0.476	0.390	0.304
	0.3	0.947	0.917	0.863	0.797	0.725	0.643	0.474	0.469	0.373	0.281	0.184
	0.4	0.880	0.856	0.799	0.727	0.643	0.550	0.448	0.347	0.241	0.130	0.047
	0.5	0.801	0.768	0.706	0.625	0.526	0.421	0.310	0.201	0.084	0.015	0.007
	0.6	0.688	0.652	0.585	0.488	0.381	0.813	0.175	0.058	—	—	—
	0.7	0.550	0.517	0.433	0.330	0.242	0.085	0.043	—	—	—	—
	0.8	0.387	0.342	0.262	0.180	0.126	—	—	—	—	—	—
	0.9	0.195	0.155	0.073	0.036	—	—	—	—	—	—	—
0.2	0.0	0.898	0.949	0.874	0.787	0.694	0.588	0.476	0.351	0.245	0.153	0.105
	0.1	0.991	0.943	0.869	0.779	0.681	0.573	0.469	0.332	0.234	0.123	0.011
	0.2	0.968	0.921	0.843	0.752	0.650	0.537	0.418	0.294	0.184	0.069	0.009
	0.3	0.927	0.879	0.798	0.699	0.589	0.465	0.325	0.218	0.150	0.019	0.004
	0.4	0.862	0.812	0.728	0.623	0.503	0.376	0.282	0.090	0.025	—	—
	0.5	0.772	0.719	0.629	0.518	0.393	0.260	0.113	0.004	—	—	—
	0.6	0.656	0.603	0.507	0.393	0.265	0.129	—	—	—	—	—
	0.7	0.516	0.459	0.363	0.250	0.129	—	—	—	—	—	—
	0.8	0.349	0.295	0.194	0.110	—	—	—	—	—	—	—
	0.9	0.046	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.3	0.0	0.986	0.922	0.811	0.693	0.561	0.409	0.267	0.160	0.080	0.005	—
	0.1	0.975	0.912	0.804	0.681	0.544	0.402	0.261	0.150	0.070	0.004	—
	0.2	0.940	0.880	0.778	0.649	0.472	0.364	0.225	0.094	0.030	—	—
	0.3	0.889	0.826	0.724	0.597	0.449	0.306	0.146	0.0323	—	—	—
	0.4	0.815	0.751	0.642	0.514	0.374	0.217	0.031	—	—	—	—
	0.5	0.721	0.653	0.543	0.390	0.271	0.076	—	—	—	—	—
	0.6	0.600	0.532	0.427	0.292	0.120	—	—	—	—	—	—
	0.7	0.457	0.393	0.280	—	—	—	—	—	—	—	—
	0.8	0.001	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.4	0.0	0.844	0.883	0.744	0.582	0.403	0.246	0.147	0.070	0.010	—	—
	0.1	0.930	0.864	0.733	0.573	0.400	0.238	0.128	0.032	0.008	—	—
	0.2	0.983	0.821	0.697	0.569	0.361	0.203	0.078	0.029	—	—	—
	0.3	0.832	0.759	0.633	0.481	0.317	0.159	0.011	—	—	—	—
	0.4	0.752	0.674	0.549	0.404	0.231	0.040	—	—	—	—	—
	0.5	0.648	0.569	0.454	0.304	0.093	—	—	—	—	—	—
	0.6	0.524	0.451	0.333	—	—	—	—	—	—	—	—
	0.7	0.001	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.5	0.0	0.872	0.797	0.663	0.469	0.241	0.123	0.064	0.014	—	—	—
	0.1	0.857	0.783	0.641	0.455	0.231	0.122	0.012	0.013	—	—	—
	0.2	0.817	0.738	0.586	0.417	0.217	0.085	—	—	—	—	—
	0.3	0.753	0.669	0.523	0.357	0.189	0.012	—	—	—	—	—
	0.4	0.663	0.578	0.444	0.272	0.056	—	—	—	—	—	—
	0.5	0.555	0.475	0.339	—	—	—	—	—	—	—	—
0.6	0.0	0.761	0.678	0.535	0.293	0.134	0.102	0.051	—	—	—	—
	0.1	0.746	0.665	0.511	0.314	0.132	0.071	—	—	—	—	—
	0.2	0.707	0.623	0.467	0.274	0.100	0.012	—	—	—	—	—
	0.3	0.643	0.554	0.402	0.207	0.0016	—	—	—	—	—	—
	0.4	0.552	0.467	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.7	0.0	0.618	0.528	0.374	0.157	0.046	0.083	—	—	—	—	—
	0.1	0.604	0.515	0.361	0.153	0.040	0.009	—	—	—	—	—
	0.2	0.566	0.478	0.319	0.133	—	—	—	—	—	—	—
	0.3	0.499	0.416	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.8	0.0	0.445	0.346	0.222	0.052	0.0033	—	—	—	—	—	—
	0.1	0.420	0.300	0.205	—	—	—	—	—	—	—	—
	0.2	0.390	0.240	0.190	—	—	—	—	—	—	—	—
0.9	0.0	0.235	0.164	0.083	—	—	—	—	—	—	—	—
	0.1	0.205	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

* Los valores tabulados corresponden a columnas cargadas simétricamente; pueden utilizarse para carga asimétrica empleando los coeficientes C_{mx} y C_{my}

$$(M_x)_{eq} = C_{mx} M_{ox}, \quad (M_y)_{eq} = C_{my} M_{oy} \quad (6.124)$$

C_{mx} y C_{my} se calculan con las ecuaciones 6.112 y 6.113.

Cuando se utiliza este método aproximado, las secciones extremas deben revisarse con la ecuación 6.12.

Ejemplo 6.18

Igual que el ejemplo 6.15, pero utilizando métodos plásticos para revisar la columna, empleando un factor de carga de 1.7.

Elementos mecánicos factorizados.

$$P = 120 \times 1.7 = 204 \text{ ton}, \quad M_x = 35.7 \text{ Tm}; \quad M_y = 15.3 \text{ Tm}$$

$$Z_x = \frac{40.6 \times 40.6^2}{4} - (40.6 - 1.91) \frac{35.52^2}{4} = 4527 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 2 \times \frac{2.54 \times 40.6^2}{4} + \frac{35.52 \times 1.91^2}{4} = 2126 \text{ cm}^3$$

$$P_y = A \sigma_y = 274.19 \times 2530 = 693700 \text{ kg} = 693.7 \text{ ton}$$

$$M_{px} = Z_x \sigma_y = 4527 \times 2530 = 11453310 \text{ kg cm} =$$

$$= 114.5 \text{ Tm}; \quad M_{py} = 53.8 \text{ Tm}$$

Solución a: Utilizando la tabla 6.8.

$$L/r_x = 29 \doteq 30; \quad M_x/M_{px} = 35.7/114.5 = 0.312;$$

$$M_y/M_{py} = 15.3/53.8 = 0.284$$

$$P/P_y = 204.0/693.7 = 0.294 \doteq 0.30$$

Para $P/P_y = 0.30$, $L/r_x = 30$ y $M_x/M_{px} = 0.312$, de la tabla se obtiene $M_y/M_{py} = 0.587 > 0.284$.

El perfil ensayado está sobrado.

Solución b: Ecuación 6.120.

$L/r_y = 49 < C_e$. ∴ El pandeo por compresión axial se inicia fuera del intervalo elástico.

$$P_{cr} = A \sigma_{cr} = A \sigma_y \left[1 - \frac{(L/r_y)^2}{2 C_e^2} \right] =$$

$$= 274.19 \times 2530 \left(1 - \frac{49^2}{2 \times 126^2} \right) = 641200 \text{ kg} = 641.2 \text{ ton}$$

$$P_{ex} = \pi^2 EI_x/L^2 = 3.14^2 \times 2039000 \times 82171/500^2 =$$

$$= 6614000 \text{ kg} = 6614 \text{ ton}$$

$$P_{Ey} = \pi^2 EI_y/L^2 = 3.14^2 \times 2039000 \times 28435/500^2 =$$

$$= 2289000 \text{ kg} = 2289 \text{ ton}$$

$$M_m = \left[1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{\sigma_y}}{26500} \right] M_{ps} =$$

$$= \left(1.07 - \frac{49 \sqrt{2530}}{26500} \right) 114.5 = 111.9 \text{ Tm}$$

$$M_{ux} = M_m \left(1 - \frac{P}{P_{cr}} \right) \left(1 - \frac{P}{P_{ex}} \right) =$$

$$= 111.9 \left(1 - \frac{204.0}{641.2} \right) \left(1 - \frac{204.0}{6614} \right) =$$

$$= 111.9 \times 0.682 \times 0.969 = 73.95 \text{ Tm}$$

$$M_{uy} = M_{py} \left(1 - \frac{P}{P_{cr}} \right) \left(1 - \frac{P}{P_{ey}} \right) =$$

$$= 53.8 \times 0.682 \left(1 - \frac{204.0}{2289} \right) =$$

$$= 53.8 \times 0.682 \times 0.911 = 33.43 \text{ Tm}$$

$$\beta = 1.40 + \rho = 1.694$$

Sustituyendo en el primer miembro de la ecuación 6.120,

$$\left(\frac{M_x}{M_{ux}} \right)^\beta + \left(\frac{M_y}{M_{uy}} \right)^\beta = \left(\frac{35.7}{73.95} \right)^{1.694} + \left(\frac{15.3}{33.43} \right)^{1.694} =$$

$$= 0.291 + 0.266 = 0.557 < 1.000$$

Como se vio en la solución a, el perfil está sobrado. No se revisan los extremos porque la columna está flexionada en curvatura simple con momentos iguales, alrededor de los dos ejes.

Comparación de resultados.

Solución a.

$$M_y = 0.587 M_{py} = 0.587 \times 53.8 = 31.58 \text{ Tm}$$

Solución b.

$$0.291 + \left(\frac{M_x}{M_{ux}} \right)^{1.694} = 1.0; \quad \left(\frac{M_y}{M_{uy}} \right)^{1.694} = 0.709;$$

$$\frac{M_y}{M_{uy}} = 0.816, M_y = 0.816 \times 33.43 = 27.28 \text{ Tm}$$

En ambos casos el momento M_y , que actúa en la columna, 15.3 Tm, es mucho menor que el que puede resistir.

La ecuación aproximada proporciona resultados conservadores en relación a los de la tabla 6.8.

Al revisar elásticamente la columna en el ejemplo 6.15, se encontró que estaba escasa en cerca de 20 por ciento, mientras que al hacer la revisión plástica, con elementos mecánicos factorizados, resulta estar muy sobrada. Esto se debe a la gran reserva de resistencia que poseen, en el intervalo inelástico, las barras flexocomprimidas biaxialmente, resistencia que no se utiliza si se toma como límite de utilidad estructural la aparición del esfuerzo de fluencia en la sección crítica.

Ecuaciones de interacción

De la misma manera que la ecuación 6.52a se convierte en la 6.118, añadiéndole el término correspondiente a la flexión alrededor del segundo eje principal, partiendo de la ecuación 6.94 se obtiene una ecuación de interacción que describe aproximadamente las condiciones en que se presenta el colapso por inestabilidad, en el intervalo plástico, de barras en flexocompresión biaxial.

Como en todos los casos en que se utilizan las fórmulas de interacción aproximadas, el estudio de la posible inestabilidad debe completarse con una revisión de los extremos de la columna, en los que no hay efectos de segundo orden por interacción fuerza normal-flexión, la que se lleva a cabo con la ecuación 6.12.

Por tanto, para que una columna pueda resistir la acción combinada de una fuerza axial P y pares M_{ox} , $q_x M_{ox}$, M_{oy} y $q_y M_{oy}$, aplicados en los extremos, deben satisfacerse simultáneamente las ecuaciones

$$\left(\frac{M_x}{M_{px}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_y}{M_{py}}\right)^\alpha \leq 1.0 \quad (6.12)$$

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_{mx}}{1-P/P_{Ex}} \frac{M_{ox}}{M_m} + \frac{C_{my}}{1-P/P_{Ey}} \frac{M_{oy}}{M_{py}} \leq 1.0 \quad (6.125)$$

La condición expresada por la ecuación 6.12 debe revisarse en los dos extremos.

Las literales de la ecuación 6.125 tienen el mismo significado que en las ecuaciones 6.74 y 6.96, y las de la ecuación 6.12 se explican en 6.3.2.

Puesto que representan condiciones de colapso, las expresiones 6.12 y 6.125 deben utilizarse con elementos mecánicos factorizados.

Método de B.W. Young

En la Ref. 6.46 B.W. Young propone un procedimiento relativamente sencillo para diseñar columnas de sección H con pares aplicados alrededor de los dos ejes centroidales y principales de las secciones extremas, que puede utilizarse con facilidad en códigos y especificaciones. El método se refiere tan sólo a columnas con extremos fijos linealmente.

El momento máximo que podría resistir la columna alrededor del eje x , despreciando el endurecimiento por deformación, que es el momento plástico completo M_{px} , se ve reducido por varios efectos, que se toman en cuenta por medio de cuatro coeficientes, todos menores que la unidad o, a lo sumo, iguales a ella. El producto de los cuatro coeficientes por el momento plástico M_{px} proporciona la resistencia real de la columna, M_{or} .

Por consiguiente, el momento primario máximo que resiste la columna alrededor del eje de mayor momento de inercia cuando actúan sobre ella, simultáneamente, fuerza axial y momentos alrededor del otro eje, se calcula con la ecuación

$$M_{or} = Q_x Q_y Q_T Q_c M_{px} \quad (6.126)$$

Los cuatro coeficientes tienen los significados siguientes:

Q_x , fracción de M_{px} que puede alcanzarse en un extremo de la columna si se considera únicamente fuerza axial P y momentos alrededor del eje x ; tiene en cuenta la pérdida de resistencia por interacción momento-fuerza axial en el plano de los momentos, sin considerar pandeo.

Q_y , similar a Q_x , pero considerando la acción simultánea de fuerza axial y momentos alrededor del eje y .

Q_T , fracción de M_{px} que resistiría la barra si estuviese sometida únicamente a flexión en el plano de mayor resistencia, teniendo en cuenta el efecto desfavorable del pandeo lateral.

Q_c , fracción de M_{px} que se alcanzaría en la columna si su relación de esbeltez fuera nula y estuviese sometida a la acción combinada de fuerza axial y momentos alrededor de x y y .

La comparación con otros métodos y con los pocos resultados de laboratorio con que se cuenta parece indicar que la ecuación 6.126 proporciona momentos M_{or} suficientemente precisos para fines de diseño; sin embargo, se necesita más comprobación experimental.

6.10. Especificaciones para diseño

El Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC) basa sus recomendaciones para diseño de co-

lumnas flexocomprimidas en las ecuaciones aproximadas de interacción que se han discutido en este capítulo, tanto cuando se emplean métodos basados en esfuerzos permisibles como cuando se utiliza el diseño plástico.

En los artículos 6.10.1 y 6.10.2 se reproducen, con comentarios, las partes de las especificaciones AISC 69 (Ref. 6.11) que se refieren al diseño de columnas flexocomprimidas. Se utiliza en ellos la nomenclatura empleada por el AISC, que difiere de la que se ha usado en el resto del capítulo. Los comentarios están entre paréntesis.

6.10.1 Diseño basado en esfuerzos permisibles

“Los miembros sometidos a la acción combinada de esfuerzos de compresión axial y de flexión se dimensionarán de manera que se cumplan los requisitos siguientes:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ax}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ay}}\right) F_{by}} \leq 1.0 \quad (6.127)$$

$$\frac{f_a}{0.60 F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (6.128)$$

(La ecuación 6.127 es la 6.118 modificada para que represente, aproximadamente, la condición de colapso de la columna, en vez de la terminación del comportamiento elástico. La ecuación 6.127 se obtiene de la ecuación de interacción correspondiente al colapso de la columna (ecuación 6.125); dividiendo todas las fuerzas axiales que aparecen en ella, P , P_{cr} , P_{ax} y P_{ay} , entre el área A de la sección transversal, y los momentos M_{ox} , M_{oy} , M_x y M_y entre el módulo de sección S , con lo que los elementos mecánicos se transforman en esfuerzos normales, y dividiendo posteriormente los numeradores y denominadores de todas las fracciones, incluyendo las que aparecen en los factores de amplificación, entre los coeficientes de seguridad usuales para compresión axial y para flexión (Ref. 6.17). Los esfuerzos permisibles F_a , F_{bx} y F_{by} no corresponden necesariamente a pandeo elástico, sino a la forma de pandeo, elástico o inelástico, que sea crítica en cada caso particular. La ecuación 6.128 proviene de la ecuación 6.177; todos los denominadores deben ser $0.60 F_y$, puesto que se están revisando esfuerzos en las secciones extremas, en los que no intervienen condiciones de inestabilidad, excepto cuando las especificaciones permiten esfuerzos más elevados, como en secciones H compactas flexionadas alrededor del eje de menor momento de inercia en las que, teniendo en cuenta que su factor de forma es alto, del

orden de 1.6, se especifica un esfuerzo permisible $F_{by} = 0.75 F_y$).

Cuando $f_a/F_a \leq 0.15$ puede usarse la fórmula 6.129 en lugar de las dos anteriores.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (6.129)$$

(Si el esfuerzo normal producido por la fuerza axial no excede del 15 por ciento del permisible la influencia de los coeficientes $C_m/(1-f_a/F_c)$ es en general pequeña, y puede despreciarse (Ref. 6.12)).

En las fórmulas 6.127, 6.128 y 6.129 los índices x y y , combinados con b , m y e , indican el eje de flexión al que corresponde un esfuerzo o propiedad particular, y

F_a = esfuerzo de compresión axial que se permitiría si la barra estuviese sometida exclusivamente a compresión.

F_b = esfuerzo de compresión producido por flexión que se permitiría si hubiese únicamente flexión alrededor de uno de los ejes x ó y .

(Para calcular el esfuerzo F_b de acuerdo con las especificaciones AISC 69 se utilizan las ecuaciones 5.69, 5.70 ó 5.71, pero si ese esfuerzo se va a emplear en la ecuación 6.127 deben considerarse dos casos diferentes: si la columna pertenece a un marco en el que los desplazamientos lineales de entrepiso no producen efectos significativos, en el cálculo de F_b se toma $C_b = 1.0$, con lo que se obtiene el esfuerzo permisible en la pieza sometida a flexión pura, puesto que el efecto de la flexión no uniforme se ha tenido ya en cuenta en la ecuación 6.127, al sustituir los esfuerzos máximos f_{bx} y f_{by} por esfuerzos uniformes equivalentes $C_{mx} f_{bx}$ y $C_{my} f_{by}$; en cambio, si los desplazamientos lineales de entrepiso son significativos, C_b se toma igual a $1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2 \leq 2.3$ (art. 5.7.1), porque ahora los coeficientes C_m forman parte del factor de amplificación (art. 6.10.3), y no tienen por objeto convertir los momentos variables en uniformes equivalentes).

$F'_c = 12 \pi^2 E / 23 (K l_b / r_b)^2$. En esta expresión l_b es la longitud real no soportada lateralmente en el plano en que se está considerando la flexión, y r_b es el radio de giro correspondiente. K es el coeficiente de longitud efectiva en el plano de la flexión* (F'_c se obtiene dividiendo el esfuerzo crítico de pandeo elástico en cada plano de flexión entre $23/12 = 1.92$, que es el

* Véanse los capítulos 4, 10 y 11 para un estudio detallado de los coeficientes K . Los valores de F'_c están tabulados en la tabla 6.9.

Tabla 6.9. Valores de F'_e

Kl_b	F'_e	Kl_b	F'_e	Kl_b	F'_e	Kl_b	F'_e	Kl_b	F'_e	Kl_b	F'_e
r_b	Kg/cm ²	r_b	Kg/cm ²	r_b	Kg/cm ²	r_b	Kg/cm ²	r_b	Kg/cm ²	r_b	Kg/cm ²
21	23774	51	4031	81	1598	111	852	141	528	171	359
22	21662	52	3878	82	1559	112	837	142	521	172	355
23	19819	53	3733	83	1522	113	822	143	513	173	351
24	18203	54	3596	84	1486	114	808	144	506	174	347
25	16775	55	3466	85	1451	115	794	145	499	175	343
26	15509	56	3344	86	1417	116	780	146	493	176	339
27	14382	57	3227	87	1385	117	767	147	486	177	335
28	13373	58	3117	88	1354	118	754	148	480	178	331
29	12467	59	3012	89	1324	119	742	149	473	179	328
30	11649	60	2913	90	1294	120	729	150	467	180	324
31	10910	61	2817	91	1266	121	717	151	461	181	321
32	10239	62	2727	92	1239	122	705	152	454	182	317
33	9628	63	2642	93	1212	123	694	153	449	183	314
34	9069	64	2560	94	1187	124	683	154	443	184	310
35	8559	65	2481	95	1162	125	672	155	437	185	307
36	8090	66	2407	96	1138	126	662	156	432	186	304
37	7659	67	2336	97	1114	127	651	157	426	187	300
38	7261	68	2267	98	1092	128	641	158	420	188	297
39	6893	69	2202	99	1069	129	631	159	416	189	294
40	6553	70	2140	100	1048	130	622	160	410	190	291
41	6237	71	2080	101	1028	131	612	161	405	191	288
42	5943	72	2023	102	1008	132	603	162	400	192	285
43	5671	73	1968	103	989	133	593	163	395	193	282
44	5415	74	1915	104	965	134	585	164	390	194	279
45	5178	75	1864	105	951	135	576	165	386	195	276
46	4955	76	1815	106	934	136	567	166	381	196	274
47	4747	77	1768	107	915	137	560	167	377	197	270
48	4551	78	1723	108	900	138	551	168	372	198	268
49	4367	79	1680	109	884	139	543	169	368	199	265
50	4194	80	1638	110	868	140	536	170	364	200	262

$$F'_e = \frac{12 \pi^2 E}{23 (Kl_b/r_b)^2}$$

coeficiente de seguridad máximo que se emplea para compresión axial, de acuerdo con esta especificación).

f_a = esfuerzo de compresión producido por la fuerza axial.

f_b = esfuerzo de compresión producido por uno de los momentos en el punto en consideración. (Cuando no hay cargas transversales entre los extremos de la columna f_{bx} y f_{by} se calculan, en la ecuación 6.127, con los momentos M_x y M_y máximos, aunque se presenten en extremos diferentes, porque son los que se toman como base para obtener los momentos uniformes equivalentes $C_{mx} M_{ox}$ y $C_{my} M_{oy}$, o los esfuerzos correspondientes; en cambio, en la ecuación 6.128, que debe aplicarse en general a los dos extremos de la columna, por separado, f_{bx} y f_{by} se calculan con los dos momentos que hay en cada uno de ellos; si los dos momentos máximos actúan en el mismo extremo no es necesario revisar el otro).

C_m = un coeficiente cuyo valor se toma como sigue:

1. En miembros flexocomprimidos que forman parte de marcos cuyos nudos pueden desplazarse linealmente, $C_m = 0.85^*$. (En el art. 6.10.3 se explica cómo se ha obtenido este valor).
2. En miembros flexocomprimidos que forman parte de marcos cuyos nudos no pueden desplazarse linealmente, y que no tienen cargas transversales entre sus apoyos en el plano de la flexión, $C_m = 0.6 - 0.4 M_1/M_2$, pero no menor de 0.4, donde M_1/M_2 es la relación del menor al mayor

* En este capítulo se han tratado únicamente miembros flexocomprimidos aislados, y se ha supuesto por hipótesis que sus extremos no pueden desplazarse linealmente; en los capítulos 10 y 11 se estudia en detalle el comportamiento de columnas que forman parte de marcos rígidos.

de los momentos aplicados en los extremos de la porción del miembro no contraventeada en el plano de flexión que se esté considerando. M_1/M_2 es positiva cuando el miembro se flexiona en curvatura doble, y negativa cuando lo hace en curvatura simple.*

3. En miembros flexocomprimidos que forman parte de marcos cuyos nudos no pueden desplazarse linealmente en el plano de carga, sobre los que actúan cargas transversales aplicadas entre los apoyos, C_m debe determinarse por medio de un análisis racional. Sin embargo, en lugar de hacer ese análisis pueden utilizarse los valores siguientes:

a) Para miembros cuyos extremos están restringidos, $C_m = 0.85$; b) para miembros cuyos extremos no están restringidos, $C_m = 1.0$. (En la Ref. 6.12 se recomienda que los coeficientes C_m del caso 3 se calculen siguiendo el procedimiento desarrollado en el artículo 6.5.4).

6.10.2 Diseño plástico

“Los miembros sometidos a la acción combinada de compresión axial y flexión en un plano deben dimensionarse de manera que se satisfagan simultáneamente las dos fórmulas de interacción siguientes (que son las ecuaciones 6.94 y 6.73):

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m M}{\left(1 - \frac{P}{P_c}\right) M_m} \leq 1.0 \quad (6.130)$$

$$\frac{P}{P_v} + \frac{M}{1.18 M_p} \leq 1.0; M \leq M_p \quad (6.131)$$

en las que:

M = momento exterior máximo.

P = carga axial máxima.

(M y P deben incluir el factor de carga que se esté utilizando en el diseño; el AISC recomienda que para cargas permanentes, muertas y vivas, se tome igual a 1.7).

$P_{cr} = 1.7 AF_c$, donde A es el área de la sección transversal del miembro y F_c el esfuerzo crítico de pandeo inelástico, ecuación 4.79. (En sus especificaciones, el AISC limita la relación de esbeltez l/r_x en el plano de flexión de columnas en las que se forma una articulación plástica bajo carga última a valores no mayores que C_c (ecuación 4.75), pero si la relación de esbeltez crítica es l/r_y , y está por encima de C_c , el pandeo se inicia en el intervalo elástico y F_c debe calcularse con la ecuación 4.78, y no con la 4.79; puede

* La expresión para calcular C_m es la ecuación 6.41; el cambio de signo se debe a que se ha cambiado también el de la relación $q = M_1/M_2$.

ser preferible definir P_{cr} como la carga crítica de pandeo en compresión axial que corresponde a la relación de esbeltez máxima, l/r_x ó l/r_y , y calcularla multiplicando por A el esfuerzo crítico dado por la ecuación 4.46 ó la 4.76 según que el pandeo se inicie en el intervalo elástico o fuera de él).

$P_c = (23/12) AF'_c = \pi^2 EA / (Kl_b/r_b)^2$. (F'_c se define en 6.10.1).

C_m = coeficiente definido en 6.10.1.

M_m = momento máximo que puede resistir el miembro cuando la fuerza axial es nula.

Para columnas soportadas lateralmente:

$$M_m = M_p$$

Para columnas no soportadas lateralmente:

$$M_m = \left[1.07 - \frac{(l/r_y) \sqrt{F_v}}{26\,500} \right] M_p \leq M_p \quad (6.132)$$

F_v es el esfuerzo de fluencia del acero utilizado en la columna, en kg/cm^2 .

La ecuación 6.132 fue deducida empíricamente, partiendo de resultados experimentales; proporciona un valor aproximado del momento crítico de pandeo lateral, en ausencia de fuerza normal, para el caso en que los momentos en los extremos de la barra son de magnitudes iguales y la flexionan en curvatura simple**. (En vez de utilizar esa ecuación pueden emplearse los resultados obtenidos en el Cap. 5).

Las especificaciones AISC de 1969 para diseño plástico no cubren el diseño de columnas en flexocompresión biaxial, pero en las Refs. 6.2 y 6.45 se recomienda que se revise la condición de inestabilidad introduciendo en la ecuación 6.128 un tercer término, correspondiente a flexión alrededor del segundo eje centroidal y principal, con lo que se obtiene la ecuación 6.125. Las condiciones en los extremos se revisan con la ecuación 6.12.

Ejemplo 6.19

Repetir el ejemplo 6.15, utilizando las especificaciones AISC 69.

**En la Ref. 6.12 se indica que cuando la flexión es menos crítica que la uniforme debe corregirse la ecuación 6.132, introduciendo en ella el coeficiente C_m ; esto no es correcto cuando los desplazamientos lineales de los extremos de la columna están impedidos, puesto que el efecto de la variación del momento se ha tenido ya en cuenta al incluir C_m en el numerador del segundo término de la ecuación 6.130, pero sí lo es cuando esos desplazamientos son significativos.

a. Diseño basado en esfuerzos permisibles.

$$f_a = 120\,000/274.19 = 438 \text{ kg/cm}^2; \quad f_{bx} = 2\,100\,000/4\,044 = 519 \text{ kg/cm}^2; \quad f_{by} = 900\,000/1\,399 = 643 \text{ kg/cm}^2.$$

$C_{mx} = C_{my} = 1.0$ (La columna está flexionada en curvatura simple; con momentos exteriores iguales en los extremos, alrededor de los dos ejes).

$$L/r_x = 29, \quad L/r_y = 49$$

De la tabla 4.2, $F_a = 1\,297 \text{ kg/cm}^2$ (Corresponde a $(L/r)_{máx} = L/r_y = 49$).

De la tabla 6.9, $F'_{ax} = 12\,467 \text{ kg/cm}^2$, $F'_{cy} = 4\,367 \text{ kg/cm}^2$

Ecuación 5.71, con $C_b = 1.0$:

$$F_{bx} = \frac{843\,700}{Ld/A_p} = \frac{843\,700}{500 \times 40.6/40.6 \times 2.54} =$$

$$= 4\,286 \text{ kg/cm}^2 > 1\,520 \therefore F_{bx} = 1\,520 \text{ kg/cm}^2$$

$$(b/t)_p = (40.6/2)/2.54 = 7.99 < 545/\sqrt{\sigma_y} =$$

$$= 10.8 \therefore F_{by} = 0.75 \sigma_y = 1\,898 \text{ kg/cm}^2$$

Ecuación 6.127:

$$\frac{438}{1297} + \frac{1.0 \times 519}{(1 - \frac{438}{12\,467}) 1\,520} + \frac{1.0 \times 643}{(1 - \frac{438}{4\,367}) 1\,898} =$$

$$= 0.338 + 1.036 \times 0.341 + 1.111 \times 0.399 = 1.068 > 1.00$$

Ecuación 6.128:

$$\frac{438}{0.6 \times 2\,530} + \frac{519}{1\,520} + \frac{643}{1\,898} =$$

$$= 0.289 + 0.341 + 0.339 = 0.969 < 1.00$$

La ecuación 6.127 es más crítica que la 6.128, lo que indica que el diseño queda regido por inestabilidad y no por los esfuerzos en los extremos de la columna. (Cuándo las condiciones de carga son como las de este problema no es necesario revisar la ecuación 6.128, pues estando la columna flexionada en curvatura simple alrededor de los dos ejes, con momentos iguales en los extremos, los dos factores $C_m/(1-f_a/F'_c)$ son mayores que 1.0, y la ecuación 6.127 rige necesariamente el diseño).

Los factores de amplificación son bastante parecidos a los obtenidos con el criterio británico en el ejemplo 6.15.

En ese ejemplo se llegó a la conclusión de que la

sección ensayada es insuficiente, mientras que de acuerdo con los resultados obtenidos ahora podría aceptarse; (aunque 1.068 es mayor que 1.0, la diferencia está dentro de los límites admisibles en este tipo de problemas). Esto se debe a que el AISC especifica que en secciones H compactas flexionadas alrededor del eje y el esfuerzo permisible se eleve de $0.60 \sigma_y$ a $0.75 \sigma_y$, en reconocimiento de la amplia resistencia adicional que tienen en el intervalo plástico, caracterizada por su elevado factor de forma (el de la sección del ejemplo es 1.52); en cambio, las fórmulas que se utilizaron en el ejemplo 6.15 están basadas rigurosamente en la terminación del comportamiento elástico, y no tienen en cuenta ese factor.

Los dos métodos concuerdan mucho mejor si en la ecuación 6.127 se hace $F_{by} = 1\,520 \text{ kg/cm}^2$, pues se obtiene así $1.161 > 1.00$, resultado muy cercano al del ejemplo 6.15: $2\,915/2\,450 = 1.190$.

b. Diseño plástico. (Factor de carga $\lambda = 1.7$).

Cargas factorizadas (ver ejemplo 6.15):

$$P = 204.0 \text{ ton}, \quad M_x = 35.7 \text{ Tm}, \quad M_y = 15.3 \text{ Tm}$$

No se pueden utilizar rigurosamente las especificaciones AISC, que no consideran flexión biaxial, por lo que se utilizarán las ecuaciones 6.125 y 6.12.

$$C_{mx} = C_{my} = 1.0$$

$$P_{cr} = 1.7 A F_a = 1.7 \times 274.19 \times 1\,297 = 604\,560 \text{ kg} =$$

$$= 604.6 \text{ ton}; \quad P_y = A \sigma_y = 274.19 \times 2.53 = 693.7 \text{ ton}$$

$$P_{xx} = (23/12) A F'_{cx} = (23/12) 274.19 \times 12\,484 =$$

$$= 6\,561\,000 \text{ kg} = 6\,561 \text{ ton}$$

$$P_{yy} = (23/12) A F'_{cy} = (23/12) 274.19 \times 4\,373 =$$

$$= 2\,298\,000 \text{ kg} = 2\,298 \text{ ton}$$

$$M_m = \left(1.07 - \frac{49\sqrt{2\,530}}{26\,500} \right) M_{px} = 0.977 M_{px} =$$

$$= 0.977 \times 114.5 = 111.9 \text{ Tm}; \quad M_{py} = 53.8 \text{ ton}$$

(M_{px} y M_{py} se calcularon en el ejemplo 6.18).

$$M_{pcx} = 1.18 (1 - P/P_y) M_{px} =$$

$$= 1.18 (1 - 204.0/693.7) 114.5 = 95.38 \text{ Tm}$$

$$M_{pcy} = 1.19 [1 - (P/P_y)^2] M_{py} =$$

$$= 1.19 [1 - (204.0/693.7)^2] 53.8 = 58.49 \text{ Tm} > 53.8$$

$$\therefore M_{pcy} = 53.8 \text{ Tm}$$

$$\alpha = 1.60 - \frac{p}{2 L_n p} = 1.60 - \frac{0.294}{2 L_n (0.294)} = 1.72$$

Ecuación 6.125:

$$\begin{aligned} \frac{204.0}{604.6} + \frac{1.0}{1 - \frac{204.0}{6561}} \times \frac{35.7}{111.9} + \frac{1.0}{1 - \frac{204.0}{2298}} \times \frac{15.3}{53.8} &= \\ = 0.337 + 1.032 \times 0.319 + 1.097 \times 0.284 &= \\ = 0.978 < 1.00 \end{aligned}$$

Ecuación 6.12:

$$\left(\frac{35.7}{95.38} \right)^{1.72} + \left(\frac{15.3}{53.8} \right)^{1.72} = 0.184 + 0.115 = 0.299 < 1.00$$

La sección propuesta es aceptable. (Que el primer miembro de la ecuación 6.12 valga 0.299 no indica que las secciones extremas de la columna estén trabajando a menos del 30 por ciento de su capacidad, ya que la relación entre solicitaciones y resistencias definida por esa ecuación no es lineal; si, por ejemplo, se duplican todos los elementos mecánicos y se vuelve a aplicar la ecuación 6.12 se obtiene 2.217, que es 7.4 veces mayor que 0.299. En ecuaciones como la 6.128 la relación entre solicitaciones y resultados si es lineal, y aunque no lo es en las del tipo de la 6.127 la falta de proporcionalidad es mucho menos pronunciada que en la ecuación 6.12).

En esta segunda parte del ejemplo se obtienen resultados un poco menos conservadores que en la solución basada en esfuerzos permisibles de la primera parte, debido principalmente a que los momentos de los denominadores de la ecuación 6.125 se calculan suponiendo que las secciones transversales están totalmente plastificadas, lo que no se hace en la ecuación 6.127; en cambio, el método plástico del ejemplo 6.18, que permite evaluar la resistencia máxima con más precisión que las ecuaciones aproximadas de interacción, indica que la resistencia de la columna es mayor que la obtenida aquí. (Si de la ecuación 6.125 se despeja el momento M_y máximo que resiste la columna se obtienen 16.37 Tm, mientras que en el ejemplo 6.18 se determinó que ese momento está entre 27.28 y 31.58 Tm).

Ejemplo 6.20

Encontrar una sección IPR de acero estructural A36 (Ref. 6.31) que sea adecuada para la columna que se

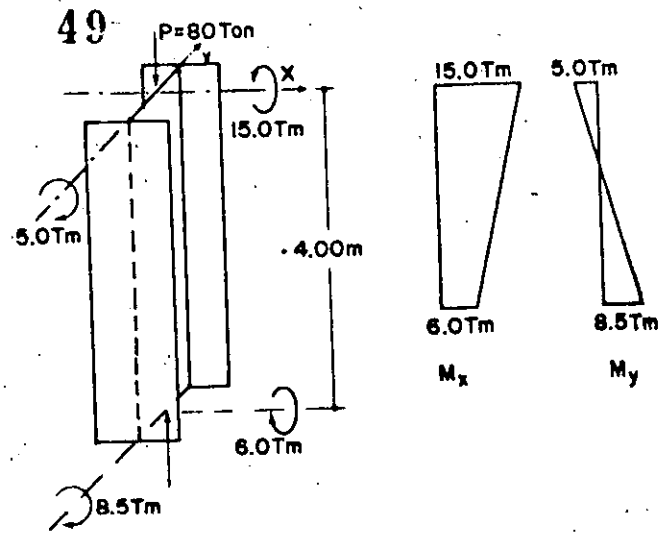


Figura del ejemplo 6.20

muestra en la figura, suponiendo que sus extremos están fijos linealmente. Los elementos mecánicos indicados corresponden a cargas de trabajo. Utilícense las especificaciones AISC de 1969 y el método plástico del Art. 6.9.2.

1. Especificaciones AISC 69

a. *Diseño basado en esfuerzos permisibles.*

Se ensayará una sección IPR $18 \times 11 \frac{3}{4} \times 170 \text{ kg/m}$, que tiene las propiedades geométricas siguientes:

$$A = 216.19 \text{ cm}^2, I_x = 84\,653 \text{ cm}^4, I_y = 10\,638 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 3\,606 \text{ cm}^3, S_y = 708 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 19.78 \text{ cm}, r_y = 7.01 \text{ cm}, L/r_x = 400/19.78 = 20,$$

$$L/r_y = 400/7.01 = 57$$

$$C_{mx} = 0.6 + 0.4 (6.0/15.0) = 0.76;$$

$$C_{my} = 0.6 + 0.4 (-5.0/8.5) = 0.36 < 0.4 \therefore C_{my} = 0.4$$

$$f_a = 80\,000/216.19 = 370 \text{ kg/cm}^2;$$

$$(f_{bx})_{sup.} = 1\,500\,000/3\,606 = 416 \text{ kg/cm}^2;$$

$$(f_{bx})_{inf.} = 600\,000/3\,606 = 166 \text{ kg/cm}^2;$$

$$(f_{by})_{sup.} = 500\,000/708 = 706 \text{ kg/cm}^2;$$

$$(f_{by})_{inf.} = 850\,000/708 = 1\,201 \text{ kg/cm}^2$$

De la tabla 4.2, $F_a = 1245 \text{ kg/cm}^2$ (corrección de $(L/r)_{máx} = L/r_y = 57$)

$$F'_{ex} = 12 \pi^2 E / 23 (L/r_x)^2 = 12 \times 3.14^2 \times 2039000 / 23 \times 20^2 = 26249 \text{ kg/cm}^2$$

De la tabla 6.9, $F'_{ey} = 3227 \text{ kg/cm}^2$ (F'_{ex} no se ha leído en la tabla porque empieza con $L/r = 21$).

Ecuación 5.71, con $C_b = 1.0$:

$$F_{bx} = \frac{843700}{Ld/A_p} = \frac{843700}{400 \times 0.62} = 3402 \text{ kg/cm}^2 > 1520$$

$$\therefore F_{bx} = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$(b/t)_p = (30.1/2) / 2.52 = 5.97 < 545 / \sqrt{\sigma_y} = 10.8$$

$$\therefore F_{by} = 0.75 \sigma_y = 1898 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión por inestabilidad (ecuación 6.127):

$$\frac{370}{1245} + \frac{0.76}{1 - \frac{370}{26249}} \times \frac{416}{1520} + \frac{0.40}{1 - \frac{370}{3227}} \times \frac{1201}{1898} =$$

$$= 0.297 + 0.771 \times 0.274 + 0.452 \times 0.633 = 0.794 < 1.00$$

Revisión de los esfuerzos en los extremos (ecuación 6.128):

Extremo superior.

$$\frac{370}{0.6 \times 2530} + \frac{416}{1520} + \frac{706}{1898} = 0.889 < 1.00$$

Extremo inferior.

$$\frac{370}{0.6 \times 2530} + \frac{166}{1520} + \frac{1201}{1898} = 0.986 \approx 1.00$$

El perfil ensayado es adecuado; el diseño queda regido por los esfuerzos en el extremo inferior.

b. Diseño plástico. (Factor de carga $\lambda = 1.7$)

$$Z_x = 4062.3 \text{ cm}^3; Z_y = 1162 \text{ cm}^3$$

Cargas factorizadas:

$$P = 136.0 \text{ ton}, (M_x)_{sup} = 25.5 \text{ Tm},$$

$$(M_x)_{inf} = 10.2 \text{ Tm}, (M_y)_{sup} = 8.5 \text{ Tm},$$

$$(M_y)_{inf} = 14.45 \text{ Tm}$$

Se utilizarán las ecuaciones 6.125 y 6.12, como en el ejemplo 6.19.

$$C_{mx} = 0.76, C_{my} = 0.4$$

$$P_{cr} = 1.7 A F_a = 1.7 \times 216.19 \times 1.245 = 457.6 \text{ ton};$$

$$P_y = A \sigma_y = 216.19 \times 2.53 = 547.0 \text{ ton}$$

$$M_{px} = 4062.3 \times 2530 = 10278000 \text{ kg cm} = 102.8 \text{ Tm};$$

$$M_{py} = 1162 \times 2530 = 2940000 \text{ kg cm} = 29.4 \text{ Tm}$$

$$P_{Ex} = (23/12) A F'_{ex} = 10877 \text{ ton};$$

$$P_{Ey} = (23/12) A F'_{ey} = 1337 \text{ ton}$$

$$M_m = (1.07 - \frac{57 \sqrt{2530}}{26500}) M_{px} = 0.962 \times 102.8 =$$

$$= 98.9 \text{ Tm}$$

Revisión por inestabilidad (ecuación 6.125):

$$\frac{136.0}{457.6} + \frac{0.76}{1 - \frac{136.0}{10877}} \times \frac{25.5}{98.9} + \frac{0.40}{1 - \frac{136.0}{1337}} \times \frac{14.45}{29.4} =$$

$$= 0.297 + 0.770 \times 0.258 + 0.445 \times 0.491 = 0.714 < 1.00$$

Igual que en el ejemplo 6.19, los términos correspondientes a flexión disminuyen respecto a los calculados elásticamente; la disminución es mucho más importante en la flexión alrededor de y que alrededor de x , porque el factor de forma f_y es apreciablemente mayor que f_x .

Revisión de los extremos (ecuación 6.12)

$$p = \frac{P}{P_y} = \frac{136.0}{547.0} = 0.249;$$

$$\alpha = 1.60 - \frac{p}{2 L_n} = 1.60 - \frac{0.249}{2 L_n (0.249)} = 1.69$$

$$M_{pcx} = 1.18 (1 - P/P_y) M_{px} = 1.18 (1 - 0.249) 102.8 =$$

$$= 91.1 \text{ Tm}$$

$$M_{pcy} = 1.19 [1 - (P/P_y)^2] M_{py} = 1.19 (1 - 0.249^2) 29.4 =$$

$$= 32.8 \text{ Tm} > M_{py} \therefore M_{pcy} = M_{py} = 28.4 \text{ Tm}$$

Extremo superior.

$$\left(\frac{25.5}{91.1} \right)^{1.69} + \left(\frac{8.5}{29.4} \right)^{1.69} = 0.239 < 1.00$$

Extremo inferior.

$$\left(\frac{10.2}{91.1}\right)^{1.649} + \left(\frac{14.45}{29.4}\right)^{1.649} = 0.326 < 1.00$$

La sección ensayada está sobrada.

Inspeccionando los resultados obtenidos con las ecuaciones 6.125 y 6.12 no se sabe si es crítica la inestabilidad o las condiciones en alguno de los extremos, porque para que la columna falle por inestabilidad los elementos mecánicos deben incrementarse en poco menos de 30 por ciento, pero el incremento requerido para que se agote la resistencia en el extremo crítico no está determinado.

2. Método plástico del Art. 6.9.2

Momentos equivalentes (ecuaciones 6.128):

$$(M_x)_{eq} = C_{m_x} M_{ox} = 0.76 \times 25.5 = 19.4 \text{ Tm};$$

$$(M_y)_{eq} = C_{m_y} M_{oy} = 0.4 \times 14.45 = 5.8 \text{ Tm}$$

$$\begin{aligned} (L/r)_{\max} &= 57 \therefore P_{cr} = A \sigma_y [1 - (L/r)^2 / 2 C_r^2] = \\ &= 216.19 \times 2.53 [1 - (57)^2 / 2 (126)^2] = 491.0 \text{ Tm} \end{aligned}$$

Ecuación 4.76

Ecuación 6.121.

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 98.9 (1 - 136.0/491.0) (1 - 136.0/10877) = \\ &= 70.6 \text{ Tm} \end{aligned}$$

Ecuación 6.122.

$$\begin{aligned} M_{uy} &= 29.4 (1 - 136.0/491.0) (1 - 136.0/1337) = \\ &= 19.1 \text{ Tm} \end{aligned}$$

Ecuación 6.123. $\beta = 1.40 + p = 1.649$

Ecuación 6.120.
$$\left(\frac{19.4}{70.6}\right)^{1.649} + \left(\frac{5.8}{19.1}\right)^{1.649} = 0.259 < 1.00$$

El momento $(M_y)_{eq}$ que resiste la columna, en combinación con la fuerza axial y los momentos alrededor de x que obran sobre ella, es

$$\left(\frac{19.4}{70.6}\right)^{1.649} + \left(\frac{M_y}{19.1}\right)^{1.649} = 1.00;$$

$$\left(\frac{M_y}{19.1}\right)^{1.649} = 0.881, \quad \frac{M_y}{19.1} = 0.926,$$

$$M_y = (M_y)_{eq} = 17.7 \text{ Tm}$$

En la tabla 6.8, para $L/r_x = 20$, $P/P_y = 0.249$, $M_x/M_{px} = 19.4/102.8 = 0.189$, se obtiene $M_y/M_{py} = 0.814$
 $\therefore (M_y)_{eq} = 0.814 \times 29.4 = 23.9 \text{ Tm}$

Tanto la ecuación aproximada 6.120 como la tabla 6.8 indican que la sección está muy sobrada; los resultados obtenidos con la ecuación son conservadores. La aplicación de la ecuación 6.12 muestra que los extremos no son críticos.

Revisión de una sección IPR $18 \times 11\frac{3}{4} \times 143.0 \text{ kg/m}$.

Se utiliza únicamente la ecuación 6.120.

$$A = 182.06 \text{ cm}^2, \quad I_x = 69\,706 \text{ cm}^4, \quad I_y = 8\,607 \text{ cm}^4,$$

$$Z_x = 3\,375.7 \text{ cm}^3, \quad Z_y = 958.6 \text{ cm}^3, \quad r_x = 19.55 \text{ cm},$$

$$r_y = 6.88 \text{ cm}, \quad L/r_x = 20, \quad L/r_y = 58$$

$$P_y = 182.06 \times 2.53 = 460.6 \text{ ton};$$

$$P_{cr} = 182.06 \times 2.53 [1 - (58)^2 / 2 (126)^2] = 411.8 \text{ ton};$$

$$P/P_y = 136.0/460.6 = 0.295$$

$$M_{px} = 3\,375.7 \times 2\,530 = 8\,541\,000 \text{ kg cm} = 85.4 \text{ Tm};$$

$$M_{py} = 958.6 \times 2\,530 = 2\,425\,000 \text{ kg cm} = 24.3 \text{ Tm};$$

$$P_{Ex} = \pi^2 EI_x / L^2 = 3.14^2 \times 2\,039\,000 \times 69\,706 / 400^2 =$$

$$= 8\,767\,000 \text{ kg} = 8\,767 \text{ ton};$$

$$P_{Ey} = \pi^2 EI_y / L^2 = 1\,083 \text{ ton}$$

$$M_m = \left[1.07 - \frac{58 \sqrt{2\,530}}{26\,500} \right] 85.4 = 82.0 \text{ Tm};$$

$$\beta = 1.40 + 0.295 = 1.695$$

$$M_{ux} = 82.0 \left(1 - \frac{136.0}{411.8}\right) \left(1 - \frac{136.0}{8\,767}\right) = 54.1 \text{ Tm};$$

$$M_{uy} = 24.3 \left(1 - \frac{136.0}{411.8}\right) \left(1 - \frac{136.0}{1\,083}\right) = 14.2 \text{ Tm}$$

$$\left(\frac{19.4}{54.1}\right)^{1.695} + \left(\frac{5.8}{14.2}\right)^{1.695} = 0.395 < 1.00$$

El momento $(M_v)_{eq}$ máximo vale:

$$\left(\frac{19.4}{54.1}\right)^{1.695} + \left(\frac{M_v}{14.2}\right)^{1.695} = 1.00;$$

$$\left(\frac{M_v}{14.2}\right)^{1.695} = 0.824, \quad \frac{M_v}{14.2} = 0.892, \quad M_v = (M_v)_{eq} = 12.7 \text{ Tm} > 5.8$$

La revisión de las secciones extremas con la ecuación 6.12 indica que no son críticas; el perfil ensayado sigue estando sobrado.

Las ecuaciones 6.121 y 6.122 proporcionan valores de M_{uv} y M_{vu} bastante conservadores; en este ejemplo, para $P/P_v = 0.295 \approx 0.3$, $I/r_x = 0$ y $M_x = 0$, en la tabla 6.8 se lee $M_u/M_{uv} = 0.811 \therefore M_u = M_{uv} = 19.7 \text{ Tm}$, contra 14.2 Tm que se obtuvieron con la ecuación 6.122.

Una sección $IPR 18 \times 83/4 \times 126.7 \text{ kg/m}$ está ligeramente escasa según la ecuación 6.120, con la que se obtiene 1.102, mayor que 1.00, pero algo sobrada de acuerdo con la tabla 6.8 (resiste un momento uniforme equivalente alrededor de y de 11.0 Tm , mayor que 5.8)

La economía que se obtiene al diseñar la columna con el método del artículo 6.9.2 es muy importante en comparación con el diseño basado en esfuerzos permisibles según AISC 69, pues de un perfil que pesa 170 kg/m se pasa a uno de 126.7 kg/m , lo que representa una disminución de 25 por ciento. Las diferencias son menores, pero todavía considerables, si la comparación se hace con un diseño plástico hecho de acuerdo con AISC 69.

6.10.3 Determinación del coeficiente C_m recomendado por el AISC para columnas cuyos extremos pueden desplazarse linealmente (marcos "no contraventados").

De acuerdo con la ecuación 6.35, el factor de amplificación ϕ está dado por

$$\phi = \frac{1 + \psi P/P_E}{1 - P/P_E}, \quad \text{donde } \psi = \frac{\pi^2 EI v_o}{M_o L^2} - 1 \quad (6.36)$$

Estas ecuaciones son aproximadamente válidas para piezas flexocomprimidas aisladas, libremente apoyadas, en las que los momentos primarios son máximos en o cerca del centro del claro.

Considérese una columna de un marco no contraventado, en la que obran fuerzas P y H (H es la parte de la fuerza horizontal total en el entrepiso que

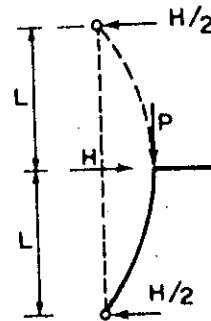
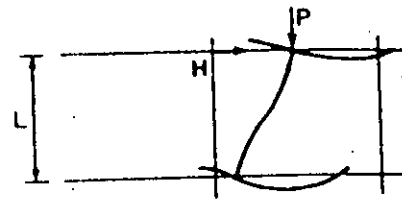


Figura 6.71. Representación aproximada de una columna de un marco no contraventado

le corresponde a la columna), aislada del resto del marco, suponiendo que la restricción angular en su extremo inferior es nula y que el superior no gira, lo que sucedería si la rigidez de las vigas fuese infinita, Fig. 6.71. (La primera suposición es conservadora y la segunda del lado de la inseguridad).

La columna aislada puede considerarse como la mitad de una barra flexocomprimida en la que la flexión es producida por una fuerza transversal H , aplicada en el centro del claro.

Así,

$$v_o = \frac{H(2L)^3}{48 EI} = \frac{HL^3}{6 EI}, \quad M_o = \frac{HL}{2}$$

y

$$\psi = \frac{\pi^2 EI}{(2L)^2} \frac{HL^3}{6 EI} \frac{2}{HL} - 1 = (\pi^2/12) - 1 = -0.18$$

Sustituyendo este valor en la ecuación 6.35, se convierte en

$$\phi = \frac{1 - 0.18 P/P_E}{1 - P/P_E}$$

Para conservar la forma general de la ecuación de interacción al aplicarla a piezas flexionadas por fuerzas normales a su eje, en vez de pares en los extremos, se hizo $C_m = 1 + \psi P/P_E$ (ecuación 6.46) y en este caso, $C_m = 1 + 0.18 P/P_E$. C_m no tiene ahora la función de convertir los momentos variables en momentos uniformes equivalentes, sino forma parte del factor de amplificación, de manera que al multiplicar los momentos por $\phi = (1 - 0.18 P/P_E)/(1 - P/P_E)$ se obtienen los amplificados por interacción fuerza normal-desplazamiento, pero siguen siendo variables a lo largo del eje.

En la Ref. 6.12 se recomienda que en marcos no contraventeados se tome $C_m = 1 - 0.18 f_a/F'_e$, calculando F'_e con la longitud efectiva, que es siempre mayor que la real, pero más adelante se indica que "bajo la combinación de los esfuerzos de compresión y de flexión más afectada por el factor de amplificación, $0.18 f_a/F'_e$ puede sustituirse por 0.15"; por este motivo, en las especificaciones se indica que en marcos no contraventeados se tome un valor constante de C_m , 0.85.

No está muy claro por qué 0.15 es el valor más desfavorable de $0.18 f_a/F'_e$, y algunos autores indican que $C_m = 0.85$ parece llevar a resultados inseguros (Ref. 6.48).*

En la obtención de 0.85 como valor de C_m hay varias hipótesis poco claras, que no se sabe si son conservadoras o no, por lo que en estructuras con nudos que pueden desplazarse linealmente conviene hacer un análisis de segundo orden.

En las fórmulas recomendadas por el AISC para el cálculo de esfuerzos permisibles en flexión de miembros que pueden pandearse lateralmente (ecuaciones 5.69, 5.70 y 5.71) aparece un coeficiente C_b que tiene por objeto considerar el efecto de la ley de variación del momento flexionante sobre la resistencia al pandeo, dado por

$$C_b = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2 \leq 2.3$$

Sin embargo, cuando los esfuerzos permisibles en flexión, F_{bx} y F_{by} , se utilizan en la fórmula de interacción 6.127 para diseño de elementos flexocomprimidos, " C_b debe calcularse con la expresión dada arriba en columnas de marcos cuyos nudos se desplazan linealmente, y debe tomarse igual a la unidad en marcos con nudos fijos linealmente" (Ref. 6.11, Suplemento No. 3, junio 1974).

Esto es debido a que en marcos contraventeados C_m sirve para convertir los momentos variables reales en uniformes equivalentes, y en una pieza flexocomprimida con momento uniforme el factor de amplificación es $1/(1 - f_a/F'_e)$ y el esfuerzo permisible en flexión se obtiene con $C_b = 1.0$, que corresponde a flexión uniforme; en cambio, en marcos no contraventeados $C_m/(1 - f_a/F'_e)$ es el factor de amplificación con el que se calculan, aproximadamente, los efectos $P\Delta$ de segundo orden; al multiplicar los momentos primarios por esa cantidad se obtienen los "reales" amplificados, pero con una ley de variación no uniforme, por lo que para determinar los esfuerzos permisibles en flexión debe incluirse C_b , con valor diferente de 1.0, en las ecuaciones correspondientes.

* En la Ref. 6.49 se recomienda que las columnas de concreto reforzado que forman parte de marcos "no contraventeados" se diseñen haciendo $C_m = 1.0$.

En la Ref. 6.12 se indica que la ecuación 6.132 es empírica, basada en observaciones de laboratorio, que proporciona un valor aproximado del momento crítico de pandeo lateral de piezas sometidas exclusivamente a flexión, sin fuerza normal, para $M_1/M_2 = +1.0$ (flexión pura), y que para otras relaciones M_1/M_2 pueden mejorarse sus resultados introduciendo en ella el valor apropiado de C_m .

Cuando los extremos de la barra están fijos linealmente, el coeficiente C_m de la ecuación 6.130 tiene ya en cuenta la ley de variación del momento, y no debe introducirse otra vez en la ecuación 6.132; en cambio, sí debe aparecer en esta expresión cuando se aplica a columnas que forman parte de marcos con nudos que pueden desplazarse linealmente. En este caso C_m multiplica el numerador del segundo término del paréntesis de la ecuación 6.132 o, lo que es quizá más lógico, se incluye C_b en el denominador de ese término, con lo que la ecuación 6.132 toma cualquiera de las formas siguientes:

$$M_m = \left[1.07 - \frac{C_m (l/r_y) \sqrt{F_y}}{26\,500} \right] M_p \leq M_p, \text{ ó}$$

$$M_m = \left[1.07 - \frac{(l/r_y) \sqrt{F_y}}{26\,500 C_b} \right] M_p \leq M_p$$

6.10.4 Otras especificaciones

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal de 1976 (Ref. 6.50), se recomiendan dos procedimientos alternativos para el diseño de miembros flexocomprimidos.

De acuerdo con el primero, la revisión de la sección propuesta se efectúa con las ecuaciones

$$\frac{P_U}{P_{YR}} + \frac{M_{UOX}}{M_{RX}} + \frac{M_{UOY}}{M_{RY}} \leq 1.0 \quad (6.133)$$

$$\frac{P_U}{R_c} + \frac{C_{mx} M_{UOX}}{(1 - P_U/P_{EX}) M_{RX}} + \frac{C_{my} M_{UOY}}{(1 - P_U/P_{EY}) M_{RY}} \leq 1.0 \quad (6.134)$$

P_U , M_{UOX} y M_{UOY} son la fuerza axial y los momentos flexionantes de diseño que actúan sobre la columna, obtenidos mediante un análisis convencional de primer orden e incluyendo en ellos el factor de carga especificado, y R_c , M_{RX} y M_{RY} son los elementos mecánicos resistentes de diseño de la barra, calculados suponiendo que cada uno obra por separado, e incluyendo factores de reducción de las resistencias con

Marcos rígidos I: Conceptos generales

9.1 Introducción

Los marcos rígidos constituyen el esqueleto resistente de un gran número de construcciones modernas de muy diversos tipos. Su nombre proviene de que los elementos principales que los componen, vigas y columnas, están ligados entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de transmitir los momentos, fuerzas normales y cortantes, sin que haya desplazamientos lineales o angulares relativos entre los extremos de las barras que concurren en cada nudo, lo que hace que la estructura resultante pueda resistir por sí sola, sin la ayuda de elementos adicionales de otros tipos, cargas verticales y horizontales.

En estructuras industriales se utilizan con frecuencia marcos rígidos de un solo piso y cabezal horizontal o inclinado (Fig. 9.1, *a*, *b* y *c*), ligados entre sí por elementos que soportan la cubierta y proporcionan el soporte lateral necesario para que su resistencia no disminuya por abajo de límites aceptables, a causa de problemas de inestabilidad fuera de su plano. La suposición de que los marcos son estructuras planas cargadas en su plano, en el que se conservan al defor-

marse, se acerca mucho a la realidad en este caso, y decir su comportamiento con eficacia.

En edificios de varios pisos se emplean los marcos rígidos dispuestos en dos direcciones frecuentemente ortogonales, de manera que constituyen una estructura tridimensional. Sin embargo, la práctica seguida para su análisis y diseño ha consistido tradicionalmente en separarlos en dos familias y en analizar cada marco como una estructura plana, soportada lateralmente por los marcos normales a él, despreciando los momentos torsionantes en las vigas pero teniendo en cuenta que las columnas están sometidas a flexión biaxial, puesto que cada una forma parte al mismo tiempo de los dos marcos que se cruzan en ella. (Fig. 9.1*d*).

Aunque el empleo creciente de las computadoras electrónicas hace suponer que en un futuro cercano será económico y conveniente analizar las estructuras que se acaban de mencionar como lo que realmente son, de tres dimensiones, en la actualidad se siguen analizando, en la mayor parte de los casos, como estructuras planas, y se diseñan teniendo en cuenta la

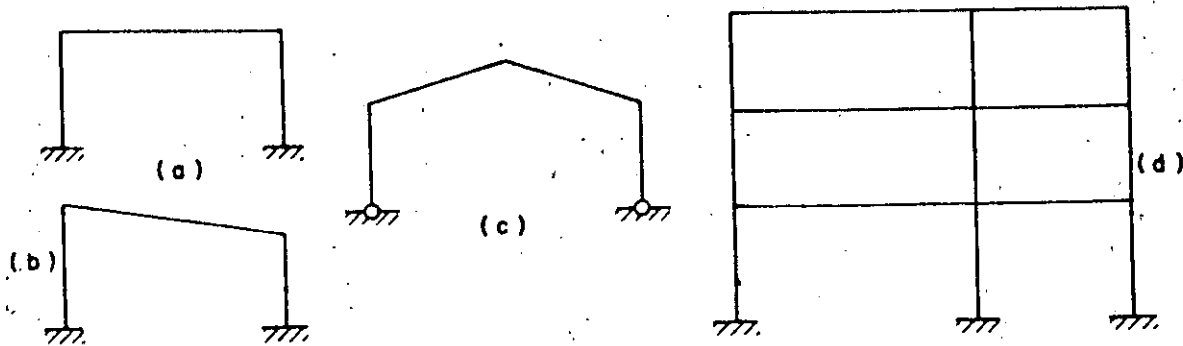


Figura 9.1. Ejemplos de marcos rígidos de un piso (edificios industriales) y de varios pisos

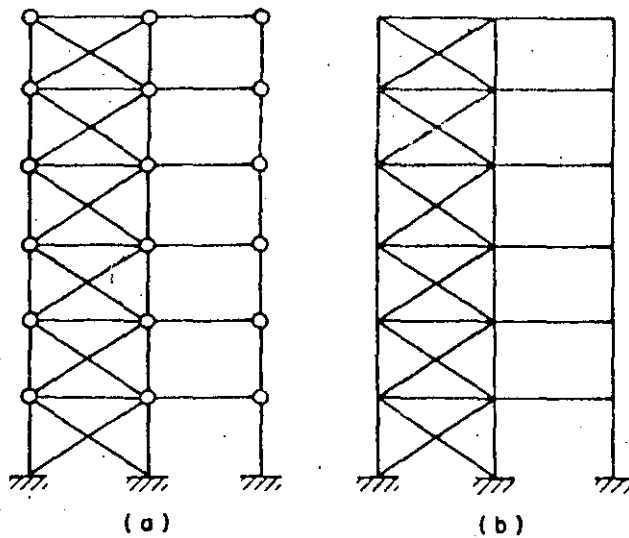


Figura 9.2. Marcos contraventeados

flexión biaxial en las columnas y la continuidad que debe proporcionarse en las dos direcciones. La descomposición de los marcos tridimensionales reales en dos familias de marcos planos es posible por la pequeña rigidez torsional de las vigas.

En edificios altos, en los que las solicitaciones producidas por viento o sismo se vuelven predominantes en el diseño, el marco rígido convencional deja de ser una solución adecuada, pues para darle la resistencia y rigidez necesarias se requieren vigas y columnas de dimensiones y costo excesivos. En esos casos conviene utilizar elementos estructurales adicionales, muros de rigidez o contraventeos, que resistan las fuerzas horizontales más eficiente y económicamente.

El uso de los elementos mencionados hace que el marco rígido deje de ser indispensable pues la estructura de soporte de un edificio puede construirse con vigas y columnas articuladas entre sí, proporcionando la rigidez y resistencia laterales necesarias para evitar problemas de inestabilidad y para soportar los efectos producidos por fuerzas horizontales por medio, por ejemplo, de armaduras verticales formadas por columnas, vigas y contraventeos en diagonal colocados entre ellas, Fig. 9.2a. (En estructuras reales no es posible utilizar articulaciones en los nudos, pero sí se pueden conectar las vigas con las columnas, que pasan a través de los nudos, por medio de apoyos flexibles). Sin embargo, suele ser conveniente utilizar marcos rígidos aún cuando se empleen elementos resistentes adicionales, de manera que las cargas verticales permanentes sean soportadas fundamentalmente por ellos, de una manera eficiente y económica, y ayuden a los muros de rigidez o crujeas contraventeadas a resistir las solicitaciones horizontales eventuales (Fig. 9.2b).

En un mismo edificio se puede emplear una combinación de marcos rígidos, contraventeos, muros de rigidez y vigas articuladas en las columnas, cambiando incluso la forma de trabajo en las dos direcciones principales, ya que, de acuerdo con sus características arquitectónicas y funcionales, una combinación de dos o más de los sistemas estructurales mencionados puede proporcionar la solución más eficiente y económica.

Puesto que la mayor parte de los códigos de construcción permiten que los elementos estructurales sometidos a la acción combinada de cargas permanentes y accidentales (viento o sismo) se diseñen tomando como base esfuerzos incrementados con respecto a los utilizados para cargas permanentes exclusivamente (o disminuyendo en la misma proporción el factor de carga requerido en el diseño), se obtiene la solución más económica posible empleando sistemas estructurales diseñados para cargas verticales únicamente, en los que los esfuerzos producidos por las fuerzas horizontales queden dentro del incremento mencionado. Los marcos contraventeados son una buena solución para edificios de altura intermedia; al diseñarlos se busca que el marco propiamente dicho resista las cargas verticales permanentes y el contraventeo las horizontales accidentales, y aunque esto no se consigue nunca totalmente porque al deformarse el conjunto marco-contraventeo bajo cargas horizontales el marco recibe parte de los efectos producidos por ellas, en diseños bien hechos puede lograrse que los esfuerzos producidos por las fuerzas horizontales se mantengan dentro de los incrementos permitidos o, en todo caso, se salgan poco de ellos.

En edificios muy altos los marcos rígidos contraventeados dejan de ser económicos y debe recurrirse a otros sistemas estructurales, que se salen del campo de este libro; una discusión de algunos de esos sistemas, utilizados en edificios de muchos pisos construidos en los últimos años, puede verse, por ejemplo, en la Ref. 9.1.

9.2 Elementos que componen un marco rígido

Un marco rígido está formado siempre por vigas, columnas y conexiones entre ellas; además, puede haber también elementos de contraventeo.

Las vigas son los elementos, generalmente horizontales o con pequeña inclinación, que soportan directamente las cargas verticales permanentes, muertas y vivas, que obran sobre la estructura; además, hacen que las columnas de marcos carentes de contraventeo puedan adoptar la configuración necesaria para resistir fuerzas horizontales, y contribuyen a la rigidez de conjunto de la estructura; en marcos contraven-

teados forman parte del sistema que soporta las fuerzas horizontales. Están sometidas a la acción de fuerzas transversales y de momentos aplicados en sus extremos, que aparecen por la continuidad con el resto de la estructura, que ocasionan en ellas momentos flexionantes y fuerzas cortantes importantes; las fuerzas normales suelen ser despreciables, excepto en las vigas de las crujeas contraventeadas de marcos altos.

Se tratan básicamente como miembros en flexión, aunque deben tenerse en cuenta los efectos de las fuerzas cortantes y normales cuando son significativos. El comportamiento y diseño de vigas se estudian en los capítulos 2, 5 y 8 de este libro.

Las columnas de los marcos rígidos, cuyos ejes son verticales en general, deben ser capaces de soportar las cargas que les transmiten las vigas adyacentes y los tramos de columnas que se encuentran sobre ellas, llevándolas eventualmente a la cimentación, así como los momentos producidos por cargas verticales que reciben de las vigas. Además, deben ayudar a soportar las fuerzas horizontales en marcos contraventeados, y resistirlas en su totalidad en los que no tienen contraventeo; también contribuyen a darle al marco la rigidez necesaria para evitar problemas de pandeo de conjunto. Trabajan fundamentalmente en flexocompresión (la compresión axial es una condición poco frecuente), y los efectos que las fuerzas cortantes ocasionan en ellas suelen ser despreciables. En general están sometidas a flexocompresión biaxial, pues forman parte al mismo tiempo de dos marcos, frecuentemente ortogonales. Las columnas se estudian en los capítulos 4 y 6.

El objeto de las conexiones es transmitir los elementos mecánicos, momentos flexionantes y fuerzas cortantes y normales, de las vigas a las columnas y viceversa, así como las fuerzas que aparecen en las diagonales de contraventeo al marco propiamente dicho, para que todos los elementos de la estructura trabajen en conjunto. En este capítulo se considera únicamente el caso en que los marcos están provistos de juntas rígidas entre vigas y columnas, capaces de transmitir de unas a otras los elementos mecánicos íntegros existentes en ellas sin que haya desplazamientos lineales o angulares relativos entre los extremos de las barras que concurren en cada nudo.

El diseño de conexiones no se cubre aquí, pero es un tema tratado muy ampliamente en la literatura técnica. (Véanse, entre otras, las Refs. 9.2 a 9.8).

Se designa con el nombre genérico de *contraventeo* a todos los elementos situados en planos verticales que no forman parte del marco propiamente dicho pero que contribuyen a resistir las fuerzas horizontales que obran sobre él, a contrarrestar los momentos secundarios creados por el desplazamiento li-

neal relativo de los extremos de las columnas (efecto $P\Delta$), a evitar el pandeo de conjunto del marco y a mejorar su rigidez lateral. En los marcos de varios pisos se utilizan básicamente contraventeos de dos tipos: muros de rigidez, de tabique o de concreto reforzado, y contraventeos propiamente dichos, compuestos en la mayoría de los casos por elementos de acero estructural colocados en diagonal, en K , etc.

9.3 Comportamiento de marcos rígidos

En la discusión que sigue se considera tan sólo comportamiento en el plano, pues los marcos rígidos en estudio forman parte de estructuras tridimensionales en las que hay otros marcos que impiden que se salgan del plano que ocupan originalmente, en el que suelen estar alojadas todas las cargas.

9.3.1 Formas de falla

La falla de un marco rígido puede ser parcial o de conjunto.

Se presenta una falla del primer tipo cuando se agota la resistencia de alguno o algunos de los elementos que forman el marco, viga, columna o conexión. La falla de una viga puede ser por inestabilidad (pandeo lateral por flexotorsión o pandeo local) o por formación de un mecanismo con articulaciones plásticas,* y una columna puede fallar también por inestabilidad o porque se agote su resistencia al formarse una o más articulaciones plásticas; una conexión falla cuando aparece una discontinuidad lineal o angular, producida por fracturas o deformaciones locales excesivas, que hace que el comportamiento de los elementos que llegan a ella sea diferente del supuesto en el análisis.

Aunque una falla parcial, sobre todo de una columna, puede tener consecuencias graves, no suele ocasionar el colapso total de la estructura, pues el alto grado de hiperestaticidad de los marcos rígidos, sobre todo los de tres dimensiones, hace que haya diferentes trayectorias posibles de transmisión de las cargas, y cuando un miembro no trabaja se produce una redistribución que lleva las cargas que le correspondían a los elementos cercanos.

El diseño de marcos rígidos siguiendo métodos convencionales se basa principalmente en evitar fallas parciales, ya que después de hacer el análisis y determinar los elementos mecánicos en cada uno de los miembros, éstos se dimensionen para evitar las formas de falla mencionadas arriba, prestando poca atención al trabajo de conjunto de la estructura.

* Aunque menos frecuentes, son también posibles las fallas por cortante, y las deformaciones excesivas constituyen en muchas ocasiones el límite de utilidad estructural.

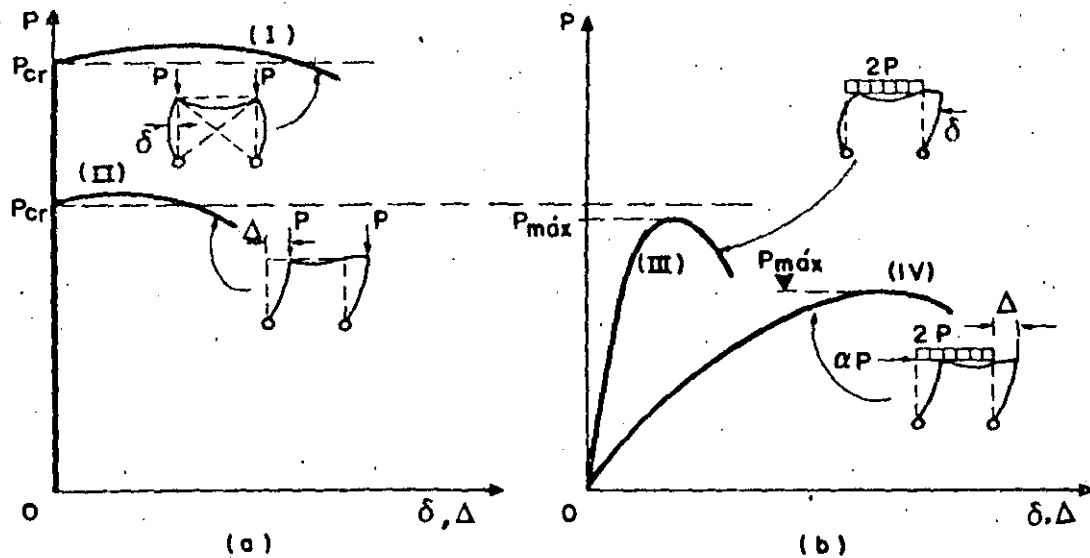


Figura 9.3. Curvas carga-desplazamiento de marcos que fallan por pandeo y por inestabilidad

Además de las parciales, pueden presentarse fallas de conjunto, por pandeo o por inestabilidad.

Los marcos simétricos en geometría y carga en los que ésta no produce flexión primaria pueden fallar por pandeo, caracterizado por una bifurcación del equilibrio que se presenta cuando las solicitaciones alcanzan el valor crítico; cuando no hay elementos exteriores que lo impidan el cabezal se desplaza lateralmente, pero si se evita este movimiento cambia la forma de pandeo y la carga crítica aumenta considerablemente; éste es uno de los papeles principales del contraventeo (Fig. 9.3a). Si, en cambio, las cargas ocasionan flexión desde un principio, el colapso puede ser por inestabilidad, que se presenta eventualmente al ir aumentando la magnitud de las solicitaciones, Fig. 9.3b. (Estas dos formas de falla corresponden respectivamente a las de columnas comprimidas axialmente, que se mantienen rectas mientras la carga es menor que la crítica y fallan por pandeo al alcanzar ese valor, y de barras flexocomprimidas, en las que los desplazamientos empiezan cuando se inicia el proceso y crecen hasta que se alcanza la condición de inestabilidad).

Las curvas de la Fig. 9.3 representan las formas de falla mencionadas; las cuatro corresponden a un mismo marco, pero I y II (Fig. 9.3a) describen fallas por pandeo, caracterizadas por un punto de bifurcación del equilibrio, mientras que en III y IV (Fig. 9.3b) el colapso es por inestabilidad, sin que haya pandeo.

III y IV son ligeramente curvas desde el principio, a causa de la interacción momento-fuerza axial debida a cambios de geometría en el marco; su pendiente se reduce más rápidamente cuando se inicia la plastificación del material, y se anula cuando la carga alcanza el valor máximo; la rama descendente corresponde a estados de equilibrio inestable.

Se ha demostrado (Refs. 9.9 y 9.10) que la sustitución de cargas verticales en las vigas por un sistema estáticamente equivalente de fuerzas puntuales aplicadas en los nudos adyacentes no modifica de manera sustancial la carga crítica de pandeo elástico de los marcos, al menos cuando éstos fallan desplazándose lateralmente; por consiguiente, la carga máxima del caso III está muy cerca de la crítica del II.

En marcos muy esbeltos pueden producirse fallas por inestabilidad elástica, con los esfuerzos en todos los puntos por debajo del límite de proporcionalidad; esto no suele suceder, sin embargo, en estructuras reales, las que tienen características geométricas y mecánicas que hacen que parte del material que las constituye se plastifique antes de que las cargas alcancen las intensidades máximas.

9.3.2 Diseño

El diseño de un marco rígido consiste en la determinación de los perfiles necesarios en vigas y columnas, en el proporcionamiento de las conexiones entre ellas, y en la revisión posterior del conjunto para asegurarse de que tiene un coeficiente de seguridad adecuado contra el colapso por pandeo o inestabilidad y de que su comportamiento bajo cargas de trabajo es satisfactorio. Si el marco tiene rigidez lateral elevada, propia o proporcionada por contraventeos o muros de cortante, el diseño obtenido al considerar los miembros aislados suele ser correcto, pues la única falla de conjunto posible es por pandeo sin desplazamientos laterales (se está considerando que éstos son tan pequeños que la interacción carga vertical-desplazamiento no afecta significativamente la resistencia de la estructura); en cambio, si es poco rígido puede fallar por pandeo bajo cargas predominantemente verticales, o

por inestabilidad bajo cargas verticales y horizontales.

La revisión de los perfiles preliminares obtenidos para un marco que falla por inestabilidad cuando actúan sobre él cargas verticales y horizontales combinadas puede hacerse trazando su curva carga-desplazamiento.

9.3.3 Curvas carga-desplazamiento

El comportamiento de conjunto de los marcos rígidos que fallan por inestabilidad bajo la acción combinada de cargas verticales y horizontales queda representado, lo mismo que el de los miembros estructurales aislados, por sus curvas carga-desplazamiento, es decir, por la relación entre la intensidad creciente de las solicitaciones exteriores y algún desplazamiento resultante significativo.

Las características de la curva dependen de la geometría y propiedades mecánicas del marco y de las cargas, incluyendo la manera en que se aplican.

Para que la relación carga-desplazamiento sea única y a cada problema le corresponda un solo resultado final se requiere que las fuerzas exteriores se apliquen lentamente, de manera que su efecto pueda considerarse estático, y que sus intensidades guarden una relación constante durante todo el proceso; es decir, la estructura debe estar sujeta a un sistema de cargas que crece monotónicamente y en forma continua hasta que se alcanza la resistencia máxima. Debe suponerse, además, que inicialmente es elástica y está libre de esfuerzos, y que no hay inversión en el signo de éstos, en ningún caso, en el intervalo plástico.

Estas condiciones no se cumplen en las estructuras reales, pero permiten simplificaciones notables en los métodos de análisis y llevan a la obtención de curvas de colapso que son, aparentemente, conservadoras (Ref. 9.11)*.

Una curva como la IV de la Fig. 9.3b, trazada tomando como base los perfiles obtenidos en el diseño preliminar, contiene toda la información necesaria sobre el comportamiento de un marco que falla por inestabilidad lateral, pues además de proporcionar su resistencia máxima permite determinar el desplazamiento correspondiente a cualquier intensidad de las solicitaciones y da una medida de su capacidad de absorción de energía. Conocida la curva carga-desplazamiento se puede determinar el factor de seguridad de un marco con respecto al colapso y la magnitud de

* En estructuras reales hay ocasiones en las que no se considera que todas las cargas crecen proporcionalmente; en el análisis sísmico de edificios, por ejemplo, de acuerdo con la realidad se supone que las fuerzas horizontales se empiezan a aplicar cuando ya actúan las cargas verticales totales.

los desplazamientos que experimenta bajo cargas de trabajo; si el primero o los segundos no son aceptables deben cambiarse sus características, ajustándolas hasta que la curva indique que el comportamiento es el deseado.

Aunque teóricamente conviene conocer la curva $P\Delta$ de toda estructura que falle por inestabilidad de conjunto bajo cargas verticales y horizontales combinadas, su obtención es en general complicada, o aun imposible, por lo que en la mayor parte de los problemas reales de diseño hay que recurrir a métodos aproximados para determinar la carga de colapso y las deformaciones producidas por las solicitaciones de trabajo.

9.4 Métodos aproximados para obtener las curvas carga-desplazamiento

Cuando el diseño de un marco queda regido por la combinación de cargas verticales permanentes y horizontales accidentales es conveniente trazar su curva fuerza-desplazamiento (si la estructura es de varios pisos debe trazarse la curva de cada uno de ellos) la que, como se ha mencionado en 9.3.3, proporciona la información necesaria sobre el comportamiento del marco, tanto bajo cargas de trabajo como en la cercanía del colapso. (En general se emplean curvas fuerza horizontal-desplazamiento de entrepiso, obtenidas suponiendo que las fuerzas horizontales se aplican lentamente cuando sobre el marco obran ya las cargas verticales completas).

Sin embargo, en estructuras de cierta complejidad es difícil obtener esa curva, aun empleando computadoras, por lo que el diseñador tiene que conformarse con determinar únicamente algunas de sus características más significativas. Se cuenta para ello con varios métodos, basados en hipótesis relativas al comportamiento del material con el que está hecha la estructura y a la interacción fuerza-desplazamiento de los elementos que la componen y de la estructura en conjunto, cuya exactitud depende de la precisión con que en las hipótesis de partida se tengan en cuenta los distintos parámetros que intervienen en el problema.

9.4.1 Hipótesis relativas al material

Para hacer posible el análisis estructural se idealiza el diagrama esfuerzo-deformación del material; en la Fig. 9.4 se muestran tres de las idealizaciones más usadas, acompañadas por la relación momento-fuerza axial-curvatura ($M-P-\phi$) que corresponde a cada una de ellas.

De acuerdo con la primera idealización el material tiene un comportamiento elástico lineal ilimitado;

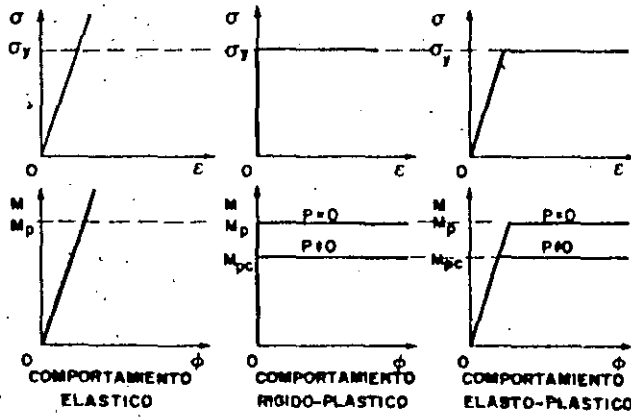


Figura 9.4 Diagramas esfuerzo-deformación idealizados y curvas $M-P-\phi$ correspondientes

acuerdo con la segunda, es rígido-plástico, es decir, las deformaciones son nulas hasta que el esfuerzo normal σ llega al límite de fluencia, y crecen sin límite, bajo esfuerzo constante, a partir de entonces; la tercera corresponde a comportamiento elasto-plástico, y tiene características de cada una de las dos primeras.

Las curvas $M-P-\phi$ son semejantes a las gráficas $\sigma-\epsilon$ respectivas; en las de los casos segundo y tercero se presentan rotaciones ilimitadas cuando el momento llega al de plastificación M_p , si la fuerza axial es nula, o al de plastificación reducido M_{pc} si es diferente de cero.

Pueden utilizarse relaciones esfuerzo-deformación más complejas, que incluyan factores adicionales como endurecimiento por deformación, esfuerzos residuales, plastificación gradual de las secciones transversales, etc., pero se llega a modelos muy complicados que se emplean únicamente con fines de investigación.

9.4.2 Hipótesis relativas al efecto de las deformaciones sobre el equilibrio de miembros aislados y de la estructura completa

Las fuerzas exteriores hacen que la estructura se deforme, con lo que cambia la posición de las cargas y los efectos que ocasionan; como las deformaciones suelen ser pequeñas comparadas con las dimensiones originales, la costumbre ha sido ignorarlas y basar todo el análisis, y en particular las ecuaciones de equilibrio, en las dimensiones y forma inicial de la estructura; cuando se parte de esta premisa se hace un análisis de *primer orden*.

Si el equilibrio se plantea tomando como base la configuración deformada, con lo que se tienen en cuenta efectos no considerados en los análisis de primer orden como son, por ejemplo, los momentos producidos por fuerzas normales que dejan de actuar a lo largo del eje de las piezas, el análisis es de *segundo orden*. En él pueden considerarse únicamente las deformaciones de conjunto de la estructura, tales como

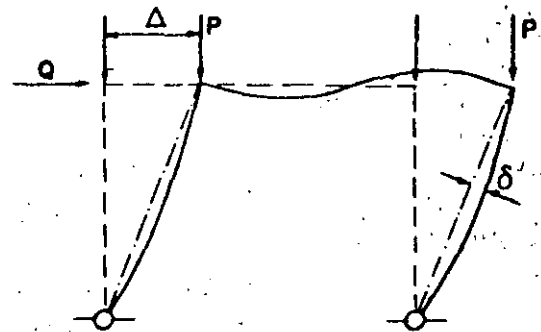
el desplazamiento Δ del marco de la Fig. 9.5 o los movimientos horizontales relativos de unos pisos con respecto a otros en marcos de varios niveles, o tenerse también en cuenta las particulares de cada miembro, como el desplazamiento δ (Fig. 9.5) medido respecto a la recta que une los extremos de la columna deformada. Así, los momentos $P\Delta$ son efectos de segundo orden del primer tipo, mientras que los $P\delta$ son del segundo.

9.4.3 Métodos de análisis

En la Fig. 9.6 se han dibujado cualitativamente las curvas carga-desplazamiento que se obtienen partiendo de diversas combinaciones de las hipótesis que se acaban de describir; aunque se ha tomado como base un marco de un piso y una sola crujía, la discusión que sigue es aplicable a marcos de cualquier número de niveles y crujías. En la figura se ha trazado también la curva real del marco, que se obtendría experimentalmente y que sirve como base de comparación.*

Análisis elástico de primer orden

Se supone que el material tiene un comportamiento elástico lineal ilimitado, y se formulan las ecuaciones de equilibrio tomando como base la geometría inicial.



$P\Delta$ - Momento de segundo orden debido a desplazamientos de conjunto de la estructura.

$P\delta$ - Momento de segundo orden debido a deformaciones particulares de las columnas.

Figura 9.5 Efectos de segundo orden

* En las curvas de la Fig. 9.6, y en toda la discusión que sigue, se supone que el marco falla eventualmente por inestabilidad de conjunto en su plano o por formación de un mecanismo, sin que se presenten fallas prematuras ocasionadas por pandeo local, por pandeo de algún miembro, o por falta de capacidad de rotación de las articulaciones plásticas necesarias para la formación del mecanismo de colapso.

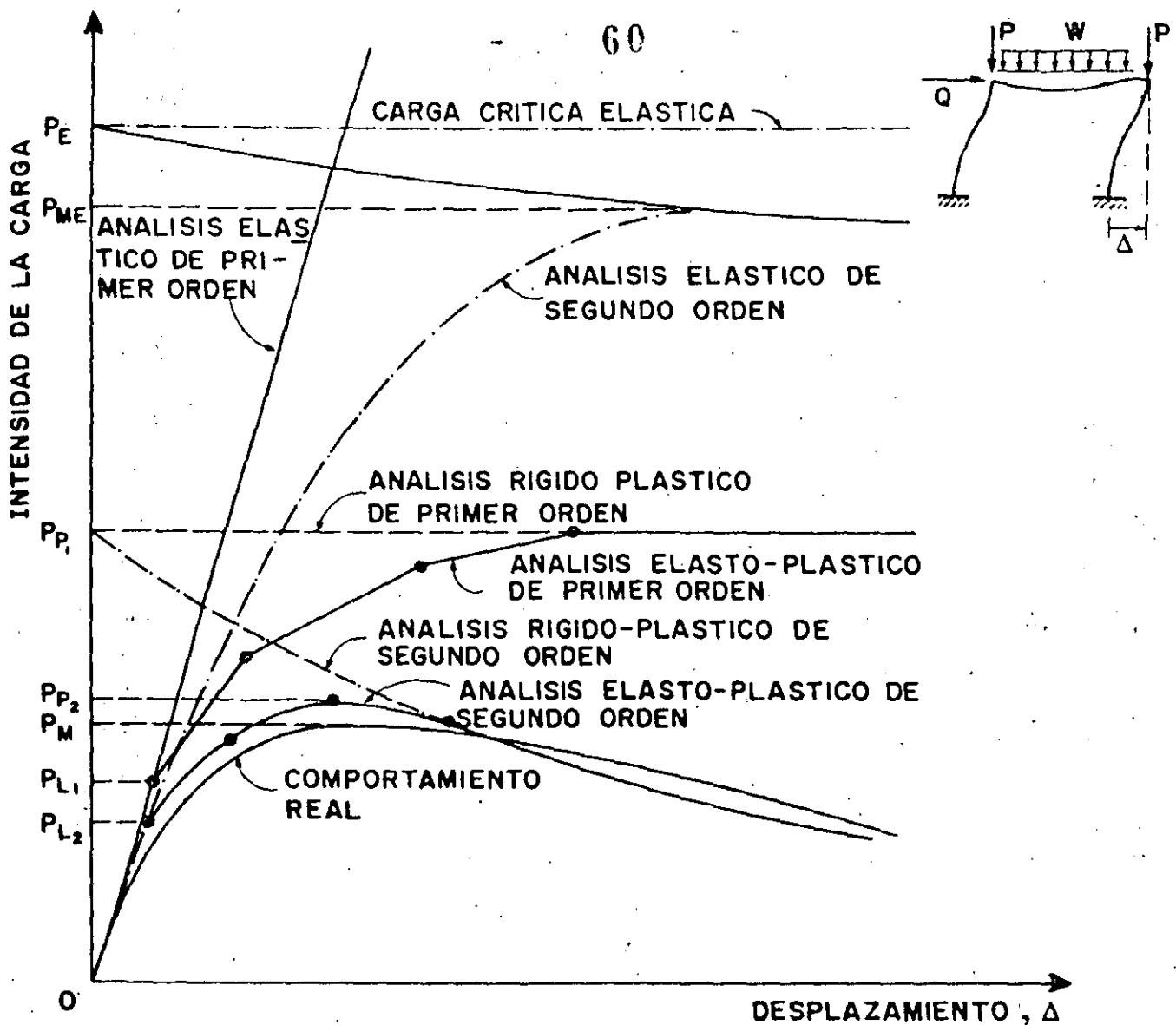


Figura 9.6. Curvas carga-desplazamiento

sin considerar las deformaciones; la respuesta de la estructura es lineal y la gráfica carga-desplazamiento es una recta inclinada sin límite (Fig. 9.6).

El análisis elástico de primer orden es el más sencillo de todos los métodos; se ha utilizado desde principios del siglo pasado, y en la actualidad sigue siendo el que más se emplea. Generalmente se desprecia la influencia de las fuerzas normales y cortantes en la rigidez de los miembros, pero puede incluirse si se desea.

Puesto que los materiales reales tienen un comportamiento cercano al elástico lineal nada más cuando los esfuerzos son relativamente bajos, sólo la primera parte del diagrama representa con alguna precisión el comportamiento de la estructura, de manera que el análisis elástico de primer orden es útil para investigar la respuesta bajo cargas de trabajo, pero

no proporciona ninguna información sobre las condiciones de colapso.

El comportamiento elástico termina cuando el esfuerzo de fluencia aparece por primera vez en algún punto de la estructura, lo que permite definir una carga, P_{L_1} (Fig. 9.6), que es la base de todos los métodos elásticos convencionales de análisis y diseño (la carga P_{L_1} de la figura no corresponde a la aparición de σ_y , sino a la formación de la primera articulación plástica; la diferencia es pequeña en perfiles que tienen un factor de forma poco mayor que la unidad); por encima de ella la recta carece de significado físico. La definición de P_{L_1} puede modificarse incluyendo esfuerzos residuales, con lo que se convierte en la carga para la que el esfuerzo máximo llega a valer $\sigma_y - \sigma_r$, o tomando como límite un esfuerzo crítico σ_r , en vez de σ_y , si se quiere tener en

cuenta la posibilidad de pandeo elástico local o lateral.

Independientemente de cómo se defina, en estructuras poco esbeltas y con cargas axiales reducidas P_{L1} es un límite inferior de la carga última P_u , lo que puede dejar de ser cierto en marcos esbeltas y con fuerzas axiales elevadas, pues el análisis de primer orden ignora efectos que pueden ser dominantes en ellos.

Análisis elástico de segundo orden

Se sigue suponiendo que el comportamiento del material es elástico lineal ilimitado, pero las ecuaciones de equilibrio se plantean considerando la geometría de la estructura deformada. Los momentos primarios en los miembros se ven amplificados por momentos secundarios de magnitud igual al producto de las fuerzas axiales por los desplazamientos; como una consecuencia, los momentos y deflexiones crecen más rápidamente que las cargas y la gráfica carga-desplazamiento se convierte en una curva (Fig. 9.6).

De acuerdo con la teoría elástica de primer orden las ecuaciones de equilibrio de un miembro como el de la Fig. 9.7 (una columna de un marco rígido, por ejemplo) se plantean para la barra no deformada; en esas condiciones, $M_{AB} + M_{BA} - TL = 0$; en cambio, si se tienen en cuenta las deformaciones, la ecuación de equilibrio toma la forma

$$M_{AB} + M_{BA} + P\Delta - TL = 0$$

A una distancia x del extremo inferior la fuerza axial produce un momento adicional $P(u_1 + u_2)$, debido a deformaciones de dos tipos: $Pu_1 = P(\Delta/L)x$ es ocasionado por la traslación del extremo B con respecto al A (desplazamiento de conjunto de la estructura) y $Pu_2 \cong P\delta$ por el desplazamiento del eje de la barra respecto a la línea recta que une sus extremos (deformación particular).

Aunque no es indispensable hacerlo, en el análisis elástico de segundo orden suelen incluirse las disminuciones de rigidez de los miembros producidas por las compresiones que actúan en ellos.

El resultado del análisis elástico de segundo orden es una curva carga-deformación que incluye los efectos de la falta de linealidad geométrica y que proporciona la carga máxima que resistiría la estructura si su comportamiento fuese elástico hasta la falla, P_{ME} , la que está debajo de la carga crítica elástica P_E . (La carga elástica de falla se confunde con frecuencia con la crítica elástica, pero se distingue de ella en que es la carga máxima que la estructura podría soportar si permaneciese en el intervalo elástico hasta el final, teniendo en cuenta los efectos de las deformaciones,

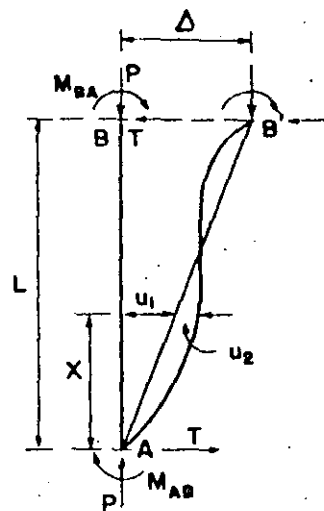


Figura 9.7. Deformaciones de una barra

mientras que la carga crítica, que corresponde a un estado de bifurcación del equilibrio, es la máxima que podría resistir si se llegase hasta ella sin que hubiese deformaciones previas; para que se mantenga el equilibrio en una configuración deformada después de la bifurcación las cargas deben disminuir; la curva descendiente y se confunde eventualmente con la que describe el comportamiento elástico de segundo orden, en el punto de ordenada P_{ME} , Fig. 9.6).

El comportamiento elástico termina cuando aparece por primera vez el esfuerzo σ_v , lo que define la carga P_{L2} , correspondiente a la P_{L1} obtenida en el análisis de primer orden; se calcula también para $\sigma_{m\acute{a}x} = \sigma_v$ (ó $\sigma_v - \sigma_r$, si se incluyen esfuerzos residuales), para $\sigma_{m\acute{a}x} = \sigma_{cr}$ o para $M_{m\acute{a}x} = M_{pr}$ (ésta es la condición que ha servido para fijar la carga P_{L2} en la Fig. 9.6). P_{L2} es siempre menor que P_{L1} .

El análisis elástico de segundo orden es más difícil de efectuar que el de primero, aunque los procedimientos básicos son los mismos; además, se cuenta con métodos aproximados que permiten incluir de una manera sencilla los efectos de segundo orden más importantes (Refs. 9.12 a 9.15). Suelen despreciarse las deformaciones por cortante y los cambios de longitud de los miembros, aunque éstos pueden ser significativos en las columnas de marcos altos y esbeltas. Proporciona con buena precisión la respuesta de las estructuras bajo cargas de trabajo, pero sigue siendo incapaz de predecir su comportamiento en las cercanías del colapso, excepto en los casos, poco frecuentes, en que las estructuras son tan esbeltas que fallan por inestabilidad en el intervalo elástico.

Análisis rígido-plástico de primero y segundo orden

Se supone que el material tiene comportamiento rígido-plástico, y en la curva momento-rotación suele incluirse el efecto de la fuerza axial (Fig. 9.4). Como

una consecuencia de estas hipótesis, las deformaciones son nulas hasta que los momentos flexionantes alcanzan el valor M_{pu} en un número de secciones transversales suficiente para que la estructura completa, o una parte de ella, se convierta en un mecanismo; la carga correspondiente es P_p (Fig. 9.6).

El comportamiento posterior a la formación del mecanismo puede describirse despreciando las deformaciones al plantear las ecuaciones de equilibrio (análisis rígido-plástico de primer orden), con lo que se obtiene una recta horizontal, correspondiente a desplazamientos crecientes bajo carga constante, o teniéndolas en cuenta (análisis de segundo orden); se obtiene así una curva descendente, pues los momentos producidos por la interacción fuerza axial-desplazamiento no pueden ser equilibrados más que si disminuyen las cargas exteriores.

El análisis rígido-plástico proporciona la carga de colapso plástico, P_{pu} , que es siempre un límite superior de la resistencia de la estructura. Tiene una gran importancia práctica porque en estructuras con fuerzas axiales nulas o pequeñas, o en las que las deformaciones previas a la formación del mecanismo son muy reducidas, es casi igual a la carga máxima real. Por consiguiente, esta forma de análisis permite calcular, con buena precisión, la resistencia máxima de vigas continuas, marcos rígidos no contraventeados de uno, dos o tres pisos, y marcos rígidos adecuadamente contraventeados de cualquier altura (Ref. 9.16, Parte 2); en cambio, no proporciona ninguna información relativa al comportamiento de las estructuras bajo cargas de trabajo.

Análisis elasto-plástico de primero y segundo orden

Al aplicar estos métodos se supone que el material tiene comportamiento elasto-plástico, se incluye el efecto de la fuerza axial en la curva momento-rotación (Fig. 9.4), y se efectúa una serie de análisis elásticos consecutivos, bajo cargas exteriores crecientes, en los que se tiene en cuenta la formación de articulaciones plásticas sucesivas.

Se considera primero que la estructura es elástica, y se estudia su comportamiento hasta que las cargas alcanzan las intensidades necesarias para que se forme la primera articulación plástica. Como la sección en que aparece queda capacitada para admitir rotaciones importantes bajo momento constante (excepto cuando hay un cambio en el sentido del giro), se hace un segundo análisis elástico, en el que se supone que hay una articulación real en la sección en que se formó la articulación plástica: la rigidez de la estructura es menor que la que tenía en un principio, de manera que disminuye la pendiente de la curva carga-desplazamiento.

62 Esta etapa termina al formarse la segunda articulación plástica, cuando los momentos calculados elásticamente con la suposición de que la estructura tiene una articulación real, superpuestos con los de la primera etapa, hacen que el momento total alcance el valor M_p (o M_{pu} , si la fuerza axial es significativa) en otra sección transversal.

El proceso continúa, considerando que la estructura tiene comportamiento elástico entre la formación de articulaciones plásticas sucesivas y sustituyendo éstas por articulaciones reales, con lo que se va obteniendo una curva formada por una sucesión de segmentos de pendiente cada vez menor, pues cada nueva articulación ocasiona una pérdida adicional de rigidez en la estructura, hasta que se agota su capacidad de carga.

La diferencia entre el análisis de primer orden y el de segundo estriba en la manera en que se efectúan los análisis elásticos.

El análisis elasto-plástico de primer orden se inicia con un análisis elástico también de primer orden, y se obtiene una gráfica carga-desplazamiento recta, con pendiente determinada por la rigidez inicial de la estructura, que termina cuando se forma la primera articulación plástica, en el punto de ordenada P_{p1} (Fig. 9.6). El proceso continúa con un nuevo análisis elástico de primer orden de la estructura deteriorada* por la introducción de una articulación real en la sección plastificada; se obtiene una segunda línea recta, de pendiente menor que la primera, que termina cuando se forma la segunda articulación plástica.

El análisis prosigue de la misma manera, y el resultado final es una línea quebrada, formada por una sucesión de rectas de pendiente decreciente, que en el instante en que la estructura se convierte en un mecanismo se confunde con la línea horizontal correspondiente al análisis rígido-plástico de primer orden.

El análisis elasto-plástico de primer orden no proporciona ninguna carga característica que no haya sido obtenida con alguno de los métodos anteriores, ya que P_{L1} se obtiene por medio de un análisis elástico y P_{p1} es la carga de colapso proporcionada por uno rígido-plástico, ambos de primer orden; sin embargo, la gráfica carga-desplazamiento que se obtiene al aplicarlo es una buena representación del comportamiento real de estructuras en las que las fuerzas normales no son significativas, es decir, las estructuras cuya resistencia se calcula con buena precisión mediante un análisis rígido-plástico de primer orden (Ref. 9.4).

* El concepto de estructura "deteriorada" se debe a Wood (Ref. 9.17).

El análisis elasto-plástico de segundo orden se efectúa de una manera análoga, pero las soluciones de las estructuras auxiliares, con número creciente de articulaciones, se obtienen por medio de repetidos análisis elásticos de segundo orden. La gráfica carga-desplazamiento, que está formada por una sucesión de tramos de curva, se separa de la que representa el comportamiento elástico de segundo orden en el punto de ordenada P_{L2} , correspondiente a la formación de la primera articulación plástica, y se confunde eventualmente con la curva representativa del análisis rígido-plástico de segundo orden.

La ordenada P_{P2} del punto más alto de la curva es una muy buena aproximación de la carga máxima que resiste la estructura, aunque está ligeramente del lado de la inseguridad. Ese punto no coincide necesariamente con la formación de la última articulación plástica requerida para que la estructura se convierta en un mecanismo, ya que la pérdida de rigidez ocasionada por la introducción de articulaciones puede hacer que el colapso se presente cuando todavía no se ha formado ningún mecanismo.

El concepto de carga crítica deteriorada (Refs. 9.11 y 9.17) aclara considerablemente el comportamiento de las estructuras elasto-plásticas sometidas a cargas de intensidad creciente (Fig. 9.8). La curva (1), que representa el comportamiento elástico de la estructura, tiende asintóticamente hacia la recta horizontal correspondiente a la carga crítica elástica P_E . (Esto es cierto si se desprecian efectos secundarios, generalmente poco importantes, que hacen que el comportamiento posterior al pandeo quede representado por una curva descendente, en vez de una recta horizontal). Cuando se forma la primera articulación plástica la estructura se deteriora por la introducción de una articulación en una de sus secciones transversales, y puede calcularse una nueva carga crítica *deteriorada*, P_{D1} ; la curva carga-desplazamiento obtenida con un análisis elástico de segundo orden de la estructura deteriorada; (2) (Fig. 9.8), tiende asintóticamente hacia la horizontal trazada por P_{D1} .

El proceso continúa mientras la carga crítica deteriorada es mayor que la que obra sobre la estructura, condición que deja de cumplirse eventualmente; en el caso ilustrado en la Fig. 9.8 esto sucede cuando se forma la tercera articulación plástica, pues la carga crítica deteriorada correspondiente, P_{D3} , es menor que la que resistía la estructura inmediatamente antes de su formación; la curva carga-desplazamiento tiende hacia P_{D3} de arriba hacia abajo, lo que indica una

63

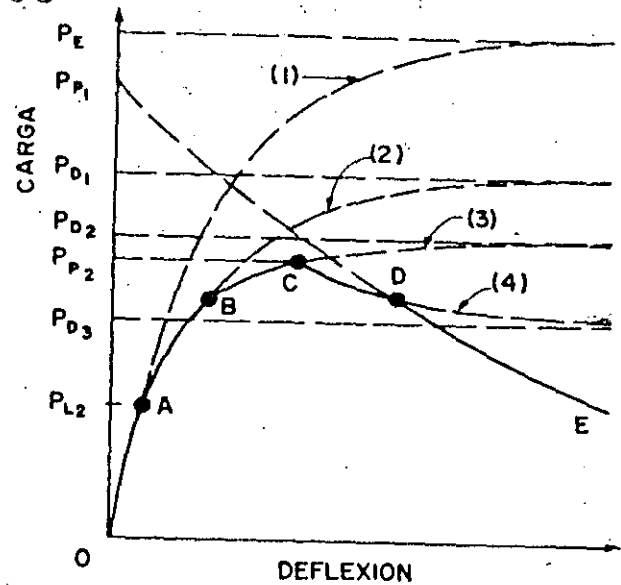


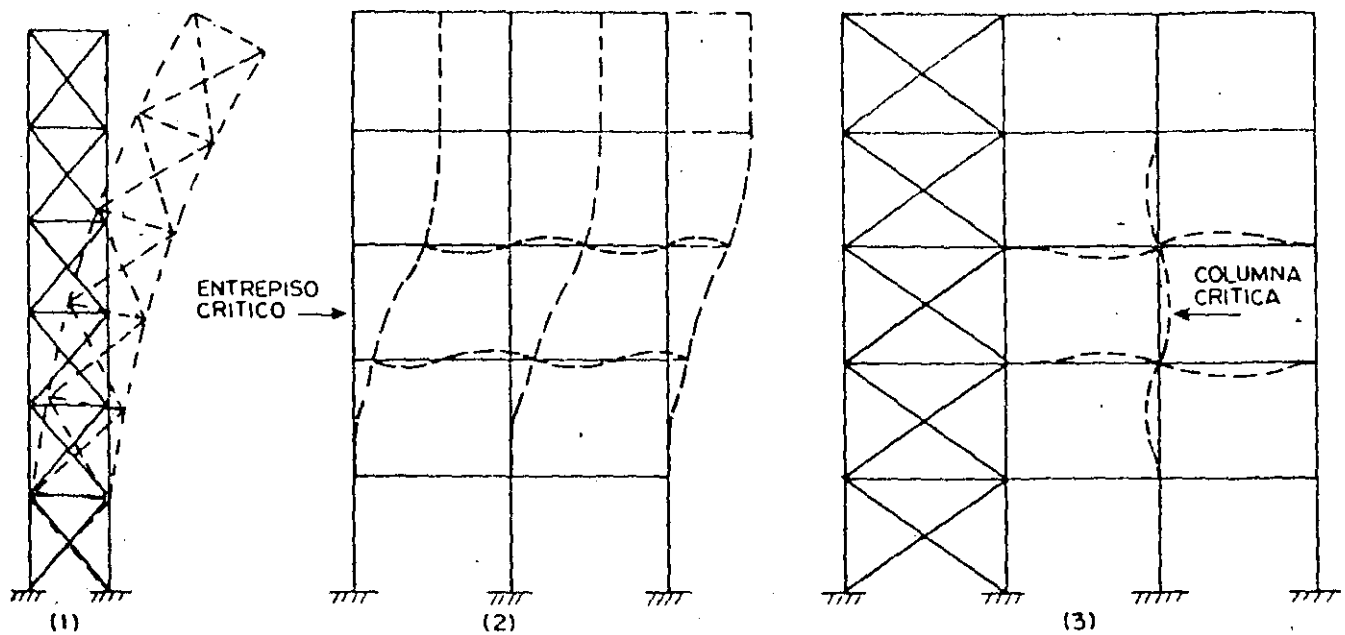
Figura 9.8. Determinación de la curva carga-deflexión utilizando el concepto de carga crítica deteriorada

disminución de resistencia; el punto C representa, por consiguiente, la resistencia máxima.

El punto correspondiente al instante en que la estructura se convierte en un mecanismo (al formarse la cuarta articulación plástica, punto D, en la Fig. 9.8) se encuentra sobre la curva que representa el comportamiento rígido-plástico de segundo orden, la que tiende asintóticamente hacia el eje de las abscisas, que corresponde a la carga crítica deteriorada de una estructura de rigidez nula.

El análisis elasto-plástico de segundo orden proporciona la curva carga-deformación completa, y una muy buena aproximación de la resistencia máxima de la estructura; constituye el método más refinado y completo de los que se usan actualmente. Se incluyen en él, como ya se ha mencionado, los efectos que causan las fuerzas normales en el comportamiento de los elementos estructurales, y las ecuaciones de equilibrio se plantean teniendo en cuenta la configuración deformada.

El análisis puede refinarse aún más, incluyendo efectos producidos por el cambio de longitud de los miembros, deformaciones por cortante, esfuerzos residuales, amplitud de zonas plastificadas, endurecimiento por deformación y descarga elástica de porciones previamente plastificadas, pero todos estos refinamientos deben ser considerados principalmente como herramientas de investigación, y rara vez se incluyen en el análisis y diseño de estructuras reales.



1. PANDEO DE CONJUNTO
2. PANDEO LATERAL DE UN ENTREPISO
3. PANDEO DE UNA COLUMNA AISLADA

Figura 10.17. Posibles formas de pandeo de un marco rígido

críticos uno o más de los tipos de pandeo, por lo que el estudio se limita a los restantes. (No se está considerando en este capítulo la posibilidad de que la resistencia del marco disminuya por inestabilidad local prematura).

La primera forma de pandeo es un fenómeno de inestabilidad ocasionado por el conjunto de deformaciones de todas las barras que componen el marco, vigas, columnas y, cuando lo haya, contraventeo; se presenta tan sólo en marcos sumamente esbeltos, muy altos en comparación con sus dimensiones en planta. Es semejante al pandeo de una columna en voladizo, pero mientras que en las columnas de alma llena puede desprejarse la influencia de los esfuerzos cortantes sobre la carga crítica, sí debe tenerse en cuenta al estudiar los marcos, de manera análoga a como se hace en columnas formadas por dos o más elementos longitudinales ligados entre sí por medio de celosía o placas interrumpidas (Refs. 10.1' y 10.10). Puede presentarse en marcos con o sin contraventeo.

El pandeo del segundo tipo se inicia cuando se agota la resistencia lateral de todas las columnas de un entrepiso, y se caracteriza por un desplazamiento horizontal incontrolable del nivel situado arriba de él con respecto al que está debajo. En general, el contraventeo incrementa de manera importante la resistencia lateral, de manera que suele ser más crítico en marcos no contraventeados, pero puede presentarse también en entrepisos provistos de contraventeo.

Por último, es posible que una o varias columnas que tengan sus extremos fijos, o casi fijos, linealmente, se pandeen individualmente antes de que falle el

marco en conjunto, o alguno de sus entrepisos; este fenómeno se inicia cuando los desplazamientos horizontales de los pisos no son todavía significativos, y suele ser crítico en marcos contraventeados. Sin embargo, puede presentarse en marcos no contraventeados si alguna de sus columnas falla antes que el entrepiso del que forma parte o el marco completo, lo que sucede si el resto de la estructura tiene resistencia suficiente para posponer estas dos formas de pandeo hasta que las cargas alcancen los valores necesarios para el colapso de la columna considerada.

10.5.1 Pandeo de conjunto de marcos rígidos

Se han obtenido soluciones para columnas formadas por dos o más elementos longitudinales ligados entre sí por medio de celosía o placas interrumpidas, sometidas a una fuerza de compresión constante (Refs. 10.1, 10.6, 10.10). Aunque no es éste el caso en marcos de edificios, en los que las cargas crecen desde el nivel superior hacia abajo, las soluciones mencionadas permiten calcular valores conservadores de la carga crítica de pandeo de conjunto. En algunos problemas particulares, entre los que se cuentan los andamios tubulares esbeltos, los resultados deducidos para columnas son aplicables directamente (Ref. 10.10).

El pandeo de conjunto puede ser crítico en casos extremos de andamios tubulares muy esbeltos; no lo es nunca en marcos de edificios.

10.5.2 Pandeo de columnas aisladas

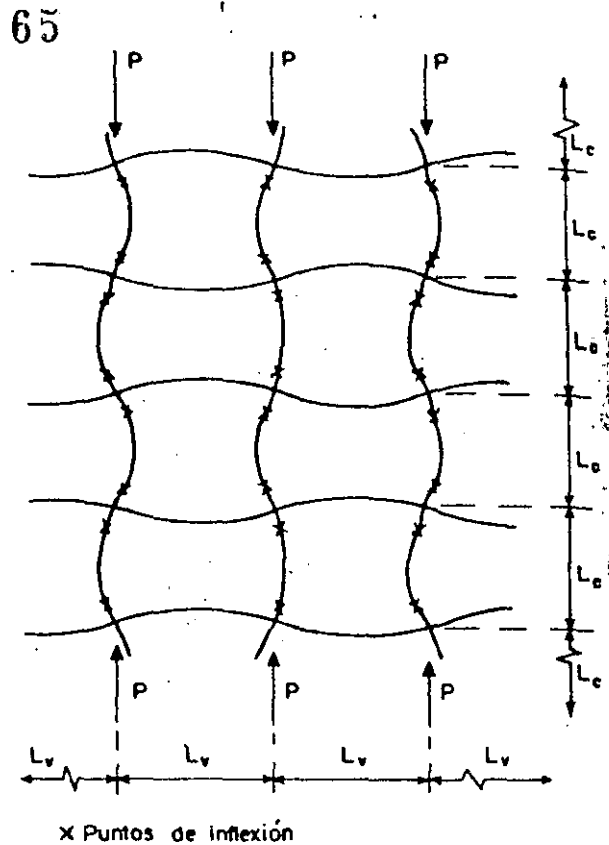
Esta es la única forma posible de pandeo de marcos que estén contraventeados adecuadamente* y no sean demasiado esbeltos.

Para simplificar el problema del cálculo de la carga crítica de marcos geoméricamente regulares y provistos de contraventeo adecuado, en los que pueden despreciarse los pequeños desplazamientos lineales de los nudos, debe conocerse de antemano la configuración que adoptan al pandearse. En la Ref. 10.10 se demuestra que la forma de pandeo de la región central de un marco compuesto por muchos pisos y entrejes, alejada, por consiguiente, de la periferia, en la que las columnas están sometidas a fuerzas P de compresión, constantes en toda la altura, es la indicada en la Fig. 10.18.

Método del CRC ("Column Research Council") (Ref. 10.12).

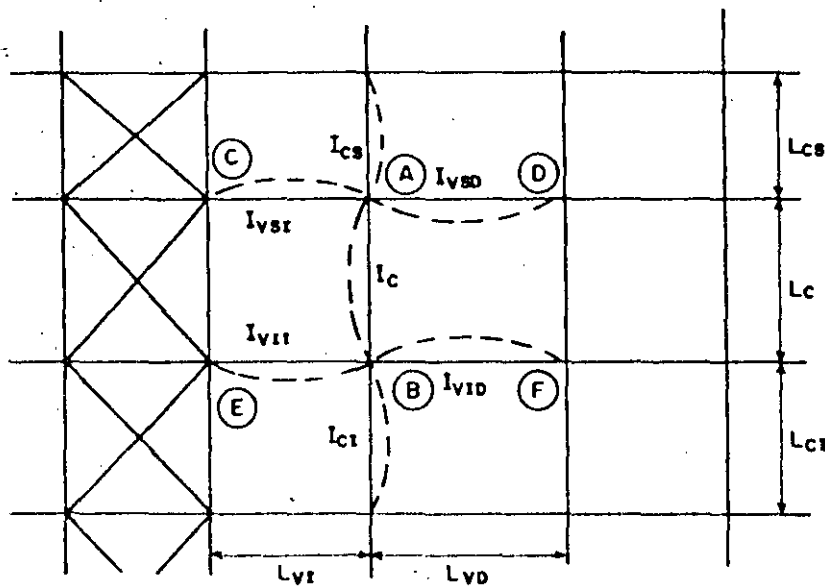
En las condiciones anteriores, la carga crítica de cada columna se determina utilizando un subconjunto compuesto por ella y por las dos vigas que conectan en cada uno de sus extremos (Fig. 10.19), y haciendo las suposiciones siguientes (Refs. 10.11 y 10.12):

a) Todas las columnas de la estructura alcanzan sus cargas críticas simultáneamente, de manera que



x Puntos de inflexión

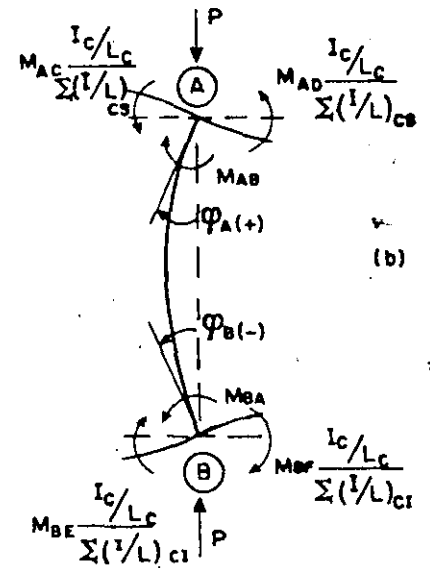
Figura 10.18. Forma de pandeo de un marco contraventeado



$$-\varphi_C = +\varphi_A = -\varphi_D;$$

$$\varphi_E = -\varphi_B = \varphi_F$$

(a)



(b)

Figura 10.19. Hipótesis para determinar la carga crítica de una columna de un marco contraventeado

* Se considera que un marco está contraventeado adecuadamente cuando posee elementos (muros de rigidez o contraventeos propiamente dichos) de rigidez suficiente para mantener los desplazamientos lineales de los pisos con valores pequeños, que no modifiquen sustancialmente el comportamiento del marco.

de manera que pueda considerarse igual al que tendría si sus nudos estuviesen fijos linealmente; en edificios formados por varios marcos no es necesario que todos posean contraventeo, ya que los que no lo tienen se apoyan en los contraventeados a través de las losas u otros sistemas rígidos de piso.

ninguna de ellas proporciona restricciones a los giros de los extremos de las restantes.

b) Las rotaciones en los extremos lejanos de las vigas que conectan con una columna cualquiera son iguales en magnitud, y de sentido contrario, a las de los nudos correspondientes a esa columna (Fig. 10.19a).

c) Los momentos restrictivos proporcionados por las vigas se reparten entre las dos columnas que concurren en cada nudo proporcionalmente a sus rigideces I/L . Así, el momento total M_{AC} que aparece en el extremo A de la viga superior izquierda, que restringe el giro del nudo A , se supone descompuesto en dos partes, cada una de las cuales contribuye a restringir las rotaciones de una de las dos columnas que llegan al nudo; procediendo análogamente con las vigas restantes, la columna AB queda en las condiciones indicadas en la Fig. 10.19b, en la que se han dibujado tan sólo las partes de los momentos en las vigas que le corresponden. En esa figura $\Sigma(I/L)_{cs}$ y $\Sigma(I/L)_{ct}$ representan, respectivamente, las sumas de los cocientes I/L de las dos columnas que llegan a cada uno de los nudos A y B .

Admitidas estas hipótesis se puede aplicar el método de las rigideces para calcular la carga crítica de la columna AB , que se ha representado en la Fig. 10.20 descompuesta en los dos estados 1 y 2 correspondientes a rotaciones unitarias en cada uno de sus extremos; la superposición de los dos estados reproduce la columna real.

Las ecuaciones de equilibrio de momentos en los dos nudos son:

$$\begin{aligned}
 & -m_{AC} \frac{I_c/L_c}{\Sigma(I/L)_{cs}} \varphi_A - m_{AD} \frac{I_c/L_c}{\Sigma(I/L)_{cs}} \varphi_A - \\
 & \quad - m_{AB} \varphi_A + m'_{AB} \varphi_B = 0 \\
 & -m_{BA} \varphi_A + m_{BE} \frac{I_c/L_c}{\Sigma(I/L)_{ct}} \varphi_B + m_{BF} \frac{I_c/L_c}{\Sigma(I/L)_{ct}} \varphi_B + \\
 & \quad + m'_{BA} \varphi_B = 0
 \end{aligned}$$

A los momentos correspondientes al estado 2 se les ha cambiado el signo porque en la Fig. 10.20 se ha indicado un giro positivo en B , y por las condiciones del problema se sabe que es negativo.

$$\left| \begin{array}{cc}
 -\frac{I_c/L_c}{\Sigma(I/L)_{cs}} \left(\frac{2EI_{vst}}{L_{vt}} + \frac{2EI_{vsd}}{L_{vd}} \right) - S \frac{EI_c}{L_c} & SC \frac{EI_c}{L_c} \\
 -SC \frac{EI_c}{L_c} & S \frac{EI_c}{L_c} + \frac{I_c/L_c}{\Sigma(I/L)_{ct}} \left(\frac{2EI_{vst}}{L_{vt}} + \frac{2EI_{vsd}}{L_{vd}} \right)
 \end{array} \right| = 0,$$

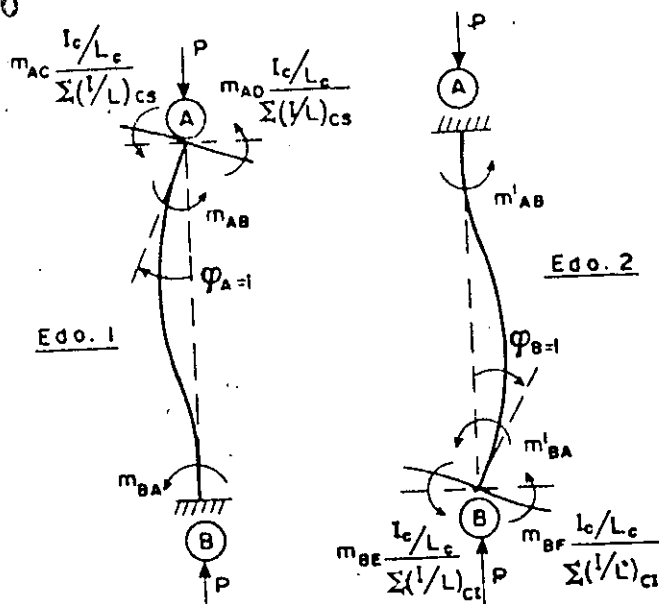


Figura 10.20. Estudio de la columna AB aislada del resto de la estructura

Sustituyendo los momentos por las rigideces de las barras, lo que es correcto puesto que corresponden a giros unitarios, y ordenando adecuadamente sus términos, las ecuaciones de equilibrio toman la forma

$$\begin{aligned}
 & -\frac{I_c/L_c}{\Sigma(I/L)_{cs}} \left(\frac{2EI_{vst}}{L_{vt}} + \frac{2EI_{vsd}}{L_{vd}} \right) \varphi_A - \\
 & \quad - SC \frac{EI_c}{L_c} \varphi_A + SC \frac{EI_c}{L_c} \varphi_B = 0 \\
 & -SC \frac{EI_c}{L_c} \varphi_A + S \frac{EI_c}{L_c} \varphi_B + \\
 & \quad + \frac{I_c/L_c}{\Sigma(I/L)_{ct}} \left(\frac{2EI_{vst}}{L_{vt}} + \frac{2EI_{vsd}}{L_{vd}} \right) \varphi_B = 0
 \end{aligned}$$

Ecuaciones 10.16

Las rigideces de las vigas son del tipo $2EI/L$, ya que se ha supuesto que sus extremos giran ángulos iguales y de sentidos contrarios, y las de la columna se toman de la Fig. 10.3, caso a .

La condición de estabilidad se obtiene igualando a cero el determinante de los coeficientes de las incógnitas en las ecuaciones 10.16, φ_A y φ_B :

$$\left| \begin{array}{cc}
 -\frac{I_c/L_c}{\Sigma(I/L)_{cs}} \left(\frac{2EI_{vst}}{L_{vt}} + \frac{2EI_{vsd}}{L_{vd}} \right) - S \frac{EI_c}{L_c} & SC \frac{EI_c}{L_c} \\
 -SC \frac{EI_c}{L_c} & S \frac{EI_c}{L_c} + \frac{I_c/L_c}{\Sigma(I/L)_{ct}} \left(\frac{2EI_{vst}}{L_{vt}} + \frac{2EI_{vsd}}{L_{vd}} \right)
 \end{array} \right| = 0,$$

Dividiendo todos los términos entre EI_c/L_c y reacomodándolos puede escribirse:

$$\begin{vmatrix} -S - \frac{2}{\frac{\sum (I/L)_{cs}}{\frac{I_{vSI}}{L_{vt}} + \frac{I_{vSD}}{L_{vd}}}} & SC \\ SC & S + \frac{2}{\frac{\sum (I/L)_{ct}}{\frac{I_{vSI}}{L_{vt}} + \frac{I_{vSD}}{L_{vd}}}} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} -\left(S + \frac{2}{G_s}\right) & SC \\ -SC & S + \frac{2}{G_t} \end{vmatrix} = 0 \quad (10.17)$$

Desarrollando el determinante se obtiene la ecuación característica:

$$S^2 (C^2 - 1) - 2S \left(\frac{1}{G_t} + \frac{1}{G_s} \right) - \frac{1}{G_t G_s} = 0 \quad (10.18)$$

En ella,

$$G_s = \frac{\sum (I/L)_{cs}}{\frac{I_{vSI}}{L_{vt}} + \frac{I_{vSD}}{L_{vd}}} = \frac{\sum (I/L)_{cs}}{\sum (I/L)_{rs}}$$

$$G_t = \frac{\sum (I/L)_{ct}}{\frac{I_{vSI}}{L_{vt}} + \frac{I_{vSD}}{L_{vd}}} = \frac{\sum (I/L)_{ct}}{\sum (I/L)_{rt}}$$

G_s representa el cociente de la suma de las rigideces I/L de todas las columnas que concurren en el extremo superior de la pieza en estudio (o sea ella misma y la del nivel inmediato superior) dividida entre la suma de las rigideces I/L de todas las trabes que llegan a ese extremo, y G_t tiene igual significado, referido al extremo inferior.

Con la ecuación 10.18 se obtienen la carga crítica y la longitud efectiva de una columna cualquiera de un marco rígido en el que las suposiciones hechas para deducirla sean razonablemente correctas.

Las condiciones extremas son:

a) $G_s = G_t = \infty$ (vigas de rigidez infinitamente pequeña, comparada con la de las columnas).

La ecuación 10.18 se reduce a $S^2 (C^2 - 1) = 0$, y en las tablas del Apéndice C se ve que esta condición se satisface cuando $C = 1$, $S = 2.467$, lo que corresponde a $\rho = P_{cr}/P_k = 1.0$, o sea $P_{cr} = P_k = \pi^2 EI/L^2$; la columna se comporta como si estuviese articulada en ambos extremos.

b) $G_s = G_t = 0$ (vigas de rigidez infinitamente grande).

Llevando estos valores a la ecuación 10.18 se obtiene $S^2 (C^2 - 1) = \infty$, condición que se cumple cuando $\rho = 4.0$, o sea para $P_{cr} = 4 \pi^2 EI/L^2$; la columna está empotrada en sus dos extremos.

Considérese ahora un caso intermedio cualquiera en el que los factores G valen, por ejemplo, $G_s = 0.25$, $G_t = 0.50$; la ecuación 10.18 se convierte en

$$S^2 (C^2 - 1) - 12S - 32 = 0$$

que puede resolverse por tanteos suponiendo valores de ρ , buscando en las tablas los coeficientes S y C correspondientes, y repitiendo el proceso el número de veces que sea necesario hasta lograr que se satisfaga la igualdad. Siguiendo ese camino, en este caso particular se obtiene $\rho = P_{cr}/P_k = 2.4$, y $K = \sqrt{P_k/P_{cr}} = \sqrt{1/\rho} \doteq 0.65$.

En la Ref. 10.12 se presenta un nomograma, reproducido en la Fig. 10.21a, que resuelve la ecuación 10.18 y proporciona directamente el factor de longitud efectiva K , en función de G_s y G_t .

En la Fig. 10.21 se incluye también un segundo nomograma deducido para columnas cuyos extremos pueden desplazarse linealmente, que se estudia más adelante (ver 10.5.3).

Los parámetros G de los nomogramas son

$$G = \frac{\sum (I/L)_c}{\sum (I/L)_r}$$

Los índices A y B corresponden a cada uno de los extremos del tramo de columna que se esté considerando.

$\sum (I/L)_c$ representa la suma de los cocientes I/L de todas las columnas que concurren en el extremo en el que se calcula G (la columna en estudio y la que está inmediatamente arriba o abajo de ella) y $\sum (I/L)_r$ la de las vigas que llegan al nudo y se encuentran en el plano en el que se estudia el pandeo; los momentos de inercia corresponden a ejes normales a ese plano. Para que se tengan en cuenta en la determinación de G , tanto vigas como columnas deben estar unidas rigidamente con el nudo, pues si están conectadas con él mediante una articulación no contribuyen en nada a la resistencia.

A extremos de columnas articulados (en la cimentación, por ejemplo) les corresponde un valor de G infinito en teoría, pero en diseños prácticos puede tomarse $G = 10$, a menos que el apoyo esté realmente diseñado como una articulación sin fricción; análogamente, aunque G es nulo en teoría cuando el extremo de la columna está empotrado, conviene suponerlo igual a 1.0 en columnas ligadas rigidamente a zapatas diseñadas para resistir momentos.

Cuando se conocen las condiciones de apoyo de alguna de las vigas en el extremo opuesto al nudo en

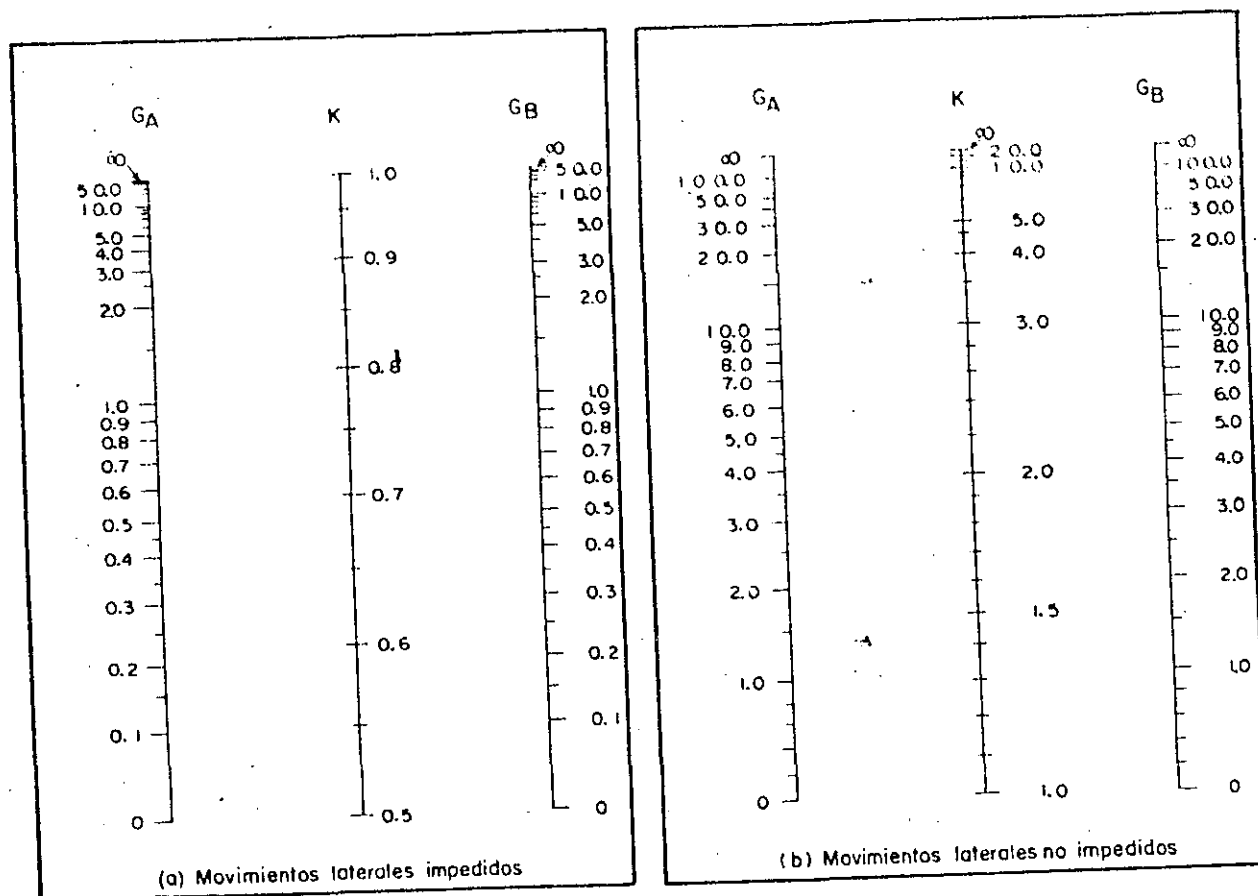


Figura 10.21. Factores K de longitud efectiva

estudio se mejoran los resultados multiplicando su rigidez I/L por 1.5 si el extremo está articulado y por 2.4 si está fijo angularmente, cuando no hay desplazamientos lineales de los nudos, y por 0.5 si está articulado y los nudos sí pueden desplazarse.

La intersección de la escala central del nomograma y una línea recta trazada entre G_A y G_B proporciona el coeficiente K buscado. (Por ejemplo, en una columna que forma parte de un marco en el que están impedidos los desplazamientos laterales y en la que $G_A = 10.0$ y $G_B = 1.0$, K es igual a 0.86).

Método de la Ref. 10.10

Empleando hipótesis simplificativas semejantes a las que llevan a la obtención del nomograma de la Fig. 10.21a, y suponiendo que los momentos de inercia de columnas y vigas son constantes e iguales entre sí en toda la estructura, en la Ref. 10.10 se obtienen las expresiones siguientes para el cálculo de las cargas críticas:

Columnas alejadas de la periferia de la estructura:

$$\frac{\tan \mu}{\mu} + \frac{L_v}{L_c} = 0 \quad (10.19)$$

Columnas de borde:

$$\frac{\tan \mu}{\mu} + \frac{2L_v}{L_c} = 0 \quad (10.20)$$

En ambos casos,

$$P_{cr} = 4 \mu^2 \frac{EI}{L_c^2} \quad (10.21)$$

L_v y L_c son la separación entre columnas y la altura de los entrepisos, ambas consideradas constantes (Fig. 10.18), I es el momento de inercia de vigas y columnas, también constante en todo el marco, y μ es igual a $(L_c/2) \sqrt{P/EI}$, donde P es la carga aplicada en cada una de las columnas.

Calculado el segundo término del primer miembro de la ecuación 10.19 ó 10.20, que depende exclusivamente de las características geométricas del marco, se determina $\tan \mu/\mu$ y utilizando la curva de la Fig. 10.22 se obtiene μ^2 , que introducida en la ecuación 10.21 proporciona la carga crítica.

Como la carga crítica y la longitud efectiva están relacionadas entre sí, conocida una de ellas puede obtenerse la otra.

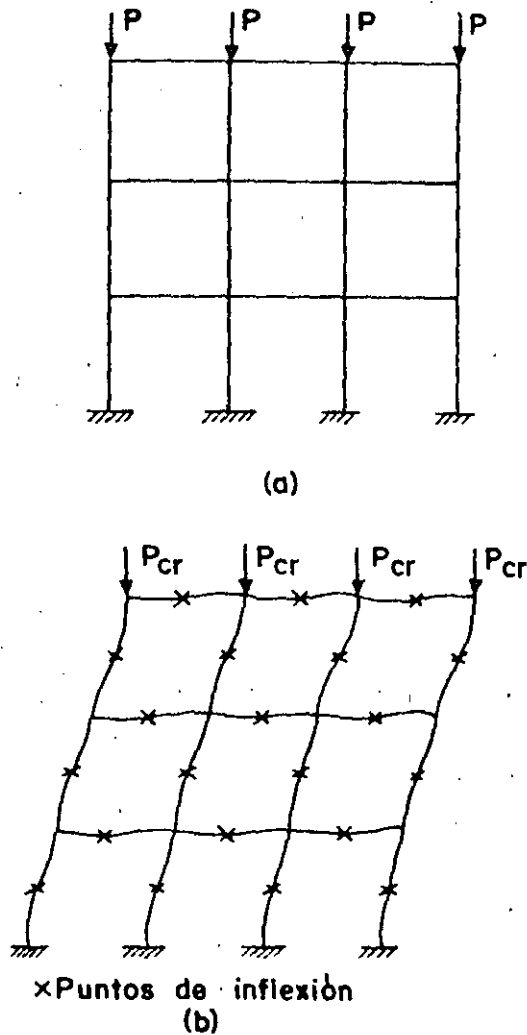


Figura 10.37. Pandeo lateral de los entrepisos de un marco no contraventeado

de la columna, las de los extremos inferiores calculadas trabajando de arriba hacia abajo y las de los superiores haciéndolo de abajo hacia arriba (todas corresponden a un factor de carga $\lambda_c = 68.9$), las rigideces de las vigas y la suma de rigideces en cada uno de los nudos de todas las barras que concurren en él (estas sumas, que representan las rigideces totales de los nudos, deben anularse simultáneamente cuando obran sobre la columna continua las cargas críticas; los valores obtenidos en el ejemplo están suficientemente cerca de cero); se muestran también las cargas que hay en cada uno de los tramos de la columna en el instante en que se inicia el pandeo, obtenidas multiplicando las de trabajo por $\lambda_c = 68.9$, y los factores de longitud efectiva.

10.5.3 Pandeo lateral de un entrepiso

Considérese un marco en el que todos los claros y las alturas de entrepiso son iguales entre sí, y supóngase

que todas las columnas y traveses tienen la misma sección transversal; en el extremo superior de cada columna se aplica una fuerza P , de intensidad creciente (Fig. 10.37a).

En las primeras etapas del proceso de carga el marco no se deforma, pero empieza a desplazarse lateralmente tan pronto como las fuerzas P alcanzan su valor crítico (Fig. 10.37b); al hacerlo, aparece un punto de inflexión en la zona central de cada una de las vigas y columnas, de manera que si se colocan articulaciones ficticias en esas secciones transversales no se altera en nada el comportamiento del marco ni su carga crítica. (En estructuras reales, en las que hay cambios de perfil de unos miembros a otros y los claros y alturas de entrepiso no suelen ser iguales, los puntos de inflexión no se forman en general en las secciones centrales de las barras; sin embargo, en marcos regulares no están muy lejos de ellas, exceptuando quizá las columnas del primer y último entrepisos, de manera que al introducir articulaciones ficticias en las secciones centrales se presenta alguno de los dos casos siguientes: si los puntos de inflexión están realmente en esas secciones, las condiciones de la estructura no cambian, y si no lo están, al suponer que hay articulaciones se anulan momentos que son en realidad diferentes de cero, pero seguramente muy pequeños, puesto que las secciones de momento nulo no están lejos de las centrales, lo que lleva a la obtención de cargas críticas ligeramente conservadoras, ya que están basadas en la eliminación de pequeñas restricciones interiores de la estructura real).

Método de la Ref. 10.10

En la Ref. 10.10 se recomienda que para calcular la carga crítica de pandeo lateral de un entrepiso de un andamio no contraventeado se le considere compuesto por un conjunto de subestructuras elementales, cada una formada por un nudo y las barras que llegan a él, de longitud igual a la real y cuyos extremos alejados son los puntos de inflexión.

Las cargas críticas de los cuatro tipos diferentes de subestructuras, que se muestran en la Fig. 10.38, se calculan con la fórmula

$$P_{cr} = \frac{4\mu^2 EI}{L_c^2} \quad (10.28)$$

μ es la raíz de cada una de las tres ecuaciones 10.29, que corresponden a las cuatro subestructuras; una vez calculado μ tan μ con la ecuación adecuada, μ se determina por medio de la curva de la Fig. 10.39.

Las ecuaciones 10.29 y la curva de la Fig. 10.39 se han deducido para el caso, común en andamios tubulares, en que todas las barras, horizontales y vertica-

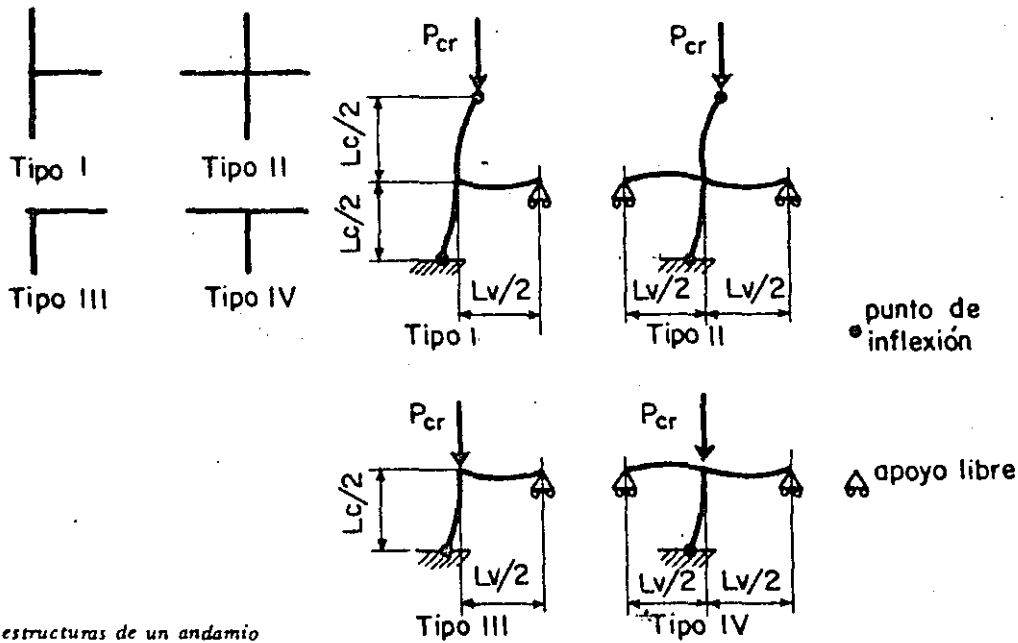


Figura 10.38. Subestructuras de un andamio

les, tienen la misma sección transversal (el producto EI es común a todas ellas).

Ecuaciones 10.29:

Subestructura I.

$$\mu \tan \mu = \frac{3}{2} \frac{L_c}{L_v}$$

Subestructuras II y III. $\mu \tan \mu = 3 \frac{L_c}{L_v}$

Subestructura IV. $\mu \tan \mu = 6 \frac{L_c}{L_v}$

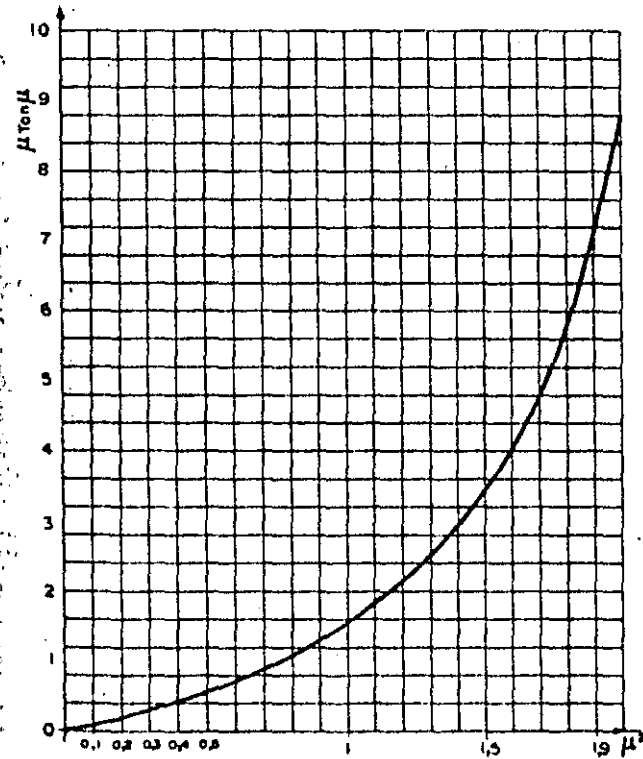


Figura 10.39 Variación de $\mu \tan \mu$ en función de μ^2

La carga crítica menor es la de la subestructura I, y la más elevada la de la IV; las subestructuras II y III tienen cargas críticas iguales, intermedias entre las de I y IV.

Como la inestabilidad lateral de una estructura de un piso en la que hay varias columnas, o de un entrepiso de un marco de varios niveles, es un fenómeno de conjunto que depende de las características de todas las columnas y de las vigas colocadas entre ellas (una columna individual no puede fallar así, pues para que se inicie el pandeo es preciso que se haya agotado la rigidez lateral total del entrepiso y que se desplacen simultáneamente los extremos de todas las columnas), la carga crítica de pandeo se obtiene sumando las calculadas con la ecuación 10.28 para todas las subestructuras del entrepiso.

Ejemplo 10.12

Calcular la carga crítica de pandeo elástico de los entrepisos 0-1 y 2-3 del marco rígido de la figura, utilizando las ecuaciones 10.28 y 10.29. El momento de inercia es constante e igual a 15 cm^4 en todas las barras ($EI = 3059 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$).

Las cargas están aplicadas en los extremos superiores de las columnas.

Entrepiso 2-3. Está compuesto por dos subestructuras del tipo III y tres del tipo IV.

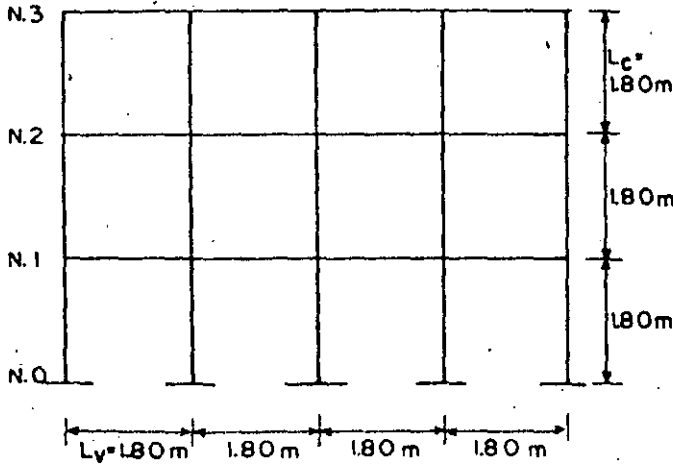


Figura del ejemplo 10.12

Subestructuras tipo III. $\mu \tan \mu = 3I_c/L_r = 3$,
 puesto que $L_c = L_r$.
 De la Fig. 10.39, $\mu^2 = 1.415$
 De la ecuación 10.28, $P_{cr} = 4 \times 1.415 \times 3 \ 059 \times 10^4 / 180^2 = 5 \ 344 \text{ kg}$
 Subestructuras tipo IV. $\mu \tan \mu = 6 L_c/L_r = 6$;
 $\mu^2 = 1.82$, $P_{cr} = 4 \times 1.82 \times 3 \ 059 \times 10^4 / 180^2 = 6 \ 873 \text{ kg}$
 Carga crítica del entrepiso 2-3 = $5 \ 344 \times 2 + 6 \ 873 \times 3 = 31 \ 307 \text{ kg}$.

Entrepiso 1-2. Lo componen dos subestructuras tipo I y tres tipo II.
 Subestructuras tipo I. $\mu \tan \mu = 3/2$, $\mu^2 = 0.975$, $P_{cr} = 3 \ 682 \text{ kg}$.
 Subestructuras tipo II. $P_{cr} = 5 \ 344 \text{ kg}$ (Igual que en las del tipo III del entrepiso superior).
 Carga crítica del entrepiso 1-2 = $3 \ 682 \times 2 + 5 \ 344 \times 3 = 23 \ 396 \text{ kg}$

Este entrepiso se pandea bajo una carga menor que el superior porque está formado por subestructuras menos resistentes.

La carga crítica de pandeo del marco es la que corresponde al entrepiso de menor resistencia, que en este caso es el 1-2. (La carga crítica del entrepiso 0-1 es mayor, a causa de las restricciones impuestas por los empotramientos en las bases de las columnas).

Puede afirmarse que el marco fallaría por pandeo elástico bajo una carga total algo mayor que 23 326 kg, pues el colapso del entrepiso crítico se retrasa por la interacción con los que están encima y debajo de él.

Método del C.R.C. modificado. (Ref. 10.12)

La carga crítica de las columnas de marcos no contraventeados, que dependen exclusivamente de la rigidez proporcionada por sus vigas y columnas, unidas rigidamente entre sí, para impedir la inestabilidad lateral de entrepiso, puede determinarse en forma aproximada siguiendo un camino análogo al utilizado para columnas aisladas de marcos contraventeados,

teniendo en cuenta los desplazamientos horizontales relativos de unos niveles con respecto a otros y cambiando la hipótesis referente a los giros en los extremos de las vigas, que ahora se suponen de la misma magnitud y sentido (Fig. 10.37b y 10.40), mientras se conservan las relativas al pandeo simultáneo de todas las columnas y a la distribución de los momentos restrictivos de las vigas entre las dos columnas que llegan a cada nudo. La solución del problema se obtiene por medio de otro nomograma, semejante al que se utiliza para marcos contraventeados, que aparece también en Fig. 10.21. En este caso K no es nunca menor que 1.0 (sería igual a la unidad si las traveses fuesen infinitamente rígidas, de manera que los extremos de las columnas se desplazasen linealmente sin girar), y crece sin límite cuando las rigideces de las vigas tienden hacia cero.

En el Art. 10.5.2 se vio que al utilizar el nomograma de la Fig. 10.21a para determinar la carga crítica de columnas de marcos contraventeados se obtienen resultados que son en general conservadores, a causa principalmente de que las columnas más resistentes retrasan el pandeo de las más débiles, y esta interacción no se tiene en cuenta en su obtención. Al aplicar el segundo nomograma (Fig. 10.21b) a columnas de marcos sin contraventeo se presenta el mismo problema, considerablemente agravado porque el comportamiento de conjunto tiene mucha más influencia en el pandeo lateral de entrepisos que en el de columnas continuas de marcos contraventeados, lo que hace que al aplicarlo a cada columna por separado se obtengan resultados que están excesivamente del lado de la seguridad, y que en algunos casos llegan a ser absurdos.

Si se utiliza el nomograma de la Fig. 10.21b para determinar las longitudes efectivas y las cargas críticas de las columnas de un marco como el de la Fig. 10.23, pero sin contraventeo, se llega al resultado falso de que las del segundo nivel no tienen capacidad para resistir ninguna fuerza axial, pues se comportan como piezas articuladas en ambos extremos y con desplazamientos laterales libres (Fig. 10.41).

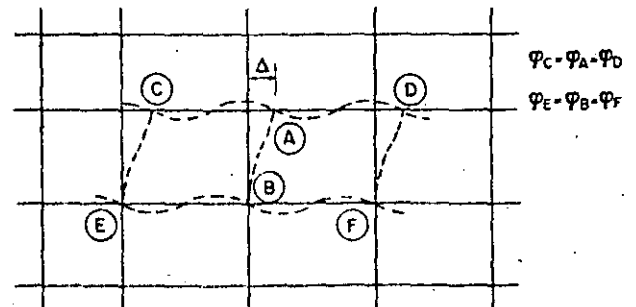


Figura 10.40. Hipótesis para determinar la carga crítica de una columna de un marco no contraventado

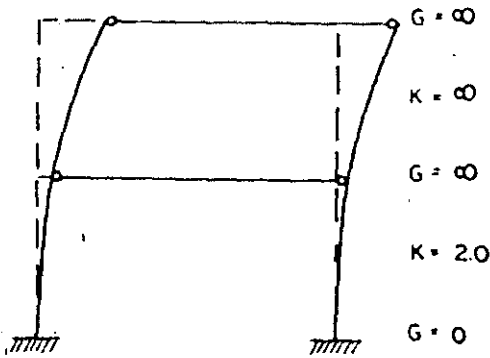


Figura 10.41. Marco no contraventado, con vigas articuladas a las columnas

Un caso extremo se ilustra al aplicar el nomograma a la columna AB del entrepiso de la Fig. 10.42a, que está compuesto por varias columnas conectadas rígidamente a las vigas y una, la AB , ligada a ellas por medio de articulaciones.

G es igual a ∞ en los dos extremos de la columna puesto que las vigas no restringen sus giros, lo que equivale a tener $\Sigma (I/L)_v = 0$ en ambos, y el nomograma proporciona $K = \infty$ de manera que de acuerdo con él la resistencia de la columna es nula. Este resultado sería correcto si estuviese aislada (Fig. 10.42b) pues en esas condiciones se encontraría en equilibrio inestable para cualquier fuerza axial P , ya que un desplazamiento Δ infinitamente pequeño ocasionaría un momento $P\Delta$ en su extremo inferior que no puede ser equilibrado y, por consiguiente, la ruptura del equilibrio.

La situación real es otra, sin embargo. Las demás columnas del entrepiso, ligadas rígidamente con las vigas y con los tramos de columna situados arriba y abajo de ellas, sí tienen rigidez lateral (Fig. 10.42c) y restringen los desplazamientos lineales de AB , colocándola en la situación mostrada esquemáticamente en la Fig. 10.42d: el resorte, que representa la influencia de las otras columnas, proporciona una fuerza horizontal capaz de contrarrestar el momento $P\Delta$, y el equilibrio es estable mientras el momento Hh se conserva igual a $P\Delta$.

El comportamiento de AB no es, por consiguiente, el que indica la aplicación directa del nomograma, de acuerdo con el cual su resistencia es nula; en realidad, las columnas restantes proporcionan estabilidad lateral hasta que todo el entrepiso falla en conjunto o hasta que AB alcanza su carga crítica de Euler, correspondiente a un factor K unitario.

Como la falla por inestabilidad lateral de una estructura de un piso o de un entrepiso de un marco de varios niveles es un fenómeno de conjunto, la aplicación directa del nomograma lleva a resultados erróneos excepto en los casos, poco comunes, en que todas las columnas se pandean al mismo tiempo bajo las cargas individuales que les corresponden, de manera que cada una de ellas es incapaz de proporcionar apoyo lateral a las otras, pues necesita su resistencia íntegra para soportar su propia carga. (En marcos de varios pisos los nomogramas llevan a resultados conservadores aún en este caso, a menos que también los tramos de columnas situados arriba y abajo del entrepiso considerado se pandean al mismo tiempo que él,

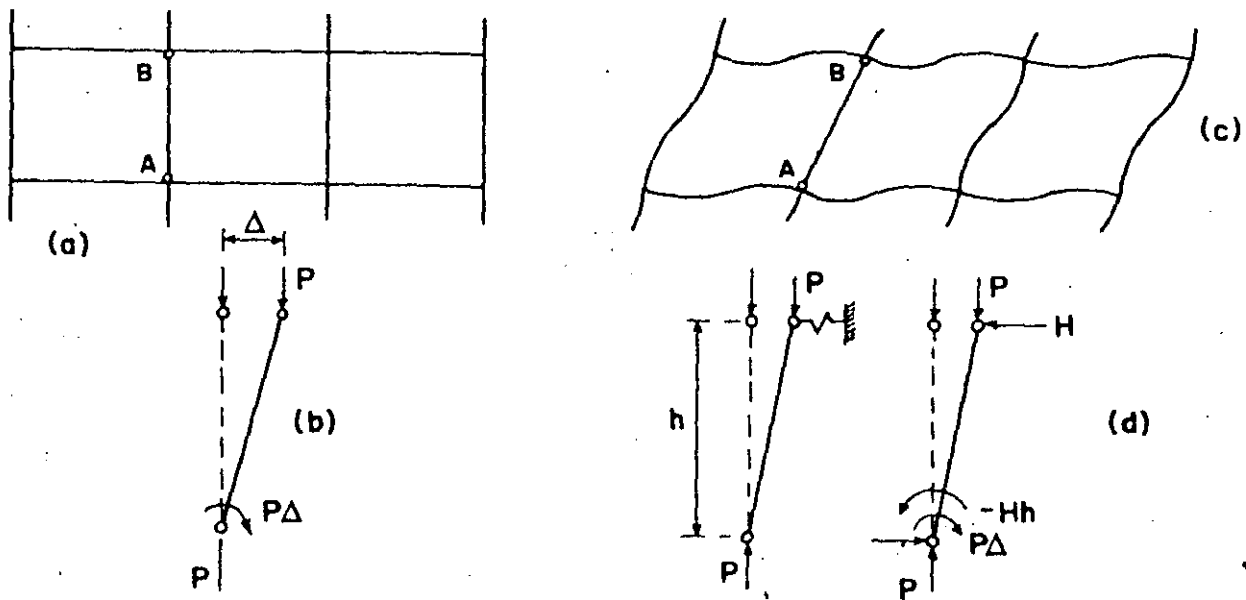


Figura 10.42. Comportamiento de una columna biarticulada que forma parte de un entrepiso rígido

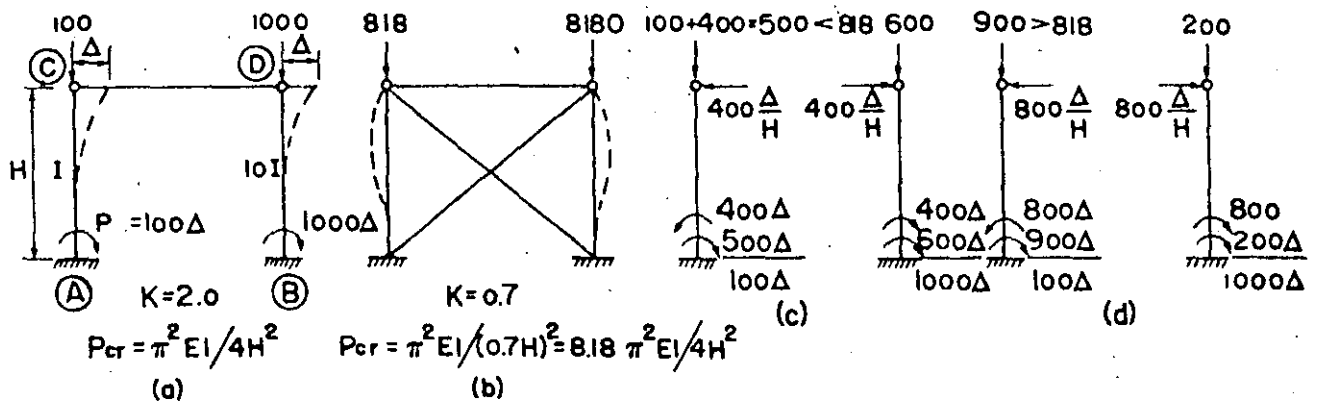


Figura 10.43. Descripción cuantitativa del pandeo de conjunto de un marco

pero este factor tiene, en general, menos importancia que la interacción de las columnas del entrepiso).

En la Fig. 10.43 se describe cuantitativamente el pandeo de un marco (Ref. 10.15).

En (a) el marco no está contraventeado y los tamaños de sus columnas se han escogido para que las dos fallen simultáneamente bajo las cargas mostradas, que son las críticas de las columnas aisladas; la longitud efectiva de cada una de ellas es $2H$. La carga máxima que resiste el marco, es decir, su carga crítica, es 100 , y al pandearse aparecen momentos $P\Delta$ en las bases de las columnas que suman 100Δ , 100Δ en A y el resto en B .

Si el marco se contraventea (Fig. 10.43b) el factor de longitud efectiva de las columnas se reduce a 0.7 y su resistencia aumenta 8.18 veces; las cargas críticas se muestran en la figura.

En (c) se vuelve a considerar el marco sin contraventeo, con la misma carga total que en (a), distribuida de otra manera. La fuerza aplicada en la columna de la izquierda es cinco veces mayor que la crítica pero, en cambio, en la de la derecha hay una carga menor que la de pandeo; por consiguiente, tiene un exceso de resistencia y puede proporcionar soporte lateral a AC , que ya no actúa como si estuviese libre en su extremo superior, y su capacidad de carga aumenta.

La fuerza vertical ocasiona en A un momento de 500Δ y el correspondiente a la falla (Fig. 10.43a) es 100Δ ; sin embargo, AC no se pandea hasta que la carga vale 500 si BD tiene rigidez suficiente para proporcionar en su extremo superior una fuerza horizontal restrictiva de magnitud $400\Delta/H$, que reduce el momento en A al correspondiente al pandeo de la columna aislada. A su vez, sobre la columna de la derecha actúa, además de la carga vertical de 600 , una fuerza horizontal que proviene de AC , igual y de sentido contrario, y el momento en la base sube a 1000Δ , de manera que se encuentra también en el estado correspondiente a la iniciación del pandeo.

Comparando la Fig. 10.43c con la 10.43a se ve que la carga crítica del marco es la misma en los dos casos, aunque las fuerzas están distribuidas de maneras diferentes, debido a que la columna de la derecha, que recibe una carga menor que la máxima que puede resistir por sí sola, proporciona a la de la izquierda el soporte lateral necesario para que su capacidad aumente, por arriba de su carga crítica individual, hasta resistir la que actúa sobre ella.

En las condiciones mostradas en la Fig. 10.43d la columna de la derecha vuelve a proporcionar a la de la izquierda la restricción lateral necesaria para que trabaje como si estuviese fija linealmente en su extremo superior; sin embargo, aunque la carga total en el marco sigue siendo la misma que en los casos anteriores, esta condición no es posible pues AC falla por pandeo individual, como columna contraventeada, bajo una fuerza menor que la que está aplicada sobre ella. (Estudiando las Figs. 10.43c y d se llega a la conclusión de que la resistencia al cortante de una columna con carga menor que la crítica puede sustituirse por una fuerza normal de igual intensidad, con lo que se obtienen resultados ligeramente conservadores, como se demuestra en la Ref. 10.15).

Generalizando los resultados obtenidos para el marco sencillo de la Fig. 10.43 puede afirmarse que la carga vertical total que produce el pandeo lateral de un marco de un nivel, o de un entrepiso de uno de varios niveles, puede distribuirse entre todas las columnas que lo componen de una manera cualquiera y que el pandeo lateral no se presenta hasta que la carga total en el piso iguala la suma de las capacidades de carga que tienen las columnas individuales en el marco no contraventeado, con una sola limitación: la fuerza máxima que puede soportar una columna individual es su carga crítica en el marco supuesto contraventeado.

En la Ref. 10.16 se demuestra que este concepto tiene validez general en marcos de un piso con muy diferentes condiciones de apoyo y carga.

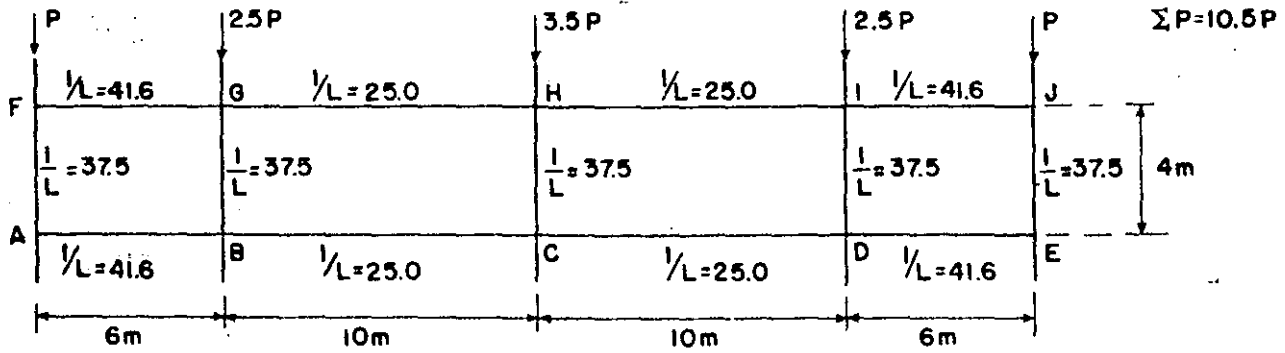


Figura 10.44. Características del entrepiso no contraventado del ejemplo 10.13

Ejemplo 10.13

Calcular la carga crítica del entrepiso no contraventado de la Fig. 10.44 considerando exclusivamente el comportamiento en su plano (se supone que el pandeo fuera de él está impedido). Todas las columnas tienen un momento de inercia $I_c = 15000 \text{ cm}^4$, incluyendo las que están arriba y abajo del entrepiso, y todas las vigas $I_r = 25000 \text{ cm}^4$. El marco tiene un comportamiento elástico ilimitado.

Solución A: Empleando directamente el nomograma de la Fig. 10.21b.

Columnas AF y EJ.

$$G_s = G_i = 37.5 \times 2/41.6 = 1.8, \quad K = 1.54.$$

$$P_{cr} = \pi^2 EI / (KI)^2 = 794 \text{ ton} = P$$

Columnas BG y DI.

$$G_s = G_i = 37.5 \times 2 / (41.6 + 25.0) = 1.13,$$

$$K = 1.4, \quad P_{cr} = 960 \text{ ton} = 2.5 P, \quad P = 384 \text{ ton}$$

Columna CH.

$$G_s = G_i = 37.5 \times 2/25.0 \times 2 = 1.5, \quad K = 1.47.$$

$$P_{cr} = 870 \text{ ton} = 3.5 P, \quad P = 248.5 \text{ ton}$$

La columna que falla primero es la central, CH, cuando P vale 248.5 ton; la carga total que puede soportar el entrepiso, es decir, su carga crítica, es por consiguiente $10.5 \times 248.5 = 2610 \text{ ton}$. En ese momento $P_{AF} = P_{EJ} = 248.5 \text{ ton} < 794$, $P_{BG} = P_{DI} = 621 \text{ ton} < 960$ y $P_{CH} = 870 \text{ ton} = (P_{CH})_{cr}$; sólo falla CH y las otras columnas, sobre todo las extremas, tienen una importante resistencia adicional.

Solución B: Teniendo en cuenta el trabajo de conjunto del entrepiso.

La carga crítica del entrepiso es $794 \times 2 + 960 \times 2 + 870 = 4378 \text{ ton}$ a menos que alguna columna, considerada como parte de un marco contraventado, falle antes.

Las cargas en las columnas son:

$$P_{AF} = P_{EJ} = 4378/10.5 = 417 \text{ ton};$$

$$P_{BG} = P_{DI} = 2.5 \times 4378/10.5 = 1042 \text{ ton},$$

$$P_{CH} = 3.5 \times 4378/10.5 = 1460 \text{ ton}$$

Para determinar las cargas críticas de las columnas aisladas sin desplazamientos lineales de los nudos se utilizan los coeficientes G calculados arriba y el nomograma de la Fig. 10.21a.

Columnas AF y EJ.

$$K = 0.84, \quad P_{cr} = 2670 \text{ ton} > 417$$

Columnas BG y DI.

$$K = 0.79, \quad P_{cr} = 3025 \text{ ton} > 1042$$

Columna CH.

$$K = 0.82, \quad P_{cr} = 2800 \text{ ton} > 1460$$

Ninguna columna aislada falla prematuramente luego la carga crítica del entrepiso es de 4378 ton, 1.68 veces mayor que la obtenida en la solución A.

En la Fig 10.45 se muestran las cargas que actúan en el entrepiso al llegar al estado de colapso; para no fallar prematuramente BG y DI necesitan fuerzas horizontales de sustentación de $82\Delta/H$, y CH, $590\Delta/H$ que son proporcionadas por las columnas laterales, cada una de las cuales llega a la falla bajo su carga

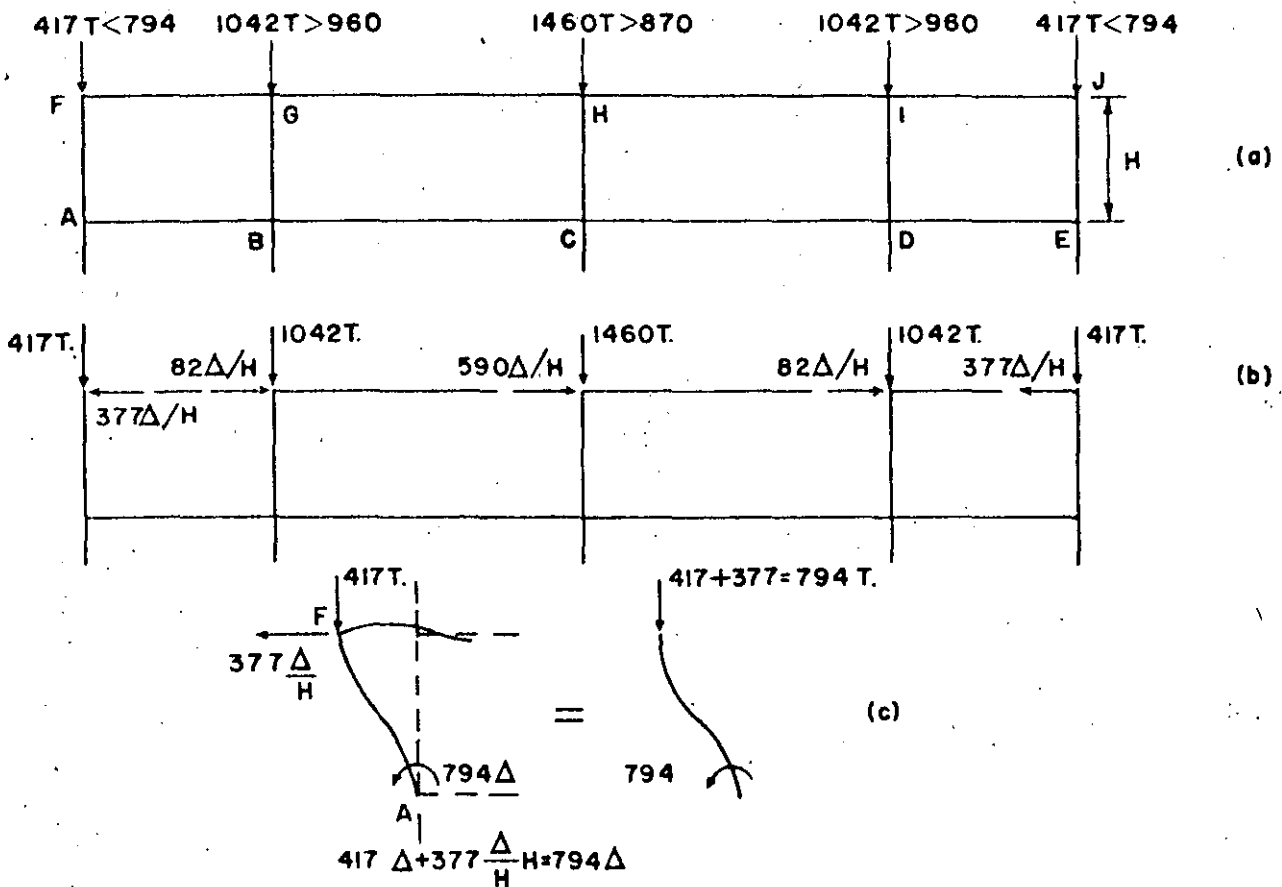


Figura 10.45. Cargas en el entrepiso del ejemplo 10.13 en el instante del colapso

vertical de 417 ton y la mitad de las fuerzas de sustentación, $377\Delta/H$, que equivalen a 794 ton verticales (Fig. 10.45c); ésta es la carga crítica de las columnas laterales en un marco no contraventado.

Ejemplo 10.14

Resolver el ejemplo 10.12, utilizando ahora el nomograma de la Fig. 10.21b.

$$(I/L)_c = (I/L)_r \text{ para todas las traveses y columnas.}$$

Entrepiso 2-3. Hay en él dos columnas extremas y tres intermedias.

Columnas extremas.

$$G_e = \sum (I/L)_c / \sum (I/L)_r = 1.0; \quad G_i = 2.0$$

Del nomograma de la Fig. 10.21b, $K = 1.45$.

$$P_{cr} = \pi^2 EI / (KL_c)^2 = 3.14^2 \times 3059 \times 10^4 / (1.45 \times 180)^2 = 4432 \text{ kg}$$

Columnas intermedias.

$$G_e = 0.5, \quad G_i = 1.0, \quad K = 1.24, \quad P_{cr} = 6060 \text{ kg}$$

Carga crítica del entrepiso 2-3 =

$$= 4432 \times 2 + 6060 \times 3 = 27044 \text{ kg}$$

Entrepiso 1-2.

Columnas extremas.

$$G_e = G_i = 2.0, \quad K = 1.59, \quad P_{cr} = 3686 \text{ kg}$$

Columnas intermedias.

$$G_e = G_i = 1.0, \quad K = 1.32, \quad P_{cr} = 5348 \text{ kg}$$

Carga crítica del entrepiso 1-2 =

$$= 3686 \times 2 + 5348 \times 3 = 23416 \text{ kg}$$

La carga crítica del entrepiso 1-2 es igual a la calculada en el ejemplo 10.12, y la del 2-3 es ligeramente inferior.

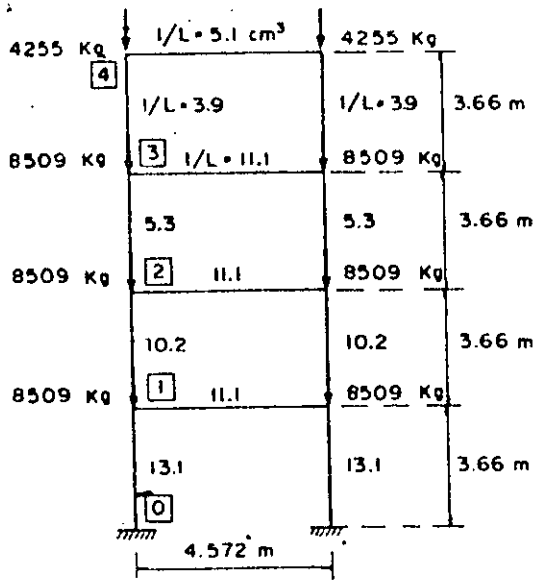


Figura 10.58. Marco del ejemplo 10.20

Tabla 10.5 Resumen de cargas críticas de entrepiso del marco del ejemplo 10.20 (Ton)

Entrepiso	ΣP (cargas de trabajo)	ΣP_e (cargas críticas de Euler)	CARGAS CRÍTICAS DE ENTREPISO			
			Distrib. de rigideces ($\lambda_c = 12.7$)	Aplicación directa del nomograma	Ref. 10.20	Refs. 10.22 y 10.23
3-4	8.5	420.7	107.95 (1.00)	265.0 (2.45)	235.3 (2.18)	305.1 (2.83)
2-3	25.5	571.7	323.85 (1.00)	313.8 (0.97)	340.7 (1.05)	372.4 (1.15)
1-2	42.5	1100.2	539.75 (1.00)	470.0 (0.87)	481.0 (0.89)	494.6 (0.92)
0-1	59.6	1413.0	756.92 (1.00)	849.2 (1.12)	843.8 (1.11)	760.5 (1.005)

Los cuatro métodos proporcionan cargas críticas bastante cercanas entre sí con la única excepción, otra vez, del entrepiso superior. Los resultados que se obtienen al aplicar directamente el nomograma de la Fig. 10.21b son mucho mejores que en el ejemplo 10.19 porque este marco es simétrico en carga y geometría, lo que hace que su comportamiento se acerque al supuesto en la obtención del nomograma.

El método propuesto en la Ref. 10.20 (véase también la Ref. 10.21) lleva a la ecuación 10.36 para el cálculo de la carga crítica elástica de entrepisos que fallan desplazándose lateralmente (no contraventeados):

$$P_{cr} = Rh \tag{10.36}$$

R es la rigidez lateral del entrepiso, definida como el cociente de la fuerza cortante que obra en él dividida entre el desplazamiento lineal relativo de los niveles que lo limitan, y h su altura.

En las Refs. 10.22 y 10.23 se propone un método para el cálculo aproximado de las rigideces de entrepiso de marcos rígidos regulares, basado en la suposición de que al desplazarse la estructura lateralmente aparecen puntos de inflexión en las secciones medias de las columnas, y en la descomposición de cada entrepiso en una serie de subconjuntos compuestos por una columna y una o dos traves, según que sea exterior o interior (Fig. 10.59).

Las rigideces de los subconjuntos se obtienen con las expresiones aproximadas 10.37 a 10.40 (Ref. 10.23),

en las que se tienen en cuenta los efectos ocasionados por la interacción carga vertical-desplazamiento lateral. (Si se desean únicamente resultados de primer orden, P se hace igual a cero en todas las ecuaciones).

Entrepiso superior:

$$r = \frac{12 E (I_c/h)}{h^2 (1 + \psi)} - \frac{P}{h} \tag{10.37}$$

Entrepisos intermedios:

$$r = \frac{12 E (I_c/h)}{h^2 (1 + 2\psi)} - \frac{P}{h} \tag{10.38}^*$$

Entrepiso inferior, columnas empotradas en la base:

$$r = \frac{12 E (I_c/h)}{h^2} \frac{3 + \psi}{3 + 4\psi} - \frac{P}{h} \tag{10.39}$$

Entrepiso inferior, columnas articuladas en la base:

$$r = \frac{12 E (I_c/h)}{h^2 (4 + 3\psi)} - \frac{P}{h} \tag{10.40}$$

*Se obtienen mejores resultados sustituyendo el 2 del denominador del primer término por $U = (P_L + P_u)/P_L$ (Ref. 10.22), donde P_L es la carga en la columna en estudio y P_u la de la que está encima de ella.

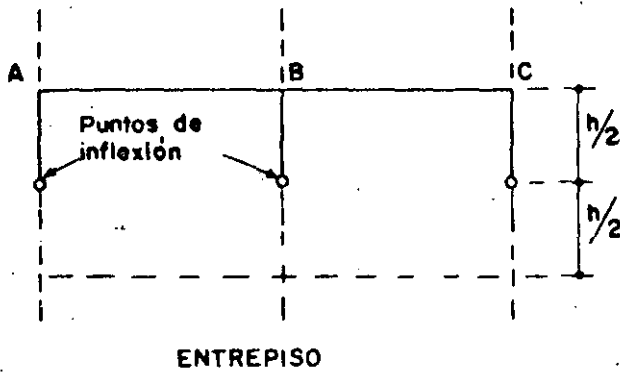
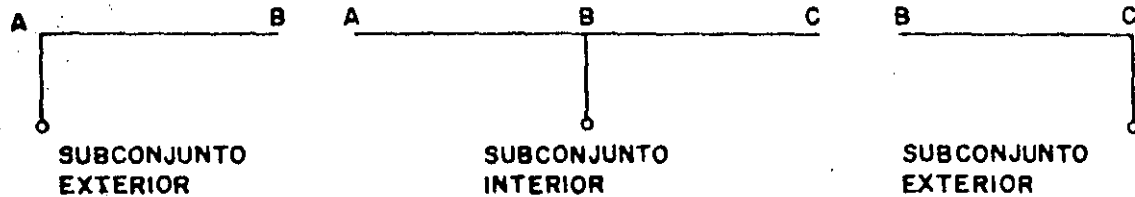


Figura 10.59. Descomposición de un entrepiso en subconjuntos



es la rigidez de un subconjunto, I_c el momento de inercia de la columna, h la altura del entrepiso, y P la fuerza normal en la columna. ψ , que es una medida de la relación entre las rigideces de vigas y columna, está dada por

$$\psi = \frac{I_w/h}{\sum (I_v/I_c)}$$

La rigidez de cada entrepiso se obtiene sumando las de los subconjuntos que lo componen, pero no hace falta calcular por separado la de cada uno de ellos, lo que obligaría a conocer la fuerza P en cada columna, sino puede calcularse directamente la rigidez total, con toda la carga vertical en el entrepiso. Por ejemplo, la rigidez R de un entrepiso intermedio compuesto por m columnas es

$$R = \frac{12 E}{h^2} \sum_1^m \left(\frac{I_w/h}{1 + 2\psi} \right) - \frac{1}{h} \sum_1^m P \quad (10.41)$$

$\sum_1^m P$ es la carga vertical total en el entrepiso.

La carga crítica de un entrepiso es la que anula su rigidez lateral; se obtiene igualando a cero el segundo miembro de una ecuación como la 10.41 y despejando $a \leq P$.

10.6 Pandeo inelástico de marcos rígidos

Los marcos rígidos de edificios reales tienen características geométricas y mecánicas tales que si se les somete a cargas verticales de magnitud creciente, hasta

ocasionar una falla por pandeo, éste se inicia, en la gran mayoría de los casos, después de que los esfuerzos han llegado al límite de fluencia en algunas regiones, principalmente en las columnas, de manera que el material de esas zonas está ya plastificado. Por consiguiente, la carga crítica de pandeo elástico, determinada en las secciones anteriores de este capítulo, no suele proporcionar una buena indicación de su resistencia. Además, se ha demostrado (Refs. 10.24, 10.25) que el pandeo lateral inelástico puede afectar el diseño de estructuras no contraventeadas de pocos pisos, con carga vertical únicamente, y el de los niveles superiores de marcos altos, en los que el diseño queda regido por carga vertical y no por la combinación de ella con fuerzas horizontales, como sucede en los entrepisos medios e inferiores.

Las dos razones anteriores hacen que sea necesario contar con métodos que permitan predecir la carga crítica de pandeo inelástico, de manera que se pueda comprobar si las estructuras tienen un factor de seguridad adecuado contra esa forma de falla. (Lo mismo que el elástico, el pandeo inelástico se presenta tan sólo en marcos simétricos en geometría y carga; si no se cumplen estas condiciones puede haber una falla por inestabilidad, pero sin bifurcación de equilibrio, al disminuir la rigidez del marco mientras progresa el flujo plástico en sus miembros, y alcanzarse eventualmente el límite de estabilidad).

10.7 Pandeo de marcos contraventeados

Exceptuando los marcos muy esbeltos (ver 10.5.1), la única forma posible de pandeo de marcos contraventeados adecuadamente es por falla local de una o más de sus columnas (Fig. 10.17).

Pocos son los estudios que se han efectuado sobre este fenómeno cuando se inicia fuera del intervalo elástico, y la única manera práctica de tratarlo es utilizando el método propuesto en la Ref. 10.15 para extender el uso de los nomogramas de la Fig. 10.21 al intervalo inelástico.

Al desarrollar las ecuaciones que dan origen a los nomogramas se encuentra que la resistencia de una columna al pandeo elástico depende de los cocientes, calculados en sus dos extremos, de la suma de las rigideces I/L de las columnas dividida entre la suma de las rigideces I/L de las trabes que concurren en cada uno de ellos, es decir, de los parámetros $G = \Sigma (I/L)_c / \Sigma (I/L)_r$.

En 4.7 se demuestra que la rigidez de una columna de acero con esfuerzos residuales, en el instante en que se inicia el pandeo inelástico, es EI_e/L (ecuación 4.55), donde I_e es el momento de inercia de la parte de las secciones transversales que se conserva en el intervalo elástico. Puesto que EI_e/L es menor que EI/L , una viga elástica proporciona una restricción mayor en el extremo de una columna parcialmente plástificada que la que proporcionaría si ésta se conservase íntegramente en el intervalo elástico.

Para calcular los factores de longitud efectiva K de columnas parcialmente plástificadas pueden utilizarse los nomogramas de la Fig. 10.21, sustituyendo los factores de restricción G por

$$G_{inelástico} = G_i = \frac{\Sigma (I_e/L)_{col}}{\Sigma (I/L)_r} \quad (10.42)$$

La carga crítica de una columna que se pandea en el intervalo inelástico se calcula con la ecuación 4.55, en la que se ha introducido el factor K_i :

$$(P_{cr})_i = P_i = \frac{\pi^2 EI_e}{(K_i L)^2} = \frac{\pi^2 E}{K_i^2 L} \frac{I_e}{L}$$

$$\therefore \frac{\pi^2 E}{L} = P_i \frac{L}{I_e} K_i^2$$

Por otro lado, la carga crítica elástica de una columna en las mismas condiciones es

$$(P_{cr})_e = P_e = \frac{\pi^2 EI}{(K_e L)^2} = \frac{\pi^2 E}{K_e^2 L} \frac{I}{L}$$

$$\therefore \frac{\pi^2 E}{L} = P_e \frac{L}{I} K_e^2$$

K_e y K_i son los factores de longitud efectiva en los dos intervalos de pandeo.

Igualando los dos valores de $\pi^2 E/L$ se obtiene

$$P_i \frac{L}{I_e} K_i^2 = P_e \frac{L}{I} K_e^2 \therefore \frac{I_e}{L} = \frac{P_i}{P_e} \frac{I}{L} \left(\frac{K_i}{K_e} \right)^2$$

K_i es siempre menor que K_e , de manera que haciendo $(K_i/K_e)^2 = 1$ se sobrestima la rigidez I_e/L de la columna inelástica, lo que lleva a resultados conservadores, pues se obtienen restricciones proporcionadas por las vigas menores que las reales.

Sustituyendo $(I_e/L)_c$ por $(P_i/P_e)_c (I/L)_c$ en la ecuación 10.42 se llega a

$$G_i = \frac{\Sigma \left(\frac{P_i}{P_e} \right)_c \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\Sigma (I/L)_r} \quad (10.43)$$

Con esta expresión se calcula el factor G_i en cada uno de los extremos de las columnas que se pandean en el intervalo inelástico, mientras los esfuerzos en las vigas que producen las restricciones se mantienen debajo del límite de proporcionalidad. (Aunque una viga puede fluir plásticamente antes de que se inicie el pandeo, elástico o inelástico, de la columna, este efecto suele ignorarse en el diseño, debido a que el flujo plástico de las vigas está confinado en general a regiones reducidas, en las que se forman las articulaciones plásticas, mientras que los efectos de inelasticidad afectan a las columnas en toda su longitud; por ejemplo, la rigidez de una columna con relación de esbeltez de 20 es, al iniciarse el pandeo, unas veinte veces menor que la elástica, mientras que si la carga vertical hace que se formen articulaciones plásticas en los extremos de una viga antes de que comience el pandeo, y éste se presenta con desplazamiento lateral, la restricción en un extremo es nula en teoría, pero la otra articulación se descarga elásticamente y la rigidez de la viga se reduce tan sólo a la mitad de la elástica; además, numerosos ensayos han demostrado que cuando se alcanza el momento plástico en una sección de una viga su rigidez no disminuye repentinamente, como sucedería de acuerdo con la teoría plástica simple, sino permanece muy cerca de la original para momentos hasta quince por ciento mayores que el plástico, y conserva valores muy próximos a los elásticos hasta que la estructura alcanza su carga última teórica (Ref. 10.26). Si se forman mecanismos en las vigas, por carga vertical, antes de que se inicie el pandeo, desaparecen por completo las restricciones en los extremos de las columnas y su resistencia se reduce a cero, pero el pandeo deja de ser crítico, pues la carga máxima que resiste la estructura es en ese caso la correspondiente a la formación de los mecanismos).

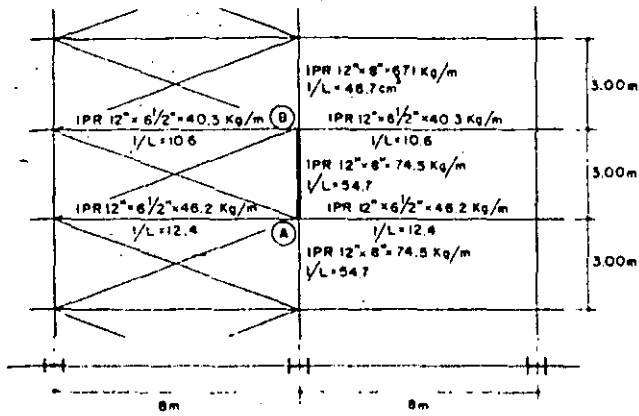


Figura 10.60. Marco del ejemplo 10.21

Para aplicar la ecuación 10.43 debería calcularse el cociente P_i/P_e de la columna en estudio y de las que están encima y debajo de ella, pero no se cometen errores importantes si se supone que ese cociente es el mismo para las dos columnas que concurren en cada nudo, con lo que puede escribirse

$$G_i = \frac{P_i}{P_e} \frac{\sum (I/L)_c}{\sum (I/L)_r} = \frac{P_i}{P_e} G_e = \frac{A \sigma_{cri}}{A \sigma_{cre}} G_e = \frac{\sigma_{cri}}{\sigma_{cre}} G_e$$

G_e es el factor de restricción ordinario, calculado suponiendo comportamiento elástico de vigas y columnas, y σ_{cre} y σ_{cri} son los esfuerzos críticos de pandeo elástico e inelástico, que se obtienen con las ecuaciones 4.46 y 4.76.

Para facilitar el cálculo de G_i , el cociente $\sigma_{cri}/\sigma_{cre}$ se sustituye por F_a/F'_e , donde F_a es el esfuerzo permisible en compresión axial y $F'_e = (12/23)\sigma_{cre}$; al hacer esta sustitución se introduce un error en la fórmula porque el coeficiente de seguridad utilizado en F_a (ecuación 4.77) varía con la relación de esbeltez de la columna, mientras que el de F'_e es constante; sin embargo, el error es pequeño, y como F_a y F'_e están tabulados (tablas 4.2 y 6.9), los cálculos se simplifican considerablemente.

Por último,

$$G_i = \frac{F_a}{F'_e} G_e \tag{10.44}$$

En el intervalo elástico F_a y F'_e son iguales.

Ejemplo 10.21

a) Cálculense los factores K y las relaciones de esbeltez efectivas de la columna AB del marco contraventeado de la Fig. 10.60, suponiendo primero que se pandea en el intervalo elástico y teniendo en cuenta después su comportamiento inelástico real.

b) Determinéense las cargas críticas elástica e inelástica.

Considérese únicamente comportamiento en el plano del marco.

a) Pandeo elástico

$$G = \sum (I/L)_c / \sum (I/L)_r$$

$$G_B = \frac{48.7 + 54.7}{2 \times 10.6} = 4.88; \quad G_A = \frac{54.7 \times 2}{12.4 \times 2} = 4.41$$

Del nomograma de la Fig. 10.21a,

$$K = 0.92, \quad KL/r = 0.92 \times 300/13.15 = 21$$

Pandeo inelástico

$$G_i = (F_a/F'_e) G_e$$

Suponiendo comportamiento elástico $KL/r = 21$, $F_a = 1444 \text{ kg/cm}^2$, $F'_e = 23808 \text{ kg/cm}^2$.

En un primer ciclo de corrección por inelasticidad se obtiene

$$G_A = \frac{1444}{23808} \times 4.88 = 0.30,$$

$$G_B = \frac{1444}{23808} \times 4.41 = 0.27 \therefore K = 0.62$$

Con el nuevo factor K , $KL/r = 14$, $F_a = 1473 \text{ kg/cm}^2$, $F'_e = 53569 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{En un segundo ciclo, } G_B = \frac{1473}{53569} \times 4.88 = 0.13,$$

$$G_A = \frac{1473}{53569} \times 4.41 = 0.12, \quad K = 0.56, \quad KL/r = 13$$

En vista del pequeño cambio que hay de un ciclo a otro, puede aceptarse $G_B = 0.13$, $G_A = 0.12$, $K = 0.56$, $KL/r = 13$.

La pérdida de rigidez de la columna, por plastificación parcial, ha hecho que aumenten las restricciones relativas proporcionadas por las vigas, con lo que K ha disminuido de 0.92 a 0.56, y la relación de esbeltez de 21 a 13.

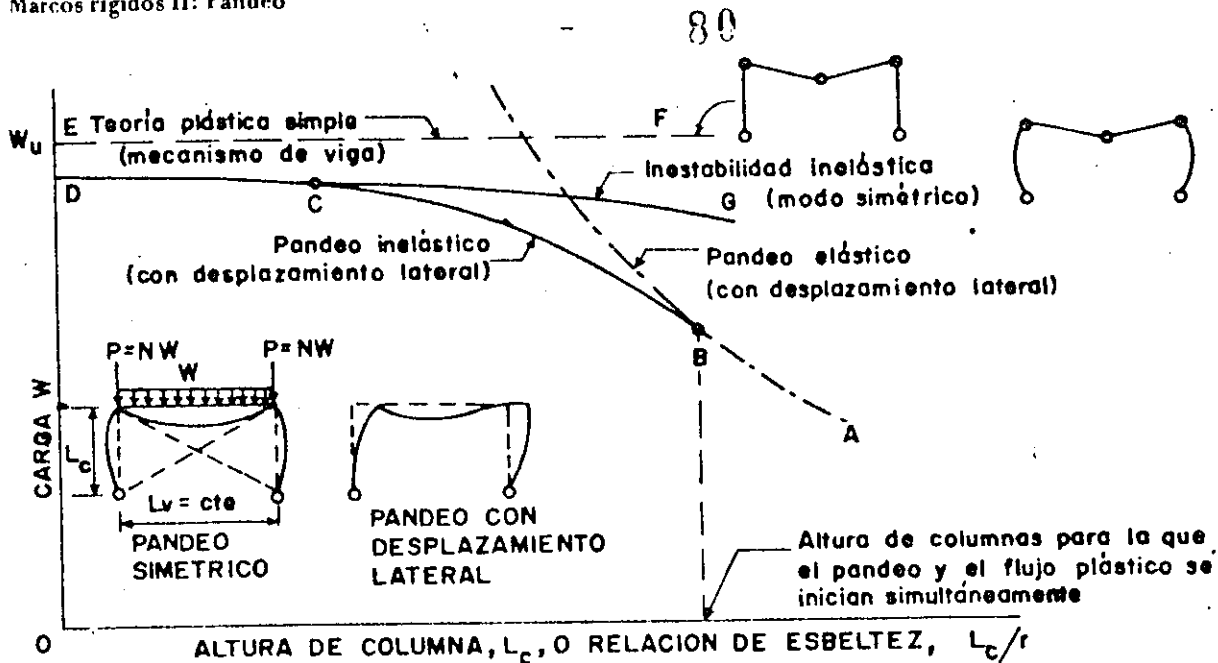


Figura 10.61. Capacidad de carga de marcos

b) Pandeo elástico

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \times 2039 \times 10^3 \times 16420}{(0.92 \times 300)^2} = 4\,338\,000 \text{ kg} = 4\,338 \text{ ton}$$

Pandeo inelástico. De la ecuación 4.76.

$$P_{cr} = A \sigma_{cr} = A \sigma_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2 C_c^2} \right] = 94.90 \times 2.53 \left(1 - \frac{13^2}{2 \times 126.1^2} \right) = 238.8 \text{ ton}$$

Los esfuerzos críticos elástico e inelástico son 45 700 kg/cm² y 2 516 kg/cm²; si la columna se pandeare lo haría en el segundo intervalo, de manera que el esfuerzo crítico real es 2 516 kg/cm².

10.8 Pandeo de marcos no contraventeados

Si sobre un marco simétrico no contraventeado actúan cargas verticales simétricas de intensidad creciente, la configuración deformada conserva la simetría durante las primeras etapas del proceso de carga, pero eventualmente la estructura se pandea adoptando una configuración deformada hacia un lado.

Las curvas de la Fig. 10.61 ilustran cualitativamente la influencia del pandeo con desplazamiento lateral sobre la resistencia de los marcos, (Refs. 10.14, 10.24).

La curva ABCD, que proporciona la relación entre la carga crítica y la altura L_c de las columnas (o la relación de esbeltez L_c/r), se ha trazado para una serie de marcos en los que se conservan constantes los claros y las secciones de vigas y columnas, mientras varía la altura L_c. Está compuesta por dos partes principales, AB y BC, que corresponden a pandeo elástico e inelástico; el punto B marca la transición entre las dos formas de pandeo, y representa la altura de columnas (o la relación de esbeltez) para la que el pandeo y el flujo plástico se inician simultáneamente.

También se muestran en la figura dos curvas que proporcionan la resistencia de los marcos cuando están contraventeados adecuadamente, de manera que no son significativos los pequeños desplazamientos del cabezal correspondientes a las deformaciones del contraventeo. La recta horizontal EF indica la resistencia máxima calculada con la teoría plástica simple, en la que se ignora la disminución de la capacidad de carga de las columnas producida por la fuerza axial y por los momentos de segundo orden, de manera que la carga máxima, que corresponde a la formación de un mecanismo en el cabezal, es constante, independiente de la longitud de las columnas y de las fuerzas axiales en ellas.

La curva DG representa la carga última calculada teniendo en cuenta la inestabilidad de las columnas; la fuerza axial hace que su momento resistente sea siempre menor que el plástico, y disminuye todavía más al aumentar la esbeltez, por lo que en general

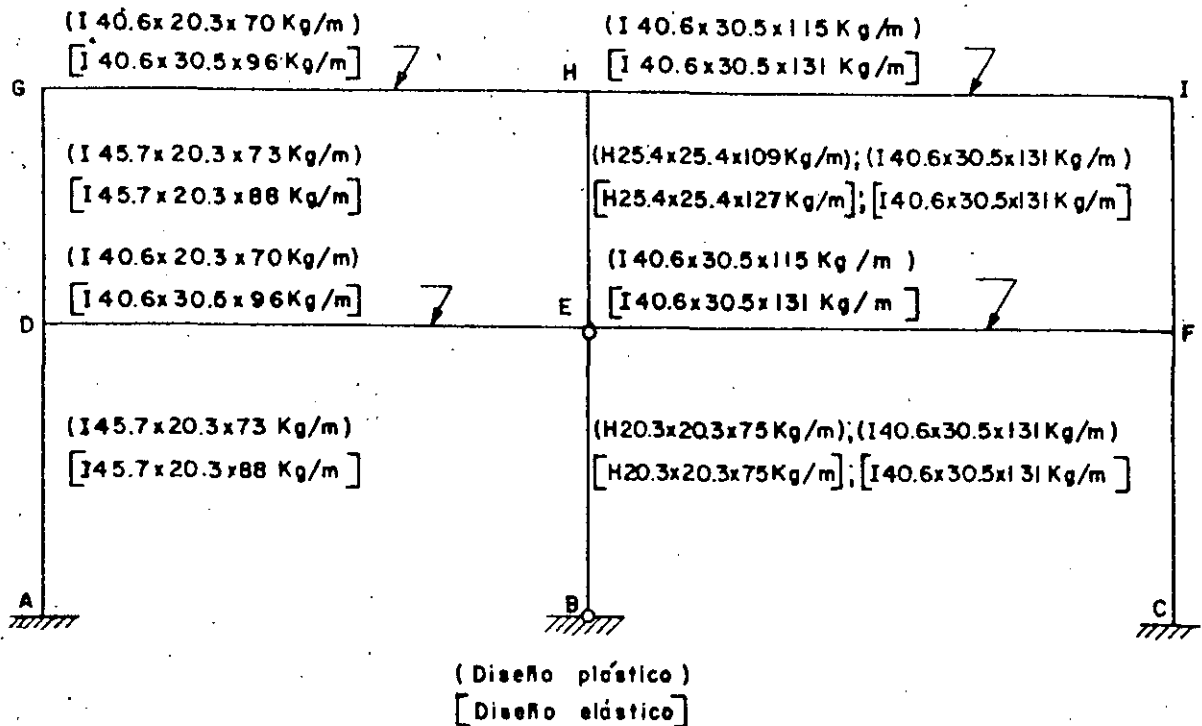


Figura 11.35. Secciones obtenidas en los diseños elástico y plástico

de material que se obtiene con el diseño plástico, expresado en por ciento del peso del marco diseñado elásticamente.

La diferencia en los pesos de las vigas es bastante mayor que en los de las columnas; esto suele ser general, pues es en las vigas donde el diseño plástico permite economías de mayor importancia.

11.4 Marcos de varios niveles

Los marcos rígidos altos, de varios niveles, se han analizado tradicionalmente utilizando la teoría elástica de primer orden; sin embargo, a diferencia de los marcos de uno o dos pisos estudiados hasta ahora en este capítulo, los efectos de segundo orden pueden ser significativos en ellos, sobre todo si no cuentan con elementos que les proporcionen rigidez adicional, como contraventeos o muros de cortante.

Hasta ahora ha sido costumbre incluir los efectos de segundo orden en el diseño de una manera indirecta y aproximada, que consiste en dimensionar las columnas por medio de fórmulas de interacción en las que se amplifican, más o menos arbitrariamente, los momentos obtenidos con un análisis elástico o plástico de primer orden, y en las que se emplean longitudes efectivas mayores que las reales, para prevenir disminuciones en la resistencia del marco ocasionadas por inestabilidad de conjunto.

Este es el procedimiento recomendado en las especificaciones del AISC (Ref. 11.1); de acuerdo con ellas, para calcular la longitud efectiva y el factor de amplificación del momento cada una de las columnas de

cada entrepiso se trata como si estuviese aislada de las demás, y no se incrementan los momentos en las travesas, que se diseñan con los elementos mecánicos del análisis de primer orden, sin modificar*.

Como se ha visto en el Cap. 10 y en los ejemplos 11.1 y 11.5, el tratamiento de cada columna por separado lleva a resultados incorrectos, sobre todo en marcos irregulares en geometría o cuando las rigideces de columnas y travesas cambian considerablemente en un mismo entrepiso o en entrepisos cercanos, y no es lógico diseñar las travesas con los momentos de primer orden, puesto que tienen que equilibrar los momentos incrementados que las columnas transmiten a los nudos.

En sus especificaciones de 1971 (Ref. 11.11), el Instituto Americano del Concreto (ACI) indica que el diseño de las columnas de marcos de edificios debe basarse en los elementos mecánicos obtenidos por medio de un análisis que tenga en cuenta la influencia de las fuerzas axiales en las rigideces y factores de distribución de los miembros y en los momentos de empotramiento, así como el efecto de las deflexiones sobre fuerzas y momentos (es decir, por medio de un análisis de segundo orden), pero permite una alternativa que consiste básicamente en el método de la amplificación de los momentos de primer orden recomendado por el AISC, mejorado en dos aspectos: al diseñar cada una de las columnas de un entrepiso "no contraventeado" deben calcularse dos factores de amplificación, el correspondiente a la columna indivi-

* En el comentario a las especificaciones de 1978 se indica que deben aumentarse los momentos en las travesas de manera que se satisfaga el equilibrio de los nudos.

dual, suponiendo que sus extremos no pueden desplazarse linealmente, y el del entrepiso completo con posibilidad de desplazamientos laterales, y utilizar el mayor de los dos, y las vigas que concurren en cada nudo deben ser capaces de resistir el momento total amplificado que les transmiten las columnas.*

En el Reglamento de las Construcciones para el D. F. (Ref. 11.2) se dan recomendaciones semejantes a las del ACI.

Los efectos de segundo orden suelen determinarse en dos etapas del proceso de carga: al terminar el comportamiento elástico (es decir, cuando empieza a fluir la estructura en algún punto) y bajo carga última, después de que la rigidez de la estructura ha disminuido considerablemente por haberse formado un número más o menos grande de articulaciones plásticas. En la primera etapa, que es fundamental cuando se utiliza un método de diseño elástico o cuando se quiere conocer el comportamiento en condiciones de servicio, deben determinarse las solicitaciones y deformaciones adicionales ocasionadas por las cargas verticales que actúan sobre la estructura deformada; en la segunda, que debe estudiarse si se desea conocer la seguridad con respecto al colapso, se requiere evaluar la disminución en resistencia producida por el fenómeno mencionado.

Se cuenta con programas de computadora (Ref. 11.12) que permiten realizar análisis elásticos de segundo orden de marcos de edificios, en los que se incluyen tanto los efectos de las cargas que obran sobre la estructura deformada como la influencia de las fuerzas axiales en las rigideces de los miembros; sin embargo, su costo resulta excesivo en la mayoría de los problemas ordinarios de diseño, por lo que se han desarrollado métodos aproximados que requieren menos tiempo de computación, o que pueden llevarse a cabo manualmente, en los que se tienen en cuenta los efectos de segundo orden más importantes.

Para determinar la resistencia máxima de un marco puede hacerse un análisis elastoplástico de segundo orden, para el que también hay programas de computadora; ahora bien, el análisis elastoplástico de un marco alto resulta aún más costoso que el elástico, por lo que también se han desarrollado métodos aproximados para efectuarlo.

Un análisis exacto de segundo orden debe incluir los factores que se enumeran a continuación, aunque muchos de ellos pueden ignorarse en problemas rutinarios de diseño (Refs. 11.13 y 11.14):

a) Las propiedades de los miembros en las diversas etapas del proceso de carga, que deben definirse por medio de relaciones fuerza axial-momento-curvatura ($M-P-\phi$) realistas. (En problemas de diseño las curvas

*Los métodos para diseño de columnas recomendados en las especificaciones ACI de 1971 se conservan en las de 1977 (Ref. 11.50).

teóricas pueden ser sustituidas por un diagrama que represente un comportamiento elastoplástico).

b) Los cambios que el comportamiento inelástico y las articulaciones plásticas introducen en las rigideces de los miembros.

c) Los cambios en las rigideces y factores de transporte de las columnas ocasionados por las fuerzas axiales que actúan sobre ellas.

d) Los momentos, fuerzas axiales y cortantes, resultantes de la interacción de las cargas verticales con los desplazamientos laterales de los entrepisos (efecto $P\Delta$) y con los desplazamientos del eje de las columnas con respecto a la recta que une sus extremos (efecto $P\delta$).

e) Los cambios en las longitudes de las columnas ocasionados por las fuerzas axiales y por la deformación por flexión del edificio en conjunto. (El acortamiento de las vigas puede despreciarse siempre, pues al hacerlo se obtienen resultados ligeramente conservadores; la variación de longitud de las columnas puede producir deflexiones laterales significativas en el intervalo elástico, pero su importancia se reduce después de que empiezan a formarse articulaciones plásticas, Ref. 11.13).

f) Las deformaciones por cortante.

11.5 Análisis elástico y diseño basado en esfuerzos permisibles

11.5.1 Análisis de primer orden

Se cuenta con un número grande de métodos para el análisis elástico de primer orden de estructuras reticulares (pendiente de deformación, distribución de momentos, métodos matriciales de rigideces y flexibilidades, etc) y hay una literatura muy abundante sobre ellos; no se tratan aquí.

Sin embargo, en el ejemplo 11.7 se presentan los resultados de un análisis de este tipo, que se utilizan para diseñar algunas de las columnas y vigas de la estructura, siguiendo el método basado en esfuerzos permisibles que recomienda el AISC (Ref. 11.1).

11.5.2 Análisis de segundo orden

En un análisis elástico de segundo orden puede ignorarse la mayor parte de los efectos mencionados en 11.4, conservando sin embargo una precisión aceptable para diseño.

La relación entre fuerzas y desplazamientos está regida por la ley de Hooke, de manera que no se necesita ninguna hipótesis relativa a la curva $M-P-\phi$ más allá del límite de proporcionalidad.

En un diseño basado en esfuerzos permisibles hecho con los elementos mecánicos obtenidos con un

análisis elástico, el límite de utilidad estructural lo constituye la aparición, por primera vez, del esfuerzo de fluencia, o la formación de una articulación plástica en la sección crítica de la estructura. Como los cálculos se basan en la suposición de que no hay esfuerzos de ningún tipo antes de que se apliquen las cargas, y en realidad hay esfuerzos residuales importantes, cuando se llega al límite de utilidad estructural algunas zonas están ya plastificadas parcialmente, lo que ocasiona una pérdida de rigidez y un aumento de las deflexiones laterales por encima de las calculadas elásticamente; sin embargo, pueden ignorarse las deflexiones inelásticas, en vista de que los métodos que se emplean para diseñar las columnas son conservadores, y que los resultados de pruebas en modelos grandes no han revelado deformaciones inelásticas significativas en la etapa correspondiente a la aparición de la primera articulación plástica (Ref. 11.15).

Las fuerzas de compresión hacen que disminuyan las rigideces de las columnas, de manera que si su efecto no se tiene en cuenta se sobrestiman los momentos en ellas y se subestiman los de las trabes; la reducción en rigidez, que es una función de la cantidad $\sqrt{PL^2/EI}$ (Cap. 10), no excede de cinco por ciento cuando $\sqrt{PL^2/EI}$ es menor que 1.0 (Ref. 11.16), por lo que puede despreciarse en la mayoría de los problemas de diseño; sin embargo, en la Ref. 11.15 se recomienda que se calcule el radical para columnas selectas de marcos altos, y que si es mayor que 1.0 se incluya el efecto de las fuerzas normales en el cálculo de las rigideces de los miembros. (Sustituyendo I por Ar^2 y multiplicando numerador y denominador por P_n , $\sqrt{PL^2/EI}$ toma la forma (L/r)

$\sqrt{(P/P_n)(\sigma_y/E)}$; en columnas de dimensiones usuales en edificios ($L/r \approx 40$), hechas con acero A36 y

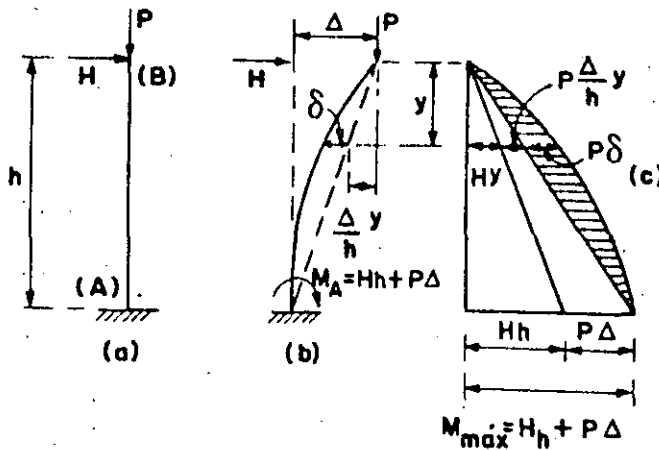


Figura 11.36. Columna real, configuración deformada y diagrama de momentos totales. (Incluyendo efectos de segundo orden)

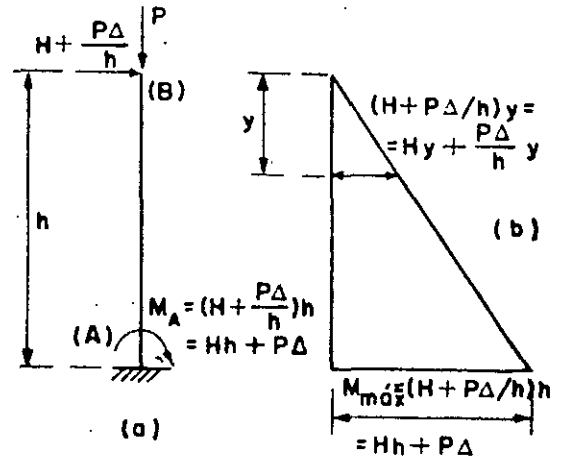


Figura 11.37. Columna con la fuerza horizontal incrementada y diagrama de momentos de primer orden correspondiente.

sometidas a compresiones relativamente altas ($P/P_n \approx 0.7$ bajo cargas factorizadas), vale alrededor de 1.2)

Las deformaciones axiales de las columnas pueden ser importantes en marcos altos y esbeltos, y aunque no hay reglas definitivas, en la Ref. 11.17 se recomienda que se tengan en cuenta cuando la relación altura/ancho del marco exceda de tres o cuatro.

Las deformaciones por cortante pueden ignorarse casi siempre.

El efecto de segundo orden que tiene más influencia en el comportamiento de marcos altos es el llamado efecto $P\Delta$, y en la mayoría de los casos de importancia práctica el problema se reduce a evaluarlo; las solicitaciones adicionales producidas por él pueden determinarse por medio de un análisis de segundo orden o modificando los resultados de uno de primer orden.

A. Evaluación del efecto P-delta

El efecto $P\Delta$ puede evaluarse por medio de un análisis de primer orden de la estructura con las cargas verticales reales y las horizontales, éstas incrementadas en la cantidad necesaria para reproducir aproximadamente los efectos de segundo orden, como se muestra en las Figs. 11.36 y 11.37.

En la Fig. 11.36a se ha dibujado una columna en voladizo con una fuerza vertical P y una horizontal H , aplicadas en el extremo superior, y en las Figs. 11.36b y c se muestran la columna deformada y su diagrama de momentos, en el que se han considerado los momentos primarios y los secundarios, originados al obrar la carga P sobre la columna deformada; el momento total en una sección transversal cualquiera, situada a una distancia y del extremo superior, es $Hy + P[(\Delta/h)y + \delta] = Hy + P(\Delta/h)y + P\delta$ y el máximo, en la base de la columna, vale $Hh + P\Delta$.

En la Fig. 11.37a se ha dibujado otra vez la columna, incrementando la fuerza horizontal que actúa en

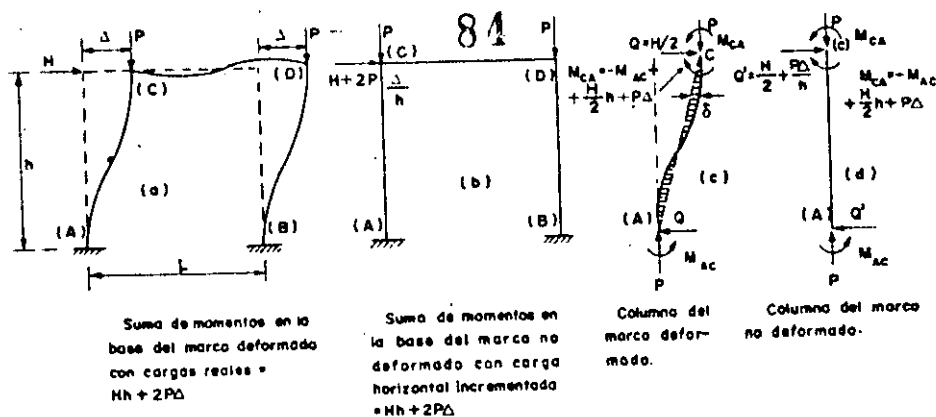


Figura 11.38. Efecto $P\Delta$ en un marco, e incremento de la fuerza horizontal para reproducirlo con un análisis de primer orden

su extremo superior en la cantidad $P\Delta/h$, necesaria para que el momento en la base, obtenido con un análisis de primer orden hecho con la fuerza horizontal incrementada, sea igual al momento de segundo orden de la columna con las cargas reales. En la Fig. 11.37b se muestra el diagrama de momentos correspondiente; el momento en la sección situada a la distancia y del extremo superior vale $Hy + P(\Delta/h)y$.

Comparando los diagramas de las Figs. 11.36c y 11.37b se ve que los momentos máximos, en la base de la columna, son iguales, pero en las secciones intermedias se obtienen momentos más grandes al hacer un análisis de segundo orden de la columna con las cargas reales que cuando se efectúa uno de primer

orden con la fuerza horizontal incrementada: la diferencia es el término $P\delta$, producto de la carga vertical por el desplazamiento del eje de la columna respecto a la línea recta que une sus extremos, que no se tiene en cuenta en el análisis de primer orden con la fuerza horizontal incrementada.

Las ideas obtenidas al estudiar la columna en voladizo son aplicables a un marco cualquiera, como el de la Fig. 11.38. En vez de efectuar un análisis de segundo orden se puede hacer uno de primero, incrementando la fuerza horizontal en una cantidad igual al producto de la suma de las cargas verticales por el desplazamiento horizontal del cabezal dividido entre la altura del marco, $2P\Delta/h$ (Fig. 11.38b). Los momen-

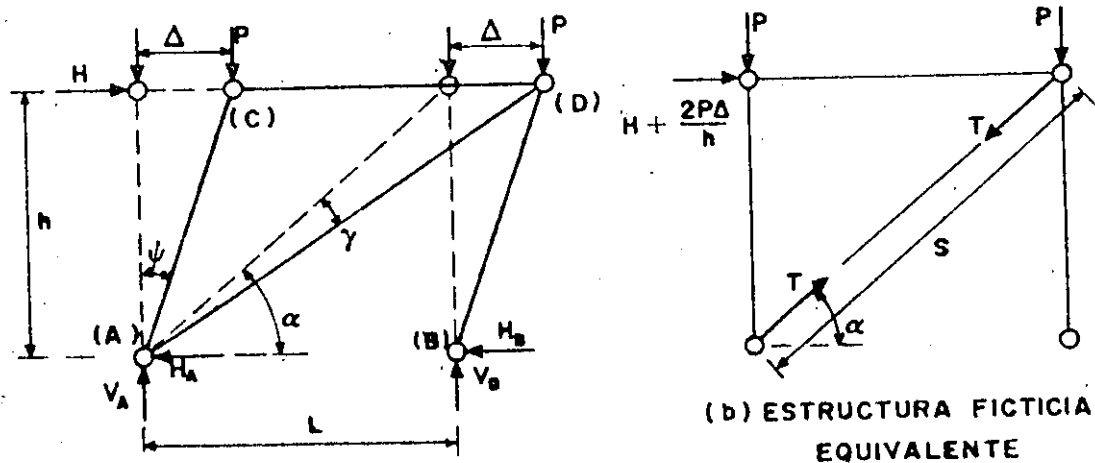
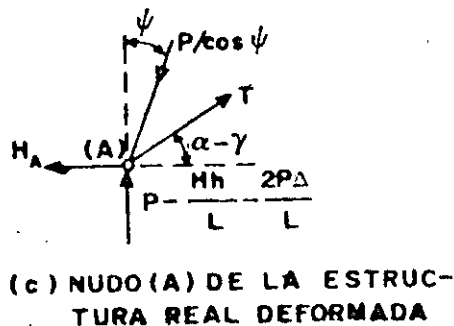


Figura 11.39. Efecto $P\Delta$ en un marco contraventado



tos que se obtienen en los nudos son correctos, pero en los puntos intermedios de las columnas falta incluir el producto $P\delta$, lo mismo que en la columna en voladizo. Los momentos $P\delta$ se tienen en cuenta indirectamente, amplificando los obtenidos en el análisis con las fórmulas deducidas para columnas con extremos fijos linealmente.

En resumen, si se incluye el efecto $P\Delta$ en el análisis, el diseño de las columnas se efectúa como si sus

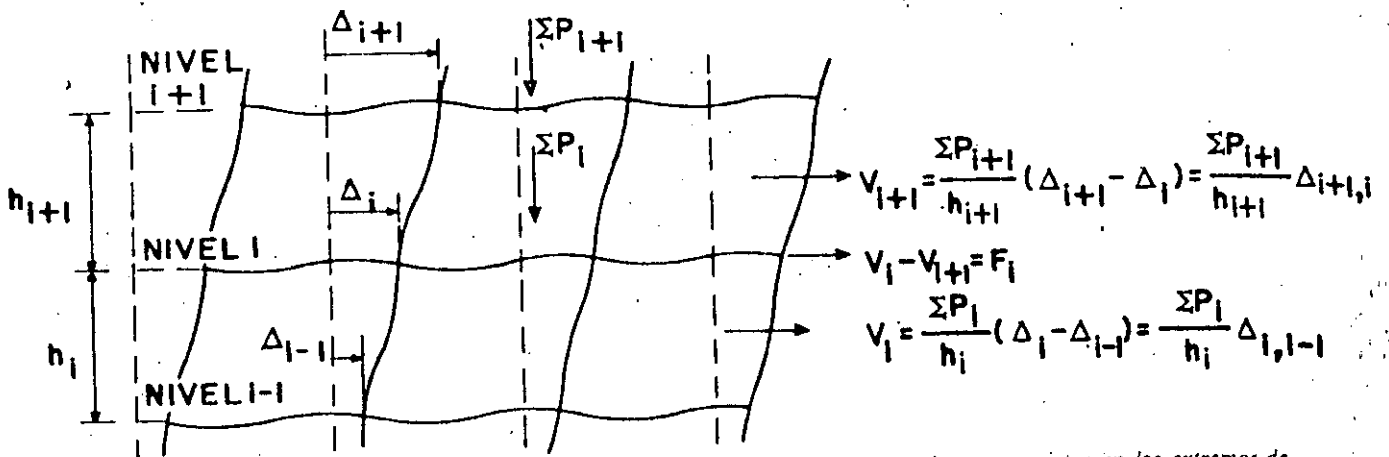


Figura 11.40. Desplazamientos, cortantes de entrepiso y fuerzas ficticias que producen momentos en los extremos de las columnas iguales al efecto $P\Delta$

extremos no se desplazasen linealmente, puesto que los efectos de ese desplazamiento están incluidos en los elementos mecánicos de diseño; por consiguiente, si se usan fórmulas de interacción se toma un factor K menor que 1.0, y C_m se calcula con la expresión $0.6 - 0.4 M_1/M_2 \geq 0.4$.

Como el desplazamiento lateral total Δ no se conoce de antemano, el análisis de una estructura real se efectúa por medio de varios ciclos de iteración.

Si la estructura está formada por vigas y columnas articuladas entre sí y a la cimentación, y la resistencia y rigidez laterales se proporcionan por medio de contravientos, se tiene la situación indicada en la Fig. 11.39.

La fuerza T en la diagonal de la estructura ficticia equivalente, calculada mediante un análisis de primer orden, basado en la geometría inicial, vale $(H + 2P\Delta/h) / \cos \alpha$.

En la estructura real deformada (análisis de segundo orden), $\Sigma M_H = 0 = Hh - P(L - \Delta) + P\Delta + V_{i+1}L$, $V_{i+1} = P - Hh/L - 2P\Delta/L$, $V_i = P + Hh/L + 2P\Delta/L$.

Del equilibrio del nudo A (Fig. 11.39c):

$$\Sigma F_v = \frac{P}{\cos \psi} \cos \psi + P - \frac{Hh}{L} - \frac{2P\Delta}{L} +$$

$$+ T \text{ sen } (\alpha - \gamma) = 0$$

$$\therefore T = \frac{h}{L} \left(H + \frac{2P\Delta}{h} \right) / \text{sen } (\alpha - \gamma)$$

γ es un ángulo muy pequeño, luego

$$\text{sen } (\alpha - \gamma) \cong \text{sen } \alpha = h/s, \text{ y}$$

$$T = \frac{h}{L} \left(H + \frac{2P\Delta}{h} \right) \frac{s}{h} = \left(H + \frac{2P\Delta}{h} \right) \frac{s}{L} =$$

$$= \left(H + \frac{2P\Delta}{h} \right) / \cos \alpha$$

Este es el valor obtenido en el análisis de primer orden de la estructura con la fuerza horizontal incrementada, de manera que con los dos análisis se llega a resultados que son iguales desde un punto de vista práctico de diseño.

Las ideas que se acaban de exponer pueden aplicarse a marcos de cualquier altura.

Si la carga vertical total que obra en el marco desde el nivel superior hasta el i inclusive es ΣP_i , el desplazamiento total del piso i es Δ_i , y el del inmediato inferior Δ_{i-1} (Fig. 11.40) la suma de los momentos de segundo orden en los extremos de las columnas del entrepiso i , limitado por los niveles $i-1$ e i , es $\Sigma P_i (\Delta_i - \Delta_{i-1})$, y la fuerza cortante ficticia en ese entrepiso necesaria para producir los momentos de segundo orden es $\Sigma P_i (\Delta_i - \Delta_{i-1}) / h_i$.

En general, la fuerza cortante ficticia V_i en un entrepiso cualquiera i se calcula con la expresión.

$$V_i = \frac{\Sigma P_i}{h_i} \Delta_{i,i-1} \quad (11.3)$$

donde ΣP_i es el peso del nivel considerado más el de todos los que están encima de él, $\Delta_{i,i-1}$ el desplazamiento relativo entre los dos niveles que limitan el entrepiso y h_i la altura de éste. La fuerza horizontal ficticia que debe aplicarse en el piso i es la diferencia de las cortantes abajo y arriba de él (Fig. 11.40), o sea

$$\begin{aligned} F_i &= V_i - V_{i+1} = \\ &= \frac{\Sigma P_i}{h_i} (\Delta_i - \Delta_{i-1}) - \frac{\Sigma P_{i+1}}{h_{i+1}} (\Delta_{i+1} - \Delta_i) = \\ &= \frac{\Sigma P_i}{h_i} \Delta_{i,i-1} - \frac{\Sigma P_{i+1}}{h_{i+1}} \Delta_{i+1,i} \end{aligned} \quad (11.4)$$

Como al iniciar el análisis de la estructura no se conocen los desplazamientos finales, el efecto $P\Delta$ se evalúa siguiendo un proceso iterativo. El primer paso consiste en hacer un análisis de primer orden de la estructura con las cargas verticales y horizontales que obran sobre ella, determinar los desplazamientos Δ de los entrepisos y calcular, con la ecuación 11.4, las fuerzas ficticias que deben aplicarse en todos los niveles.

Las fuerzas ficticias obtenidas en el primer paso se suman con las horizontales reales y se hace un nuevo análisis de primer orden, aplicando a la estructura las cargas verticales reales y las horizontales incrementadas; se vuelven a determinar los desplazamientos Δ y las nuevas fuerzas ficticias, con lo que termina el segundo ciclo de iteración.

El proceso se repite tantas veces como sea necesario, utilizando en cada ciclo las fuerzas horizontales ficticias obtenidas en el anterior, sumadas a las reales, hasta que los desplazamientos calculados en dos ciclos consecutivos tienen valores suficientemente cercanos; los elementos mecánicos resultantes incluyen el efecto $P\Delta$ en todas las vigas y columnas del marco.

En estructuras bien diseñadas la convergencia es muy rápida, y la primera iteración suele producir resultados aceptables; en la mayoría de los casos basta con dos o tres ciclos.

Si después de seis o siete ciclos no se han obtenido todavía los momentos finales seguramente conviene modificar la estructura, que es demasiado flexible. Si el proceso no converge, la estructura es inestable.

El método descrito se ha aplicado principalmente a marcos con cargas verticales y horizontales combinadas, pero puede utilizarse también para analizar estructuras con carga vertical únicamente (Ref. 11.8); al hacerlo, los desplazamientos Δ se calculan con análisis elásticos de primer orden de la estructura sobre la que actúan las cargas verticales reales y las fuerzas horizontales ficticias determinadas con las ecuaciones 11.3 y 11.4. Si las cargas verticales no producen desplazamientos significativos de los pisos (en marcos simétricos en geometría y carga los desplazamientos son nulos) las fuerzas iniciales se calculan tomando como base las imperfecciones correspondientes a las tolerancias de montaje, las que se incrementan después por el efecto $P\Delta$.

El método es aplicable tanto a marcos no contra-ventados como a los que están provistos de contra-ventos o muros de rigidez; en el segundo caso se incluyen esos elementos verticales adicionales en los análisis de primer orden, con lo que se tiene en cuenta su efecto en el cálculo de desplazamientos y fuerzas ficticias.

B. Métodos aproximados para evaluar el efecto $P\Delta$

Se han propuesto varios procedimientos para determinar

los efectos de segundo orden directamente, de una manera aproximada, sin tener que recurrir al proceso iterativo, que puede resultar demasiado largo cuando se aplica a edificios altos y con un número considerable de columnas.

Un primer método aproximado consiste en estimar los desplazamientos de entrepiso tomando como base los requisitos contenidos en los códigos de construcción, y utilizarlos para calcular las fuerzas horizontales ficticias. Conocidas éstas se hace un análisis de primer orden de la estructura con las cargas verticales reales y las horizontales incrementadas, y se determinan los desplazamientos de los niveles; si son menores que los supuestos, los elementos mecánicos obtenidos representan una aproximación conservadora de los reales, puesto que corresponden a desplazamientos de entrepiso mayores que los que se presentarán en la estructura, y pueden utilizarse en el diseño. Se obtiene así un diseño conservador, pero que requiere un trabajo mucho menor que el necesario al emplear el método iterativo. (Suponiendo que $\Delta/h = 0.0025$ es un índice aceptable de los desplazamientos laterales bajo solicitaciones de trabajo, y que el factor de carga para diseño por fuerzas horizontales y verticales combinadas es 1.3, en la Ref. 11.19 se recomienda que se tome 0.004 como índice de desplazamiento bajo cargas combinadas factorizadas, con lo que se tienen en cuenta los desplazamientos adicionales ocasionados por el efecto $P\Delta$).

En la Ref. 11.13 se propone otra manera aproximada de calcular los efectos de segundo orden, que proporciona resultados aceptables para diseño; se lleva a cabo por medio de los pasos siguientes:

1. Se efectúa un análisis de primer orden para determinar el desplazamiento Δ_{1i} de cada nivel.
2. Se calculan los desplazamientos incrementados por efectos de segundo orden, por medio de la expresión

$$\Delta_{2i} = \frac{\Delta_{1i}}{1 - \sum P_j \Delta_{1j} / V_i h_i} \quad (11.5)$$

en la que Δ_{2i} es la deflexión de segundo orden, es decir, el desplazamiento total del nivel i ocasionado por la acción combinada de las fuerzas horizontales y el efecto $P\Delta$, Δ_{1i} es la deflexión de primer orden producida por las cargas verticales y horizontales reales, calculada en 1, $\sum P_j$ y V_i son, respectivamente, la carga vertical total acumulada desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado y la fuerza cortante real en el entrepiso, y h_i es la altura libre, entre los niveles que lo limitan.

3. Se determinan las fuerzas horizontales ficticias utilizando los desplazamientos Δ_{2i} .

4. Los elementos mecánicos de segundo orden se obtienen con un nuevo análisis de primer orden del

marco sometido a la acción simultánea de las cargas verticales y horizontales reales, más las fuerzas ficticias calculadas en el paso 3.

Finalmente, en la Ref. 11.20 se propone la fórmula 11.6 para calcular, aproximadamente, los momentos de segundo orden en los extremos de las columnas de un entrepiso, producidos por cargas verticales y horizontales combinadas:

$$M = V_i h_i \left(1 + \frac{\sum P_i / h_i}{R - 1.2 \sum P_i / h_i} \right) \quad (11.6)$$

$\sum P_i$, V_i y h_i tienen los mismos significados que en la ecuación 11.5 y R es la rigidez del entrepiso, igual al cociente de la fuerza cortante entre el desplazamiento horizontal relativo de los dos niveles que lo limitan.

Los momentos finales en los extremos de los miembros se calculan como sigue:

1. Mediante un análisis de primer orden se obtienen los momentos en los extremos de vigas y columnas, producidos por las cargas verticales únicamente.

2. Haciendo otro análisis de primer orden se calculan los momentos en los extremos ocasionados por las fuerzas horizontales reales exclusivamente.

3. Los momentos obtenidos en 2 se multiplican por el factor de amplificación dado por la ecuación 11.7, que proviene de la ecuación 11.6.

$$FA = 1 + \frac{\sum P_i / h_i}{R - 1.2 \sum P_i / h_i} \quad (11.7)$$

4. Se superponen los resultados de los pasos 1 y 3, con lo que se obtienen los momentos finales en los extremos de vigas y columnas, amplificados por efectos de segundo orden.

En la Ref. 11.21 se demuestra que los resultados obtenidos al aplicar este método a marcos regulares aproximan de una manera excelente los que se obtienen por iteraciones.*

C. Empleo de cargas verticales factorizadas.

Hasta ahora se han calculado los efectos $P\Delta$ utilizando cargas verticales de trabajo; sin embargo, en la Ref. 11.18 se recomienda que las fuerzas horizontales ficticias se calculen con las cargas verticales factorizadas, es decir, multiplicando $\sum P_i$ por el factor de carga λ correspondiente a la combinación de solicitaciones que se esté empleando.

* En la Ref. 11.2 se recomienda que el cálculo del factor de amplificación se haga utilizando en la fórmula 11.7 las cargas verticales factorizadas, es decir, multiplicando $\sum P_i$ en numerador y denominador, por el factor de carga λ correspondiente a la combinación de acciones en estudio.

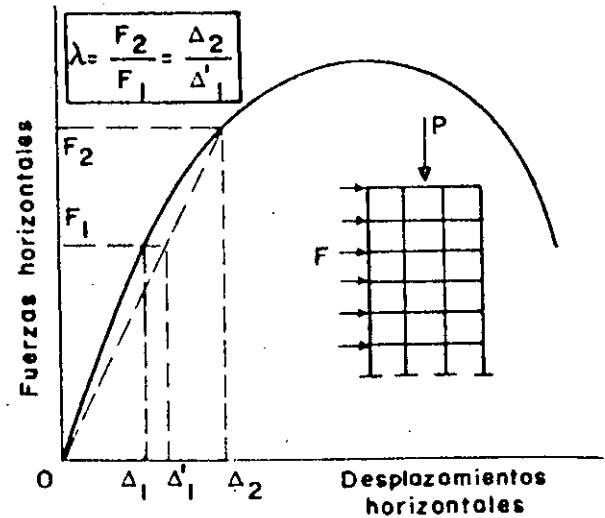


Figura 11.41. Introducción del factor de carga λ en el cálculo de los efectos de segundo orden

A primera vista parece que el factor λ no debe incluirse en los cálculos, puesto que se pretende determinar el efecto $P\Delta$ bajo cargas de trabajo; sin embargo, si se supone que el comportamiento de la estructura sometida a cargas verticales P y horizontales F es el representado con línea llena en la Fig. 11.41 y que F_2 y F_1 son, respectivamente, las fuerzas laterales correspondientes al límite de utilidad estructural (aparición del esfuerzo de fluencia o formación de la primera articulación plástica) y las de trabajo, que guardan entre sí una relación igual al factor de carga λ , se ve que el desplazamiento Δ_2 producido por F_2 es mayor que $\lambda\Delta_1$, lo que es debido a los efectos de segundo orden.

El empleo en el análisis de fuerzas horizontales ficticias calculadas con las cargas verticales factorizadas es equivalente a usar las deflexiones incrementadas Δ_1' (Fig. 11.41) en el cálculo del efecto $P\Delta$ producido por cargas de trabajo, de manera que las fuerzas cortantes, los momentos flexionantes y las fuerzas axiales de segundo orden, correspondientes al límite de utilidad estructural, son iguales a las producidas por las cargas de trabajo multiplicadas por λ , con lo que se conserva el factor de carga deseado.

Ejemplo 11.6

Rediseñar el marco del ejemplo 11.4 utilizando el método basado en esfuerzos permisibles y los elementos mecánicos determinados con un análisis elástico de segundo orden.

A. ANALISIS.

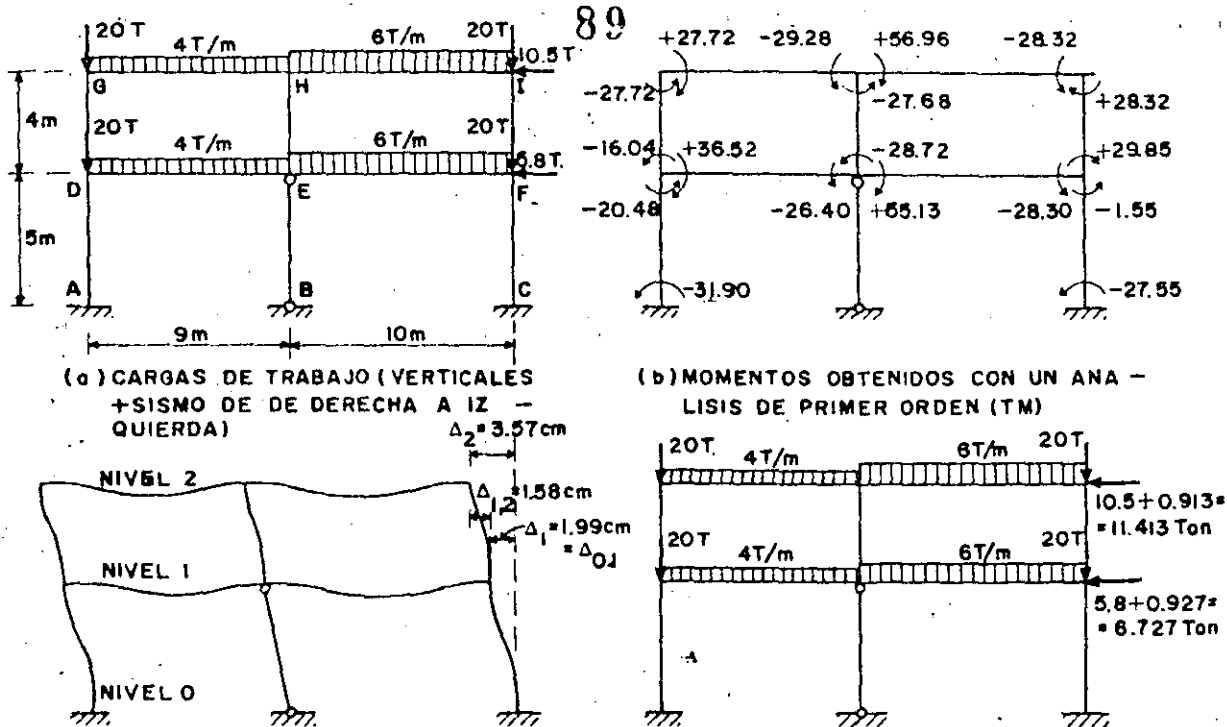
AI. METODO ITERATIVO.

El análisis elástico de segundo orden se efectuó

Tabla 11.4 Análisis elástico de segundo orden, por el método iterativo, del marco del ejemplo 11.6

Fuerzas Horizontales	NIVEL	CARGA VERTICAL					CARGA VERTICAL + SISMO →					CARGA VERTICAL + SISMO ←				
		Fza. H exterior (Ton)	Despl. lateral Δ (cm)	Cortante ficticia V (Ton)	Fza. ficticia F (Ton)	Fza. efectiva, H + F (Ton)	Fza. H exterior (Ton)	Despl. lat. Δ (cm)	Cortante ficticia V (Ton)	Fza. ficticia F (Ton)	Fza. efectiva H + F (Ton)	Fza. H exterior (Ton)	Despl. lat. Δ (cm)	Cortante ficticia V (Ton)	Fza. ficticia F (Ton)	Fza. efectiva H + F (Ton)
Fzas. exteriores reales (1er. ciclo de iteración)	2	0	0.71	0.197	0.197	10.50	2.07	0.439	0.439	10.939	10.50	3.57	0.913	0.913	11.413	
	1	0	0.37	0.342	0.145	5.80	1.31	1.211	0.772	6.572	5.80	1.99	1.840	0.927	6.727	
	0															
Fzas. exteriores más fuerzas ficticias del 1er. ciclo (2o. ciclo)	2		0.76	0.208	0.208		2.25	0.480	0.480	10.980		3.86	0.971	0.971	11.471	
	1		0.40	0.370	0.162		1.42	1.313	0.833	6.633		2.18	2.016	1.045	6.845	
	0															
3er. ciclo de iteración	2		0.77	0.208	0.208		2.27	0.486	0.486	10.986		3.89	0.983	0.983	11.483	
	1		0.41	0.379	0.171		1.43	1.322	0.836	6.636		2.19	2.025	1.042	6.842	
	0															
4o. ciclo de iteración	2		0.77				2.27					3.89				
	1		0.41				1.43					2.19				
	0															

Con la aproximación utilizada (cm con dos decimales) los desplazamientos calculados en el cuarto ciclo de iteración son iguales a los del tercero, por lo que los cálculos terminan con el cuarto ciclo.



$V_2 = \text{cortante en el entrepiso } 1.2(\lambda \sum P_2/h_{1,2}) \Delta_{1,2} = (1.7 \times 136/400) 1.58 = 0.913 \text{ Ton}$
 $V_1 = \text{cortante en el entrepiso } 0.1 = (\lambda \sum P_1/h_{0,1}) \Delta_{0,1} = (1.7 \times 272/500) 1.99 = 1.840 \text{ Ton}$
 Fuerza ficticia $F_2 = V_2 = 0.913 \text{ Ton}$
 Fuerza ficticia $F_1 = V_1 - V_2 = 0.927 \text{ Ton}$
(c) DESPLAZAMIENTOS Y FUERZAS HORIZONTALES FICTICIAS

(d) CARGAS PARA EL SEGUNDO ANÁLISIS DE PRIMER ORDEN

Figura 11.42. Primer ciclo del análisis iterativo de segundo orden, para cargas verticales y sismo de derecha a izquierda. $\lambda = 1.7$

con el método iterativo descrito en 11.5.2.A; se tomaron como base las propiedades geométricas de las vigas y columnas obtenidas haciendo el diseño con esfuerzos permisibles y un análisis de primer orden (ejemplo 11.5) y los análisis de primer orden se llevaron a cabo con el programa STRESS, calculando manualmente, entre cada dos ciclos consecutivos, los incrementos de las fuerzas ficticias horizontales.

La estructura se analizó con las tres condiciones de carga consideradas en los ejemplos anteriores: cargas verticales permanentes, y cargas verticales más sismo en cada sentido. Los tres análisis se hicieron con las cargas de trabajo, pero al utilizar la ecuación 11.3 para calcular las fuerzas cortantes ficticias, en todos los casos se multiplicó $\sum P_i$ por 1.7, que es el factor de carga de la primera condición; se conservó el mismo valor en los casos en que intervienen solicitaciones sísmicas para amplificar los efectos de segundo orden, que son poco importantes en un marco de dos pisos, e ilustrar con más claridad cómo se calculan. (Cuando el diseño de algún elemento de la estructura quede regido por una combinación que incluya sismo,

deben utilizarse los momentos de primer orden incrementados en la diferencia entre ellos y los de segundo, que corresponde a $\lambda = 1.7$, multiplicada por 1.13/1.7, donde 1.13 es el factor de carga para la combinación considerada).

Como el marco no es simétrico, las cargas verticales producen desplazamientos laterales, efecto $P\Delta$ y fuerzas horizontales ficticias; no se incluye en el análisis la falta de verticalidad por tolerancias de fabricación o montaje.

En la Fig. 11.42a se muestran las cargas verticales, y las fuerzas sísmicas de derecha a izquierda, todas de trabajo, en la Fig. 11.42b los momentos en los extremos de vigas y columnas obtenidos con las cargas de la Fig. 11.42a y un análisis de primer orden, y en la Fig. 11.42c se indican los desplazamientos de los dos niveles y se calculan las fuerzas ficticias horizontales; finalmente, en la Fig. 11.42d se muestran las cargas totales que deben emplearse en el nuevo análisis de primer orden, correspondiente al segundo ciclo, las que incluyen las fuerzas ficticias horizontales calculadas en c.

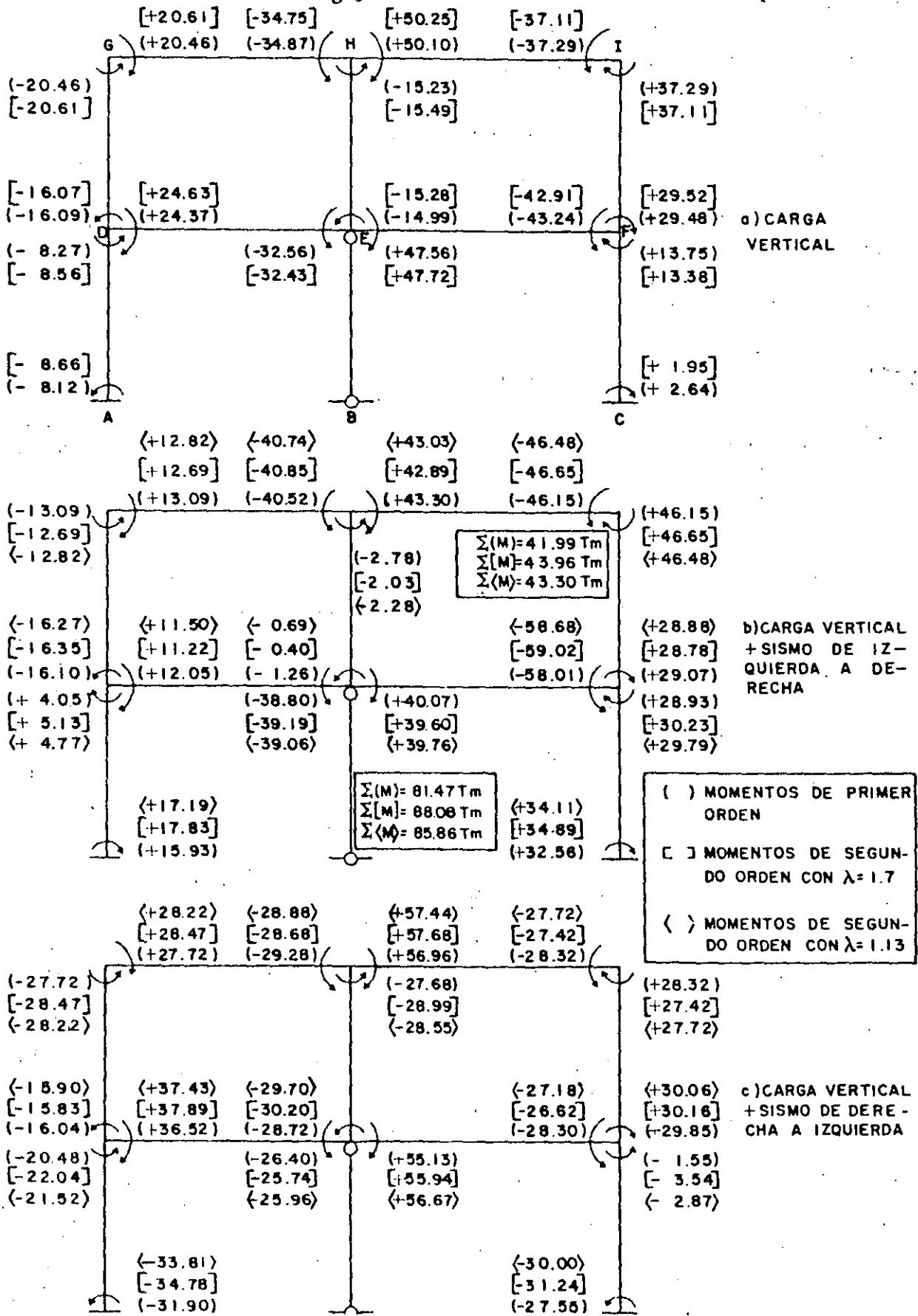


Figura 11.43. Resultados del análisis del marco del ejemplo 11.6 (momentos en Tm).

En el segundo ciclo se procede igual que en el primero, pero utilizando las cargas de la Fig. 11.42d, que incluyen las fuerzas horizontales ficticias del primer análisis, y se calculan las nuevas fuerzas ficticias que se añaden a las horizontales exteriores para efectuar el tercer ciclo; el proceso termina cuando se obtienen desplazamientos iguales en dos ciclos sucesivos (lo que sucede, en este caso, entre el tercero y el cuarto), y los elementos mecánicos obtenidos en el último paso incluyen los efectos PA .

En la tabla 11.4 se resumen los resultados del análisis del marco, por carga vertical y por carga vertical más sismo en cada sentido, y en la Fig. 11.43 se muestran los momentos de primer orden y los momentos finales correspondientes a cada condición de carga, calculados introduciendo el factor $\lambda = 1.7$ en la ecuación 11.3; además, en las Figs. 11.43b y c se indican los momentos de segundo orden que se obtendrían tomando $\lambda = 1.13$. (Son iguales a los de primer orden más el incremento calculado con $\lambda = 1.7$ multiplicado por $1.13/1.7$; al seguir este camino se obtienen momentos de segundo orden un poco mayores que si se calculan directamente con $\lambda = 1.13$).

A2. METODO APROXIMADO DE LA REF. 11.20:

Al aplicar este método para calcular los efectos de segundo orden se determina un factor de amplificación en cada entrepiso, por medio de la ecuación 11.7, en la que se utilizan las cargas verticales factorizadas (ver nota al pie de la Pág. 572 y Art. 11.5.2C, con lo que toma la forma

$$FA = 1 + \frac{\lambda \sum P_i/h_i}{R - 1.2 \lambda \sum P_i/h_i} \quad (11.8)$$

La precisión de esta ecuación depende de la exactitud con que se calcule la rigidez de entrepiso R . (En la Ref. 11.21 se demuestra que si esa rigidez se determina con los desplazamientos obtenidos en un análisis "exacto" de primer orden, la ecuación 11.8 conduce a resultados que, en marcos regulares, coinciden casi exactamente con los que se obtienen con el proceso iterativo).

Conocidos los factores de amplificación de todos los entrepisos, los momentos en los extremos de las columnas de cada uno de ellos se obtienen sumando los de carga vertical, determinados con un análisis de primer orden, con los producidos por las fuerzas horizontales multiplicados por el factor de amplificación correspondiente; como las vigas forman parte de dos entrepisos, que tienen en general factores de amplificación diferentes, deben ajustarse los momentos en sus extremos de manera que se satisfaga el equilibrio en los

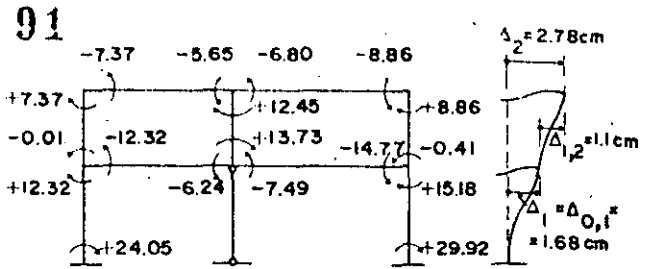


Figura 11.44. Momentos producidos por sismo de izquierda a derecha (sin carga vertical) y desplazamientos correspondientes

nudos; la única excepción la constituyen las vigas del nivel superior.

En la Fig. 11.43a se muestran los momentos de primer orden producidos por las cargas verticales, y en la Fig. 11.44 los ocasionados por las fuerzas horizontales correspondientes a sismo de izquierda a derecha; en esta figura se indican también los desplazamientos horizontales de los dos niveles.

La rigidez de cada entrepiso se ha calculado en este ejemplo con dos desplazamientos horizontales diferentes, el producido por las fuerzas sísmicas solas y el ocasionado por la acción combinada de esas fuerzas y las verticales, obtenido con un análisis de primer orden. (Como el marco es geoméricamente asimétrico, y también lo son las cargas verticales, éstas producen desplazamientos lineales de los entrepisos que se mueven hacia la izquierda, haciendo que aumente la rigidez del marco, para fuerzas sísmicas de izquierda a derecha y disminuya cuando cambia su sentido).

Entrepiso 1.2

Carga vertical + sismo →:

$$R_{1,2} = 10.5/0.76 = 13.82 \text{ T/cm}$$

Sismo únicamente:

$$R_{1,2} = 10.5/1.1 = 9.55 \text{ T/cm}$$

Entrepiso 0.1

Carga vertical + sismo →:

$$R_{0,1} = (10.5 + 5.8)/1.31 = 12.44 \text{ T/cm}$$

Sismo únicamente:

$$R_{0,1} = (10.5 + 5.8)/1.68 = 9.70 \text{ T/cm}$$

0.76 cm y 1.31 cm son los desplazamientos relativos de entrepiso ocasionados por la combinación de cargas verticales y sismo de izquierda a derecha.

El factor de amplificación del entrepiso 1.2, calculado con $\lambda = 1.7$ y la rigidez correspondiente a carga vertical más sismo, es

$$FA = 1 + \frac{\lambda \sum P_i/h_i}{R - 1.2 \lambda \sum P_i/h_i} = 1 + \frac{1.7 \times 136/400}{13.82 - 1.2 \times 1.7 \times 136/400} = 1.044$$

Con esta misma expresión se obtienen varios factores de amplificación para cada entrepiso, que corresponden a los diferentes valores de λ y R ; se resumen en la tabla 11.5.

Las rigideces reales son las más altas, señaladas con un asterisco en la tabla; corresponden a la acción simultánea de carga vertical y sismo.

La amplificación de momentos es mayor en el primer entrepiso que en el segundo, porque la columna biarticulada no contribuye a la rigidez; sin embargo, es poco importante en los dos, como sucede generalmente en marcos de poca altura. (2.9 por ciento en el segundo y 5.3 por ciento en el primero, obtenida en ambos casos con $\lambda = 1.13$, factor de carga para solicitaciones verticales y sísmicas combinadas, y con la rigidez real del entrepiso).

En la tabla 11.5 se incluyen los factores de amplificación obtenidos por iteración, que se han determinado dividiendo la suma de momentos de segundo orden en los extremos de las columnas de cada entrepiso entre la suma de momentos de primer orden en los mismos extremos. (Las sumas de momentos están anotadas en la Fig. 11.43b). Los resultados coinciden casi exactamente con los del método de la Ref. 11.20 cuando se emplean las rigideces reales, en las que se incluye el efecto de las cargas verticales.

Para la combinación de carga vertical y sismo de derecha a izquierda se llega a resultados semejantes, con factores de amplificación algo mayores.

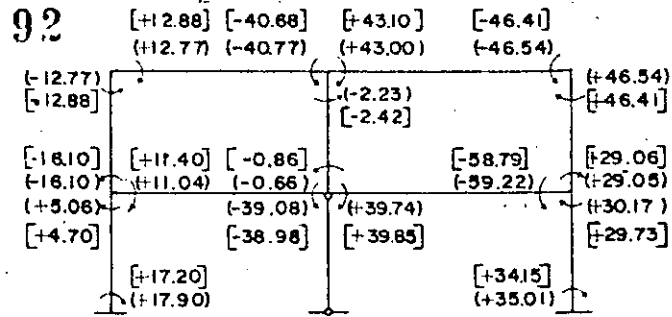


Figura 11.45. Momentos de segundo orden calculados con el método de la Ref. 11.20. Carga vertical + sismo \rightarrow (λ) = 1.7; [] $\lambda = 1.13$.

En la Fig. 11.45 se han dibujado los momentos de segundo orden calculados con los dos factores λ , 1.7 y 1.13, e incluyendo las cargas verticales en la determinación de las rigideces. Corresponden a los momentos de segundo orden de la Fig. 11.43b, que se calcularon por iteración.

B. DISEÑO

B1. VIGAS

GH y DE. $M_{m\acute{a}x} = 34.75$ Tm. Este momento, que aparece en el extremo derecho de GH, incluye efectos de segundo orden (Fig. 11.43a).

En el ejemplo 11.5 se escogió para estas vigas un perfil I 40.6 \times 30.5 cm \times 96 kg/m, con $S = 1954$ cm³, $F_b = 1670$ kg/cm², y momento resistente de $1954 \times 1670 = 3260000$ kg cm = 32.6 Tm; se demostró, además, que se cumplen las condiciones necesarias para que el momento máximo negativo pueda reducirse en diez por ciento, a $34.75 \times 0.9 = 31.28$ Tm; como es menor que el resistente, el perfil del ejemplo 11.5 sigue siendo correcto.

Tabla 11.5 Factores de amplificación (Sismo \rightarrow)

Entrepiso	Factor de carga λ	Rigidez de entrepiso R (T/cm)	Factores de amplificación	
			Método de la Ref. 11.20	Método Iterativo
1.2	1.7	13.82*	1.044	1.047
		9.55**	1.065	---
	1.13	13.82*	1.029	1.031
		9.55**	1.042	---
0.1	1.7	12.44*	1.082	1.081
		9.70**	1.108	---
	1.13	12.44*	1.053	1.054
		9.70**	1.069	---

* Rigideces reales (carga vertical + sismo);
 ** Rigideces por sismo únicamente.

HI y EF. $M_{max} = 50.25$ Tm. Momento máximo redistribuido = $50.25 \times 0.9 = 45.23$ Tm.

Sección: 140.6×30.5 cm \times 131 kg/m. Momento resistente = $2617 \times 1670 = 4\,370\,000$ kg cm = 43.7 Tm.

Aunque está ligeramente escaso, puede aceptarse el perfil del ejemplo 11.5.

Los efectos de segundo orden influyen muy poco en los momentos de las vigas, por lo que no se modifica el diseño basado en un análisis convencional de primer orden. (Los momentos de primer orden de la Fig. 11.43a no son iguales a los de la tabla 11.2; las pequeñas diferencias se deben a que el análisis del ejemplo 11.5 se hizo con las rigideces de las vigas y columnas obtenidas en el diseño plástico (ejemplo 11.4) mientras que ahora se han empleado las de los perfiles determinados en el ejemplo 11.5 con un diseño basado en esfuerzos permisibles).

B.2 COLUMNAS

Como los elementos mecánicos de diseño se han obtenido por medio de un análisis de segundo orden, las ecuaciones de interacción se aplican como si los extremos de las columnas no se desplazasen linealmente, puesto que los efectos de esos desplazamientos ya están incluidos en el análisis; por tanto, F_a y F_b se calculan con un factor de longitud efectiva K menor que 1.0, y C_m es igual a $0.6 \pm 0.4 M_1/M_2 \leq 0.4$.

GD. En el ejemplo 11.5 esta columna se diseñó por carga vertical; comparando los momentos de las Figs. 11.43a, b y c se ve que esa condición, que produce los elementos mecánicos de la Fig. 11.46, sigue siendo la crítica.

Se revisará la sección obtenida en el ejemplo 11.5 (Fig. 11.31).

Con los coeficientes G de la Fig. 11.26 y el nomograma de la Fig. 10.21a, que corresponde a columnas con extremos fijos linealmente, se obtiene $K = 0.77$, luego $(KL/r)_x = 0.77 \times 400/19.5 = 16$, $F_a = 1465$ kg/cm², $F'_x = 40938$ kg/cm².

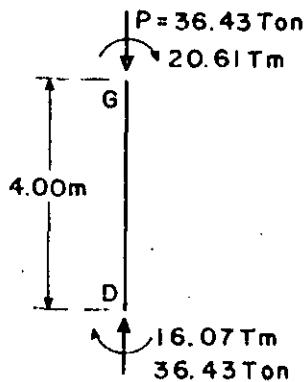


Figura 11.46. Elementos mecánicos de diseño de la columna GD

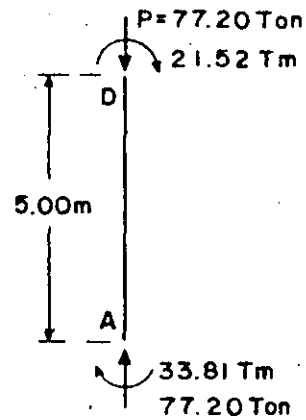


Figura 11.47. Elementos mecánicos de diseño de la columna DA

$$C_m = 0.6 - 0.4 \times 16.07/20.61 = 0.29 < 0.4$$

$$\therefore C_m = 0.4$$

$$f_a = 36\,430/110.65 = 329 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 2\,061\,000/1\,840 = 1\,120 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{(1 - f_a/F'_x) F_b} &= \\ = \frac{329}{1\,465} + \frac{0.4 \times 1\,120}{(1 - 329/40\,938) 1\,670} &= \\ = 0.225 + 0.270 = 0.495 << 1.00 \end{aligned}$$

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} = \frac{329}{1\,520} + \frac{1\,120}{1\,670} = 0.887 < 1.00$$

Comparando estos resultados con los del ejemplo 11.5 se ve que la estabilidad de conjunto, que resultaba casi crítica en él, no lo es en realidad; sin embargo, debe conservarse el mismo perfil, que queda regido por los esfuerzos en el extremo superior.

DA. Es crítica la condición de carga vertical más sismo de derecha a izquierda (Fig. 11.47).

El perfil utilizado en el tramo superior GD se encuentra en las condiciones siguientes:

$$f_a = 77\,200/110.65 = 698 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 3\,381\,000/1\,840 = 1\,838 \text{ kg/cm}^2$$

De la Fig. 11.26, $G_x = 5.26$, $G_z = 1.0 \therefore K = 0.85$

$$(KL/r)_x = 0.85 \times 500/19.5 = 22,$$

$$F_a = 1\,440 \text{ kg/cm}^2, F'_x = 21\,662 \text{ kg/cm}^2.$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \times 21.52/33.81 = 0.35 < 0.4$$

$$\therefore C_m = 0.40$$

$$\frac{698}{1440} + \frac{0.40 \times 1838}{(1 - 698/21662) 1670} =$$

$$= 0.485 + 0.155 = 0.940 < 1.50$$

$$\frac{698}{1520} + \frac{1838}{1670} = 1.560 > 1.50$$

En el diseño del ejemplo 11.5, basado en un análisis de primer orden, era crítica la condición de inestabilidad, que no lo es en realidad, y se hacía aún más crítica al revisar la inestabilidad del entrepiso; el diseño vuelve a quedar regido por las condiciones en un extremo, el inferior, que está peor ahora que en el ejemplo 11.5. El perfil sigue siendo correcto.

HE. En la Fig. 11.48 se muestran las solicitaciones de diseño, producidas por carga vertical más sismo de derecha a izquierda.

El perfil escogido en el ejemplo 11.5 fue 1H 25.4 x 25.4 cm x 127 kg/m.

De la Fig. 11.26, $G_x = 0.52$, $G_y = 0.52$, $K_x = 0.69$, $(KL/r)_x = 0.69 \times 400/10.57 = 26$, $(KL/r)_y = 61$.

Como la columna está libre lateralmente entre los extremos, el esfuerzo F_u queda regido por pandeo alrededor de y ; F'_c sigue dependiendo de $(KL/r)_x$.

$$F_u = 1218 \text{ kg/cm}^2, F'_c = 15509 \text{ kg/cm}^2, C_m = 0.4$$

$$f_u = 316 \text{ kg/cm}^2, f_b = 2092 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{316}{1218} + \frac{0.4 \times 2092}{(1 - 316/15509) 1520} =$$

$$= 0.259 + 0.562 = 0.821 < 1.50$$

$$\frac{316}{1520} + \frac{2092}{1520} = 1.584 \approx 1.50$$

Una vez más se ve que las ecuaciones de interacción basadas en un análisis de primer orden exageran la importancia de la inestabilidad, pero vuelve a ser crítica la condición en un extremo, y se conserva el perfil.

EB. Se encuentra en condiciones iguales a las obtenidas con el análisis de primer orden, por lo que se conserva el perfil. (La fuerza axial sube de 99.64 Ton a 100.23 Ton, pero el aumento es tan pequeño que no resulta significativo).

IF. El diseño de esta columna se hizo por carga

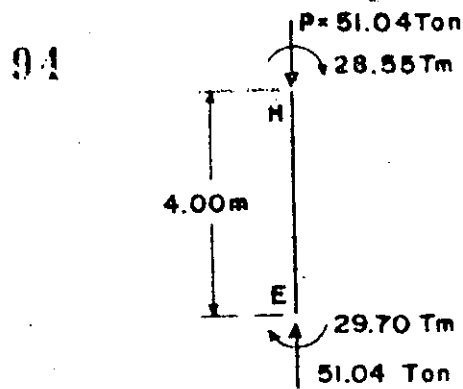


Figura 11.48. Elementos mecánicos de diseño de la columna HE

vertical; comparando los elementos mecánicos de segundo orden con los de primero se ve, sin necesidad de hacer ninguna revisión, que el perfil obtenido en el ejemplo 11.5 está correcto. De nuevo es crítica la condición en un extremo.

FC. En el ejemplo 11.5 se conservó el mismo perfil que en el tramo superior IF, aunque queda un poco sobrado; se deja también ahora.

En resumen, se conservan todos los perfiles obtenidos en el ejemplo 11.5, en el que el diseño se basó en un análisis de primer orden. Sin embargo, al hacer un análisis de segundo orden se demuestra que la inestabilidad de entrepiso o de miembro no es nunca crítica, y que el diseño de todas las columnas queda regido por las condiciones en que se encuentra su extremo más cargado. En algunos casos pueden obtenerse economías, al menos desde el punto de vista de resistencia (al disminuir las secciones podrían volverse críticos los desplazamientos laterales), revisando las condiciones en los extremos teniendo en cuenta la resistencia máxima de la sección y no la terminación del comportamiento elástico, es decir, utilizando la ecuación 6.131 en vez de la 6.128.

Por ejemplo, las columnas GD y DA están en las condiciones siguientes:

$$GD. P = 1.7 \times 36.43 = 61.93 \text{ ton}$$

$$M = 20.61 \times 1.7 = 35.04 \text{ Tm}$$

$$P_y = 110.65 \times 2.53 = 279.94 \text{ ton}$$

$$M_p = 2045 \times 2530 = 5174000 \text{ kg cm} = 51.74 \text{ Tm}$$

Ecuación 6.131,

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{1.18 M_p} = \frac{61.93}{279.94} + \frac{35.04}{1.18 \times 51.74} =$$

$$= 0.221 + 0.574 = 0.795 < 1.00$$

$$DA. P = 1.13 \times 77.2 = 87.49 \text{ ton.}$$

$$M = 1.13 \times 33.81 = 38.32 \text{ Tm}$$

$$\frac{87.49}{279.94} + \frac{38.32}{1.18 \times 51.74} = 0.313 + 0.628 =$$

$$= 0.941 < 1.00$$

En la columna *GD* se emplea un factor de carga de 1.7 porque su diseño queda regido por carga vertical, mientras que el de *DA* se hace por carga vertical y sismo, con $\lambda = 1.13$.

La revisión con la ecuación 6.131 indica, en los dos casos, que las columnas tienen una resistencia mayor que la obtenida al revisarlas con la ecuación 6.128, basada en esfuerzos permisibles; sin embargo, no parece que puedan reducirse las secciones.

La reserva de resistencia en el intervalo inelástico es mucho mayor en secciones en flexocompresión biaxial o flexionadas únicamente alrededor del eje de menor momento de inercia.

Ejemplo 11.7

En la Fig. 11.49 se muestra un marco transversal intermedio de un edificio, y las cargas que obran sobre él. Las fuerzas verticales incluyen carga muerta y viva, y las horizontales corresponden aproximadamente a las que se obtienen con un análisis sísmico estático, con un coeficiente sísmico de 0.056 y variación lineal de las aceleraciones desde cero en la base hasta un máximo en la azotea; (las fuerzas en los niveles superiores son un poco mayores, y las de los inferiores menores, que las calculadas por ese camino). Por las características del edificio, las traveses de los marcos transversales reciben las cargas íntegras de los sistemas de piso, y los únicos elementos mecánicos en las columnas son los correspondientes al marco de la figura (puede considerarse que tampoco reciben flexión en la dirección normal a él). El edificio tiene muros de rigidez longitudinales que impiden los desplazamientos lineales de los pisos en esa dirección, pero depende exclusivamente de la rigidez y resistencia de los marcos en la dirección transversal. Diseñen las columnas y traveses de algunos entrepisos típicos, partiendo de los elementos mecánicos obtenidos A) con un análisis de primer orden, B) por medio de uno de segundo orden. El acero es A36, y se utilizarán perfiles *I*PR (Ref. 11.10) en las vigas y secciones *H* formadas por tres placas soldadas (Ref. 11.8) en las columnas. (Para simplificar los cálculos, en el diseño de las columnas no se han hecho las reducciones de carga viva que permiten los códigos).

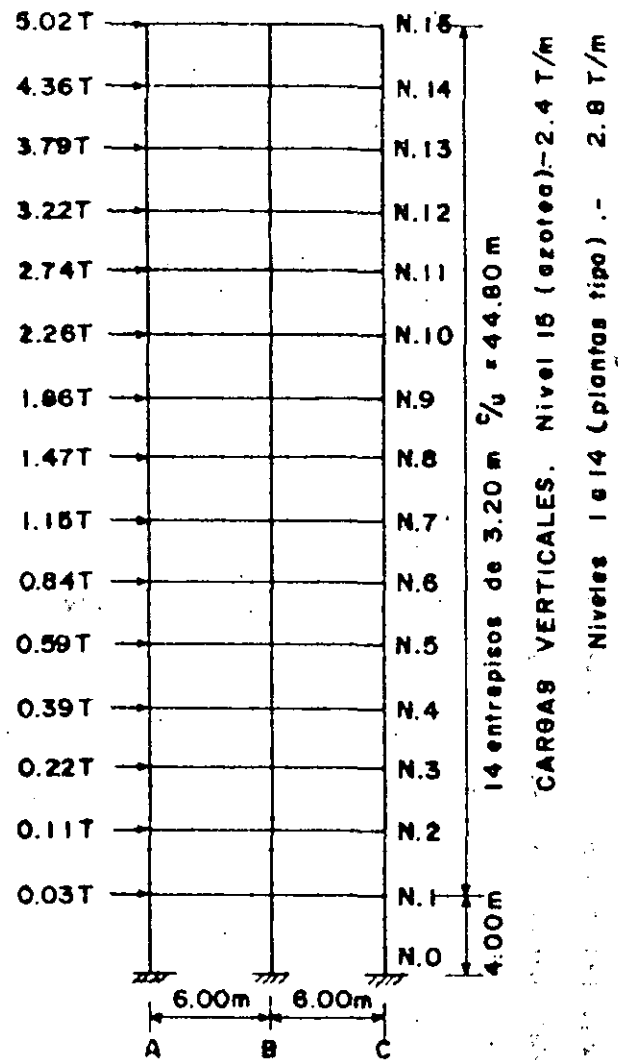


Figura 11.49. Marco del ejemplo 11.7

Para tener escuadras aproximadas que sirviesen para el análisis definitivo se hizo un diseño preliminar con los elementos mecánicos obtenidos analizando el marco por el método del portal, ante fuerzas horizontales, y por distribución de momentos en entrepisos aislados, bajo cargas verticales.

El análisis definitivo, hecho con una computadora electrónica, se efectuó para las condiciones de carga siguientes:

- Carga vertical, análisis de primer orden.
- Carga horizontal, análisis de primer orden.
- Cargas verticales y horizontales combinadas, análisis de primero y segundo orden.*

* El análisis de segundo orden se hizo con un programa basado en el método de las rigideces en el que se incluyó el efecto $P\Delta$ por medio de un proceso iterativo, que incorpora en cada ciclo, las fuerzas horizontales ficticias calculadas con los desplazamientos del ciclo anterior (Ref. 11.21).

Tabla 11.6 Desplazamientos horizontales del marco de la figura 11.49

96

Nivel	ANÁLISIS DE 1er. ORDEN			ANÁLISIS DE 2o. ORDEN			INCR. DE DESPL., %	
	Despl. Total	Despl. Relativo	Δ/h	Despl. Total	Despl. Relativo	Δ/h	Total	Δ/h
15	25.79	1.17	0.00366	27.38	1.21	0.00378	6.2	3.3
14	24.62	1.87	0.00584	26.17	1.96	0.00613	6.3	5.0
13	22.75	2.03	0.00634	24.21	2.13	0.00666	6.4	5.1
12	20.72	2.33	0.00728	22.08	2.47	0.00772	6.6	6.0
11	18.39	2.27	0.00709	19.61	2.42	0.00756	6.6	6.6
10	16.12	2.39	0.00747	17.19	2.55	0.00797	6.6	6.7
9	13.73	1.95	0.00609	14.64	2.08	0.00650	6.6	6.7
8	11.78	1.87	0.00584	12.56	2.00	0.00625	6.6	7.0
7	9.91	1.86	0.00581	10.56	1.99	0.00622	6.6	7.1
6	8.06	1.85	0.00578	8.57	1.98	0.00619	6.5	7.1
5	6.20	1.56	0.00488	6.59	1.67	0.00522	6.3	7.0
4	4.64	1.36	0.00425	4.92	1.45	0.00453	6.0	6.6
3	3.28	1.28	0.00400	3.47	1.36	0.00425	5.8	6.3
2	2.00	1.17	0.00366	2.11	1.24	0.00388	5.5	6.0
1	0.83	0.83	0.00208	0.87	0.87	0.00218	4.8	4.8
0	0.00			0.00				

Todos los desplazamientos están en cm.

Las columnas encabezadas Δ/h contienen los cocientes de los desplazamientos relativos entre las alturas de entrepiso.

En el análisis de segundo orden se ha incluido únicamente el efecto $P\Delta$.

En la tabla 11.6 se han anotado los desplazamientos horizontales de todos los niveles, de primero y segundo orden, correspondientes a cargas verticales y horizontales simultáneas, calculadas en e , y en las Figs. 11.50 a 11.52 se muestran los momentos en los extremos de vigas y columnas, y las fuerzas normales en las columnas, de los entrepisos 2-3, 6-7 y 10-11.

A pesar de que el marco es esbelto y que los desplazamientos relativos de los entrepisos son elevados (los cocientes Δ/h obtenidos con el análisis de primer orden varían entre 0.002 y 0.007 aproximadamente, mientras que los códigos suelen fijar límites compen-

didados entre 0.002 y 0.004 (Ref. 11.23), a menos que se tomen precauciones especiales), lo que indica que es bastante flexible, los incrementos de los desplazamientos producidos por el efecto $P\Delta$ oscilan entre el cinco y el siete por ciento de los de primer orden (Tabla 11.6).

Los cálculos se han hecho considerando exclusivamente los elementos estructurales de acero; si se incluyesen las rigideces adicionales debidas a recubrimientos de vigas y columnas, sistemas de piso, cancelas y muros divisorios, etc., tanto los desplazamientos

totales como los incrementos debidos al efecto $P\Delta$ disminuirían apreciablemente.

En la Fig. 11.52 se han calculado las sumas de los momentos de primero y segundo orden en los extremos de las columnas de cada entrepiso y se ha determinado su cociente, que es el factor de amplificación.

DETERMINACION DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN CON EL METODO DE LA REF. 11.20

Para aplicar este método deben conocerse, por separado, los momentos de primer orden que las cargas verticales y las fuerzas sísmicas producen en los extremos de vigas y columnas (Figs. 11.50 y 11.51) y calcular, con la ecuación 11.7, los factores de amplificación por los que se multiplican los momentos sísmicos.

La rigidez de entrepiso R que aparece en el denominador de la ecuación 11.7 se determina con las cortantes sísmicas, obtenidas sumando las fuerzas de la Fig. 11.49, y los desplazamientos relativos de entrepiso de primer orden anotados en la tabla 11.6. Así,

$$R_{10-11} = V_{10-11} / \Delta_{10-11} = 19.13 / 2.27 = 8.43 \text{ T/cm,}$$

$$R_{6-7} = 25.87 / 1.86 = 13.91 \text{ T/cm.}$$

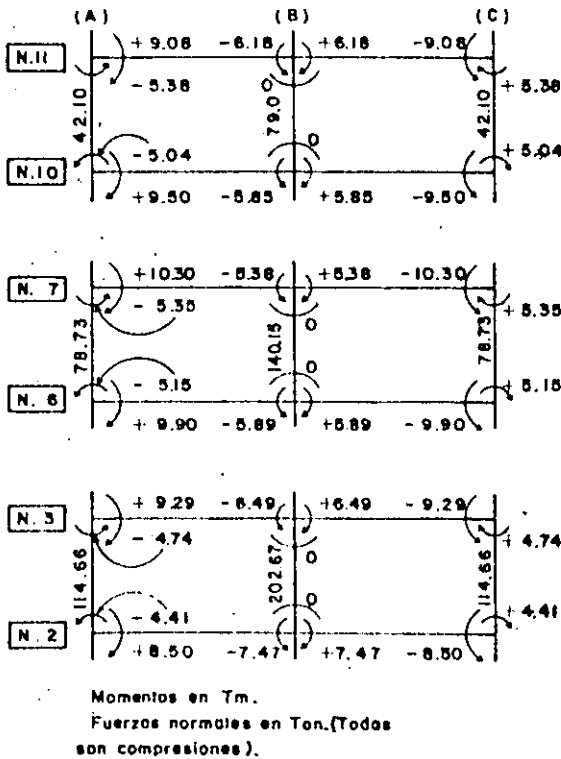


Figura 11.50. Elementos mecánicos por carga vertical. Análisis de primer orden

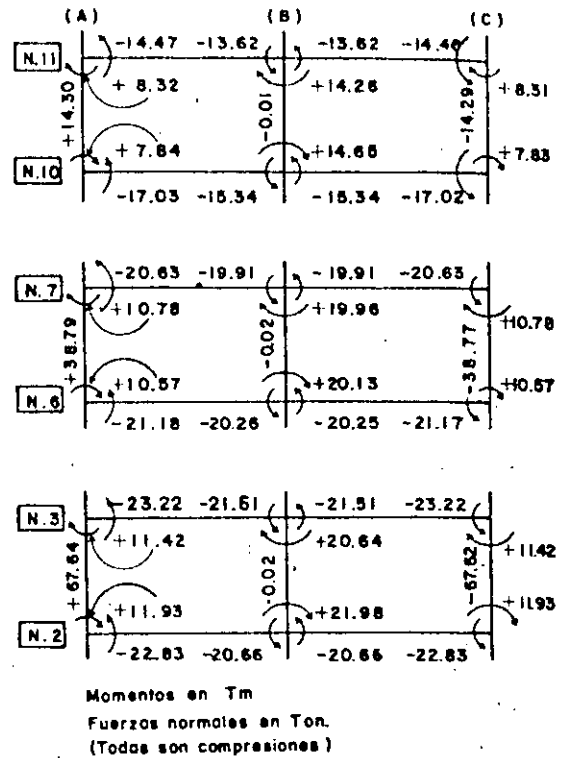


Figura 11.51. Elementos mecánicos por sismo de izquierda a derecha. Análisis de primer orden

$$R_{2-3} = 27.91 / 1.28 = 21.80 \text{ T/cm}$$

El factor de amplificación del entrepiso 10-11 vale

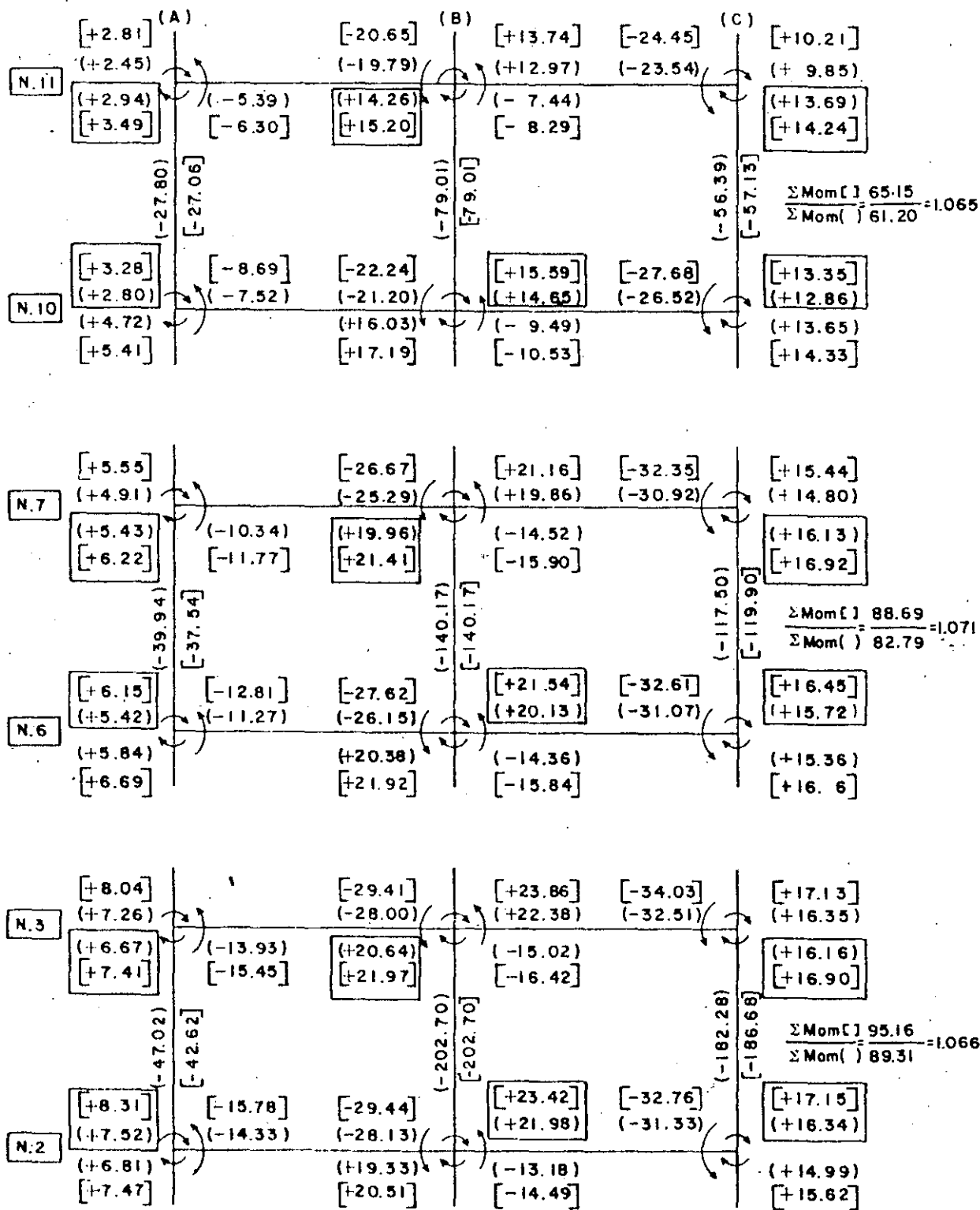
$$(FA)_{10-11} = 1 + \frac{163.20 / 320}{8.43 - 1.2 \times 163.20 / 320} = 1.065$$

De la misma manera, los de los entrepisos 6-7 y 2-3 valen, respectivamente, 1.073 y 1.067; son casi iguales a los obtenidos en la Fig. 11.52.

Los momentos de segundo orden se calculan superponiendo los de carga vertical (Fig. 11.50) con los de sismo multiplicados por el factor de amplificación; se llega a resultados tan parecidos a los obtenidos en el análisis de segundo orden con computadora que para fines de diseño pueden considerarse iguales. (En la Fig. 11.53 se determinan los momentos finales en las columnas del entrepiso 6-7; compárense con los de la Fig. 11.52; en los otros entrepisos se obtienen resultados semejantes).

DISEÑO DE VIGAS

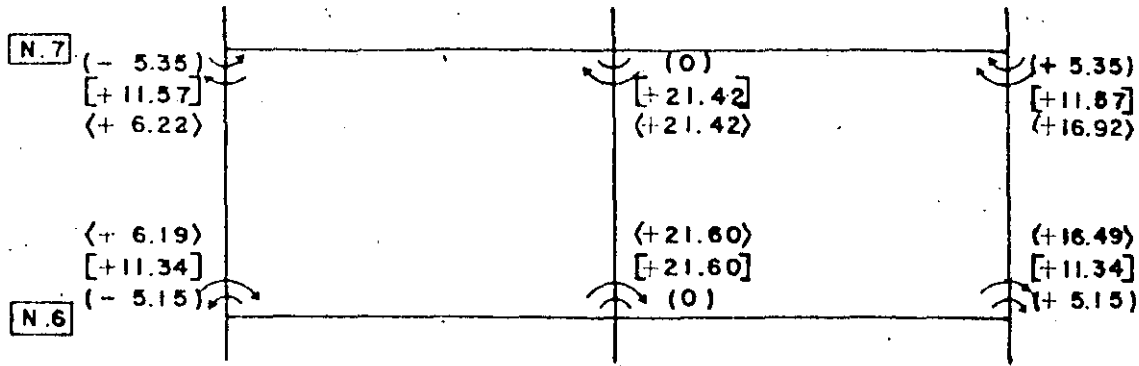
Los patines superiores están soportados en forma continua por la losa de concreto que se apoya en ellos, de manera que el módulo de sección necesario en cada viga se obtiene dividiendo el momento máximo entre el esfuerzo permisible básico, que es igual a $0.66 \sigma_y = 1670 \text{ kg/cm}^2$ porque todos los perfiles em-



() Momentos de primer orden [] Momentos de segundo orden

Los momentos de las columnas de los entrepisos 2-3, 6-7, y 10-11 están encerrados en rectángulos:

Figura 11.52. Elementos mecánicos por carga vertical + sismo de izquierda a derecha. Análisis de primer y segundo orden



- () Momentos por carga vertical; análisis de primer orden
- [] Momentos por sismo (primer orden) multiplicados por $FA = 1.073$
- < > Momentos de segundo orden

Figura 11.53. Momentos de segundo orden calculados con el método de la Ref. 11.20. Entrepiso 6.7

pleados son compactos. El diseño queda regido siempre por el momento en un extremo producido por la combinación de cargas verticales y sísmicas, y se redistribuye el diez por ciento de los momentos negativos*; la fuerza cortante no es crítica, y las flechas máximas

son en todos los casos menores que las permisibles. Las dos vigas de cada nivel son iguales, puesto que el sismo puede actuar en cualquier sentido.

En la tabla 11.7 se escogen los perfiles necesarios para las vigas que limitan los tres entrepisos en estudio. En la columna 2 se anota el momento máximo en cada viga y en la 3 se multiplica por 0.9, con lo que se obtienen los momentos de diseño, que en la columna 4 se dividen entre 1.5, factor de incremento

* De acuerdo con las especificaciones AISC (Ref. 11.1) sólo pueden disminuirse los momentos negativos producidos por carga vertical, pero es usual que la redistribución se haga también para los de sismo; ver, por ejemplo, la Ref. 11.2.

Tabla 11.7 Diseño de vigas

1 Nivel	2 MOMENTOS (TM)			5 Snec. (cm ³)	6 PERFIL
	±CV + S	0.9(CV + S)	0.9(CV + S)/1.5		
11	(23.54)	(21.19)	(14.13)	(846)	IPR 16" X 7" X 53.6 (S = 923)
	[24.45]	[22.01]	[14.67]	[879]	IPR 16" X 7" X 53.6
10	(26.52)	(23.87)	(15.91)	(953)	IPR 16" X 7" X 53.6
	[27.68]	[24.91]	[16.61]	[995]	IPR 16" X 7" X 59.6 [S = 1055]
7	(30.92)	(27.83)	(18.55)	(1111)	IPR 16" X 7" X 67.1 (S = 1186)
	[32.35]	[29.12]	[19.41]	[1162]	IPR 16" X 7" X 67.1
6	(31.07)	(27.96)	(18.64)	(1116)	IPR 16" X 7" X 67.1
	[32.61]	[29.35]	[19.57]	[1172]	IPR 16" X 7" X 67.1
3	(32.51)	(29.26)	(19.51)	(1168)	IPR 16" X 7" X 67.1
	[34.03]	[30.63]	[20.42]	[1223]	IPR 16" X 7" X 67.1
2	(31.33)	(28.20)	(18.80)	(1126)	IPR 16" X 7" X 67.1
	[32.76]	[29.48]	[19.66]	[1177]	IPR 16" X 7" X 67.1

() Momentos de primer orden, [] momentos de segundo orden.

de esfuerzos permitido en la Ref. 11.23 para la combinación de cargas permanentes y accidentales, con objeto de obtener los módulos de sección necesarios (columna 5) utilizando el esfuerzo permisible básico de 1 670 kg/cm². En la columna 6, finalmente, se indican los perfiles necesarios y sus módulos de sección. (El incremento de momentos producido por el efecto $P\Delta$ sólo hace que aumente ligeramente la sección de las vigas del nivel 10; podría conservarse la obtenida con los momentos de primer orden, que quedaría escasa en ocho por ciento).

DISEÑO DE COLUMNAS

Los factores de longitud efectiva K se determinan con los nomogramas de la Fig. 10.21, en los que se entra con los coeficientes G correspondientes a los perfiles reales de las vigas y a los de las columnas obtenidos en el diseño preliminar; se determinan dos coeficientes K para cada columna, uno para extremos que pueden desplazarse linealmente, que se utiliza en combinación con los elementos mecánicos del análisis de primer orden, y otro para extremos fijos linealmente, para el diseño con los momentos y fuerzas normales del análisis de segundo orden. El diseño queda regido, en todos los casos, por la combinación de cargas verticales y sísmicas. No se ha hecho ninguna redistribución de momentos.

A10-A11 y C10-C11. Como el marco es simétrico, las columnas de los ejes A y C deben ser iguales entre sí.

Se revisará la sección $H 25.4 \times 25.4 \text{ cm} \times 80$ obtenida en el diseño preliminar.

Los elementos mecánicos se muestran en la Fig. 11.54.

Diseño basado en los elementos mecánicos de primer orden.

$$(KI/r)_x = 1.64 \times 320/11 = 48$$

$$(KI/r)_y = 1.0 \times 320/6.53 = 49$$

$$F_a = 1\,297 \text{ kg/cm}^2, F'_{ax} = 4\,551 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = 56\,390/101.82 = 554 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 1\,369\,000/970 = 1\,411 \text{ kg/cm}^2$$

Como los extremos de la columna pueden desplazarse linealmente, el esfuerzo permisible en flexión se calcula con $C_b = 1.75 + 1.05 M_1/M_2 + 0.3 (M_1/M_2)^2 \leq 2.3$; se obtiene $F_b = 1\,520 \text{ kg/cm}^2$.

Ecuación 6.127.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{(1 - f_a/F'_a) F_b} =$$

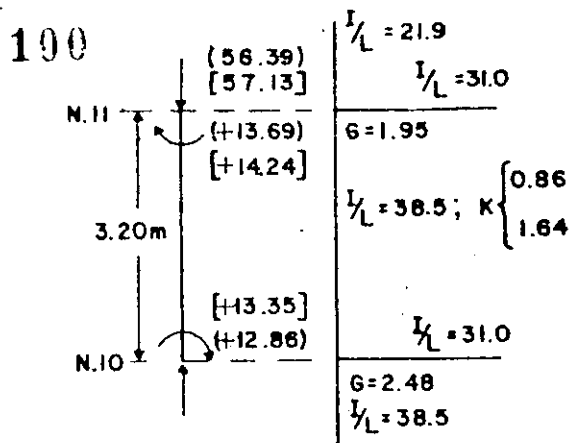


Figura 11.54. Columnas A10-A11 y C10-C11. Elementos mecánicos y factores K

$$= \frac{554}{1\,297} + \frac{0.85 \times 1\,411}{(1 - 554/4\,551) 1\,520} = 0.427 + 0.898 = 1.325 < 1.50$$

Ecuación 6.128.

$$\frac{f_a}{0.60 F_u} + \frac{f_b}{F_b} = \frac{554}{1\,520} + \frac{1\,411}{1\,520} = 1.293 < 1.50$$

Se acepta el perfil, aunque está ligeramente sobrado.

Diseño basado en los elementos mecánicos de segundo orden.

Como en los elementos mecánicos se incluye el efecto $P\Delta$, la columna se diseña como si sus extremos estuviesen fijos linealmente, tomando $K_x = 0.86^*$, $C_m = 0.6 - 0.4 M_1/M_2 \geq 0.4$ y $C_u = 1.0$.

$$(KI/r)_x = 0.86 \times 320/11 = 25, (KI/r)_y = 49$$

$$F_a = 1\,297 \text{ kg/cm}^2, F'_{ax} = 16\,775 \text{ kg/cm}^2,$$

$$F_b = 1\,520 \text{ kg/cm}^2, C_m = 0.4$$

(No se presentan los cálculos necesarios para obtener el esfuerzo permisible y el coeficiente C_m).

$$f_a = 57\,130/101.82 = 561 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 1\,424\,000/970 = 1\,468 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{561}{1\,297} + \frac{0.4 \times 1\,468}{(1 - 561/16\,775) 1\,520} = 0.433 + 0.400 =$$

* Este valor podría corregirse por inelasticidad con el método descrito en 10.7; sin embargo, los resultados no se modificarían, puesto que el diseño queda regido por los esfuerzos en un extremo de la columna.

$$= 0.833 \ll 1.50; \frac{561}{1520} + \frac{1468}{1520} = 1.335 \ll 1.50$$

El análisis de segundo orden demuestra que la inestabilidad no es crítica, como parece cuando el diseño se basa en uno de primer orden; sin embargo, no puede disminuirse el perfil, que queda regido por los esfuerzos en el extremo superior.

B10-B11 (Fig. 11.55). Se revisará una sección H 25.4 X X 25.4 cm X 95.

Elementos mecánicos de primer orden.

$$(KL/r)_x = 42, (KL/r)_y = 49, F_o = 1297 \text{ kg/cm}^2,$$

$$F'_{cr} = 5943 \text{ kg/cm}^2, F_b = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = 79010/120.77 = 654 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 1465000/1127 = 1300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{654}{1297} + \frac{0.85 \times 1300}{(1 - 654/5943) 1520} = 0.504 + 0.817 =$$

$$= 1.321 \ll 1.50$$

$$\frac{654}{1520} + \frac{1300}{1520} = 1.286 \ll 1.50. \text{ Se acepta la sección.}$$

Elementos mecánicos de segundo orden.

$$(KL/r)_x = 24, (KL/r)_y = 49, F_o = 1297 \text{ kg/cm}^2,$$

$$F'_{cr} = 18203 \text{ kg/cm}^2, F_b = 1520 \text{ kg/cm}^2, C_m = 0.40$$

$$f_a = 654 \text{ kg/cm}^2, f_b = 1559000/1127 = 1383 \text{ kg/cm}^2$$

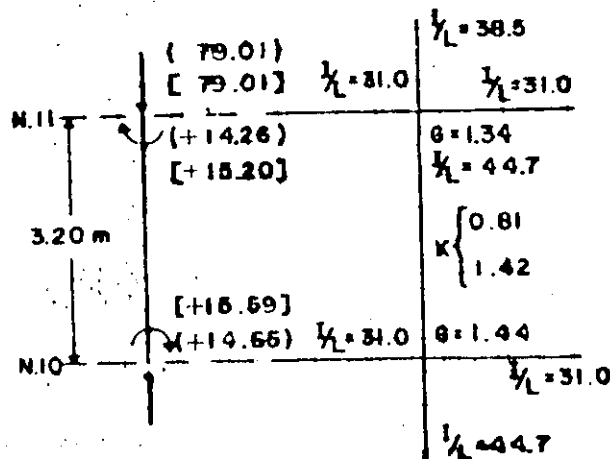


Figura 11.55. Columna B10-B11

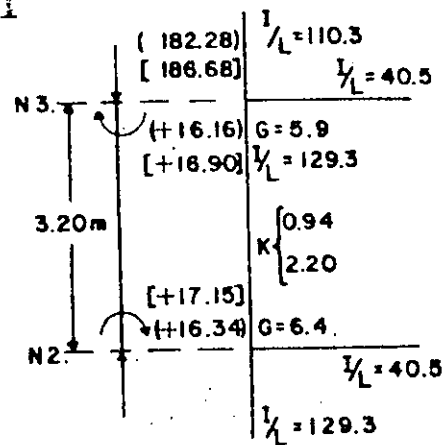


Figura 11.56. Columnas A2-A3 y C2-C3

$$\frac{654}{1297} + \frac{0.40 \times 1383}{(1 - 654/18203) 1520} = 0.504 + 0.378 =$$

$$= 0.882 \ll 1.50; \frac{654}{1520} + \frac{1383}{1520} = 1.340 \ll 1.50$$

Como en las columnas laterales, la inestabilidad no es crítica, pero los dos diseños indican que se necesita el mismo perfil, cuya elección queda regida por los esfuerzos en uno de los extremos.

Al tomar como límite de utilidad estructural la aparición del esfuerzo de fluencia en un extremo se desprecia la resistencia del perfil en el intervalo inelástico; para tenerla en cuenta, la revisión debe hacerse con la ecuación 6.131.

$$\text{Factor de carga } \lambda = 1.7/1.5 = 1.13$$

$$P = 79.01 \times 1.13 = 89.28 \text{ ton}$$

$$M = 15.59 \times 1.13 = 17.62 \text{ Tm}$$

$$P_v = 305.6 \text{ ton}, M_p = 32.04 \text{ Tm}$$

Ecuación 6.131.

$$\frac{P}{P_v} + \frac{M}{1.18 M_p} = \frac{89.28}{305.6} + \frac{17.62}{1.18 \times 32.04} =$$

$$= 0.292 + 0.466 = 0.758 \ll 1.00$$

De acuerdo con este criterio la sección H 25.4 X X 25.4 X 95 está bastante sobrada por lo que, desde el punto de vista de resistencia exclusivamente, puede reducirse.

A2-A3 y C2-C3 (Fig. 11.56). Se revisará una H 35.6 X X 35.6 cm X 134.

Elementos mecánicos de primer orden.

$$(KL/r)_x = 45, (KL/r)_y = 35, F_u = 1320 \text{ kg/cm}^2,$$

$$F'_{ex} = 5178 \text{ kg/cm}^2, F_b = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = 182280/170.77 = 1067 \text{ kg/cm}^2,$$

$$f_b = 1634000/2327 = 702 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{1067}{1320} + \frac{0.85 \times 702}{(1 - 1067/5178) 1520} = 0.808 + 0.494 = 1.302 < 1.50$$

$$\frac{1067}{1520} + \frac{702}{1520} = 0.702 + 0.462 =$$

$$= 1.164 < 1.50. \text{ Se acepta la sección.}$$

Elementos mecánicos de segundo orden.

$$(KL/r)_x = 19, (KL/r)_y = 35, F_u = 1377 \text{ kg/cm}^2,$$

$$F'_{ex} = 29030 \text{ kg/cm}^2, F_b = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = 1093 \text{ kg/cm}^2, f_b = 737 \text{ kg/cm}^2, C_m = 0.40$$

$$\frac{1093}{1377} + \frac{0.40 \times 737}{(1 - 1093/29030) 1520} =$$

$$= 0.794 + 0.202 = 0.996 < 1.50$$

$$\frac{1093}{1520} + \frac{737}{1520} = 1.204 < 1.50$$

B2-B3. Ensayando una sección H 35.6 × 35.6 cm × 134 se llega a los resultados siguientes:

Diseño basado en los elementos mecánicos de primer orden.

$$\frac{f_a}{F_u} + \frac{0.85 f_b}{(1 - f_a/F'_{ex}) F_b} = 0.873 + 0.632 = 1.505 \approx 1.50$$

$$\frac{f_a}{0.60 F_y} + \frac{f_b}{F_b} = 0.781 + 0.622 = 1.403 < 1.50$$

Diseño basado en los elementos mecánicos de segundo orden.

$$\frac{f_a}{F_u} + \frac{0.40 f_b}{(1 - f_a/F'_{ex}) F_b} = 0.862 + 0.276 = 1.138 < 1.50$$

$$\frac{f_a}{0.60 F_y} + \frac{f_b}{F_b} = 0.781 + 0.662 = 1.443 < 1.50$$

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{1.18 M_p} = \frac{202.7 \times 1.13}{432.1} + \frac{23.42 \times 1.13}{1.18 \times 64.77} =$$

$$= 0.530 + 0.346 = 0.876 < 1.00$$

Al utilizar los elementos mecánicos obtenidos en el análisis de primer orden todas las columnas quedan diseñadas por inestabilidad, pero al emplear los resultados del de segundo orden se demuestra que la inestabilidad no es crítica y que en todos los casos rigen las condiciones en un extremo; si éstos se revisan con la ecuación 6.128, que está basada en que la aparición del esfuerzo de fluencia se toma como límite de utilidad estructural, los dos métodos de diseño llevan a la obtención de los mismos perfiles, pero si se utiliza la ecuación 6.131, correspondiente a la plastificación de la sección bajo solicitaciones factorizadas, se encuentra que los extremos de las columnas están sobrados y que pueden disminuirse las secciones empleadas en ellas. (Aunque posible desde el punto de vista de resistencia quizá no pueda hacerse la disminución, pues ocasionaría un aumento de las deformaciones laterales, que ya son excesivas; el empleo en las columnas de perfiles menores debe ir acompañado por un cálculo más realista de los desplazamientos horizontales de los pisos en el que se tenga en cuenta, cuando menos, la influencia de las losas).

11.5.3. Resumen de métodos empleados para el diseño de columnas de marcos rígidos analizados elásticamente

En la actualidad, el diseño de las columnas de edificios de acero se basa fundamentalmente en el empleo de las ecuaciones de interacción 6.127 y 6.128, que se reproducen aquí en la forma en que se aplican a columnas flexionadas alrededor de uno solo de sus ejes centroidales y principales:

$$\frac{f_a}{F_u} + \frac{C_m f_b}{(1 - f_a/F'_{ex}) F_b} \leq 1.0 \quad (6.127')$$

$$\frac{f_a}{0.60 F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0 \quad (6.128')$$

La primera ecuación tiene por objeto comprobar que el perfil empleado tiene un coeficiente de seguridad adecuado contra la falla por inestabilidad, y con la segunda se revisa su resistencia en los puntos soportados lateralmente, que suelen ser los extremos; las dos deben satisfacerse simultáneamente.

En el empleo de la ecuación 6.127' se hace una distinción fundamental entre miembros cuyos extremos no pueden desplazarse lateralmente (columnas que forman parte de edificios contraventeados) y

miembros que carecen de restricciones exteriores contra la traslación (columnas en edificios no contraventados), que influye en la determinación del factor de longitud efectiva K , para pandeo en el plano del marco en estudio, y en la del coeficiente C_m ; en el primer caso C_m vale $0.6 \pm 0.4 M_1/M_2 \leq 0.4$, y F_a y F_c' se calculan con un factor K menor que 1.0, mientras que en el segundo C_m es igual a 0.85 y en la determinación de F_a y F_c' debe utilizarse una K mayor que la unidad. La distinción anterior está basada en la suposición, implícita en la mayor parte de los reglamentos de diseño, de que los esfuerzos f_a y f_b se obtienen con los elementos mecánicos determinados por medio de un análisis de primer orden, que se amplifican, de una manera más o menos arbitraria, con la ecuación 6.127'.*

Si se efectuase un análisis completo de segundo orden, incluyendo todos los factores que influyen en el comportamiento no lineal de la estructura, se obtendrían elementos mecánicos que se utilizarían directamente en el diseño, sin amplificación de ninguna clase; sin embargo, lo más frecuente es que en el análisis se tome en cuenta tan sólo el efecto $P\Delta$, producido por los desplazamientos lineales de entrepiso, y no el $P\delta$, que corresponde a la deformación del eje de la columna con respecto a la recta que une sus extremos, por lo que en las ecuaciones de interacción debe incluirse la amplificación correspondiente a este segundo fenómeno; en esas condiciones se utilizan los esfuerzos calculados con los elementos mecánicos de segundo orden amplificados como si los extremos de la columna estuviesen fijos linealmente, es decir, calculando F_a y F_c' con factores K menores que 1.0 y haciendo C_m igual a $0.6 \pm 0.40 M_1/M_2 \leq 0.4$.

Por consiguiente, si se emplea un análisis en el que se incluya el efecto $P\Delta$ no hay que distinguir entre estructuras en las que los desplazamientos laterales estén impedidos o no, ni entre estructuras con o sin contraventeo, aunque en el cálculo de los desplazamientos y efectos de segundo orden se tendrán en cuenta los contraventeos y muros de cortante, cuando los haya.

Con objeto de asegurar la integridad de la estructura, principalmente de las conexiones, y minimizar los daños no estructurales, la mayor parte de los reglamentos modernos fijan límites superiores a las deformaciones laterales admisibles en los edificios, cuando

* En la Ref. 11.1 se habla de marcos con desplazamientos laterales "impedidos" y "no impedidos"; en cambio, en la Ref. 11.2 se reconoce que los desplazamientos laterales no son nunca nulos, pero se fijan los límites dentro de los cuales los efectos debidos a ellos son poco importantes en el diseño, independientemente de que la rigidez lateral de los marcos provenga exclusivamente de las vigas y columnas que los componen, de muros de rigidez o contraventeos, o de la acción combinada de marcos, muros y contraventeos.

están sometidos a la acción simultánea de cargas verticales y horizontales, indicando generalmente que el desplazamiento relativo de los niveles que limitan cada entrepiso no debe exceder una cierta fracción de la altura de éste. De acuerdo con los conocimientos actuales, todavía incompletos, parece que cualquier control razonable de los desplazamientos laterales, necesario para reducir los daños en muros divisorios, cancelos, etc., es suficiente para asegurar la estabilidad de la estructura, aún en el intervalo inelástico, pues al mantenerse los desplazamientos por debajo del límite prefijado los efectos de segundo orden no pueden sobrepasar un cierto valor, que es poco importante en general. El comportamiento de las estructuras no cambia fundamentalmente porque tengan o no contraventeo, pero la importancia de éste estriba en que constituye un medio mucho más económico de controlar los desplazamientos laterales que aumentando las dimensiones de vigas y columnas.

La ecuación 6.127', que es con frecuencia crítica en columnas de marcos no contraventados, diseñadas con los elementos mecánicos de primer orden, deja generalmente de serlo en edificios con desplazamientos laterales controlados en los que se hace un análisis que incluye el efecto $P\Delta$; en cambio, la ecuación 6.128' se vuelve más crítica (y también más realista), al crecer los esfuerzos f_a y f_b que aparecen en ella.

Los efectos de segundo orden no deben determinarse para cada marco por separado, sino para todos los marcos, muros de cortante y contravientos, que trabajando en conjunto constituyen el esqueleto resistente del edificio.

Columnas en flexión biaxial

Si el diseño de las columnas flexionadas biaxialmente se hace con las ecuaciones 6.127 y 6.128, recomendadas en las especificaciones del AISC (Ref. 11.1), se obtienen resultados muy conservadores, porque en ellas se toma como límite de utilidad estructural la aparición del esfuerzo de fluencia en una esquina de la sección más crítica; si se utilizan, en cambio, las ecuaciones 6.12 y 6.120, que están basadas en la resistencia máxima, en el intervalo inelástico, de la columna, se logra una mejor concordancia con resultados experimentales y se obtienen, además, secciones más ligeras.

En la Ref. 11.49 se recomienda que se utilicen las ecuaciones 6.12 y 6.120, en conjunción con un análisis elástico de segundo orden en el que se incluya el efecto $P\Delta$ (a menos que se demuestre que la estructura tiene la rigidez lateral suficiente para que no sea significativo), y utilizando el factor de carga adecuado.

Para que las ecuaciones 6.12 y 6.120 sean aplica-

bles deben cumplirse las condiciones siguientes (Ref. 11.49):

1. Las columnas son compactas y de sección transversal H o I .

2. El diseño se efectúa en miembros aislados, no en partes de estructuras en las que las fuerzas se redistribuyen cuando se aproxima la carga última.

3. Se conocen la carga axial y los momentos en los extremos de la columna, determinados por medio de un análisis elástico de primer o segundo orden, según el caso. (No se sugiere, al menos por ahora, que las ecuaciones se apliquen al diseño plástico de estructuras tridimensionales).

4. En todos los casos en que las deflexiones laterales puedan ser críticas se hace una evaluación de los esfuerzos en condiciones de servicio para asegurarse de que los desplazamientos calculados elásticamente son válidos, ya que es posible que una parte importante de las secciones transversales de la columna fluya plásticamente bajo sollicitaciones de trabajo.

5. Las secciones se dimensionan de tal manera que ni los esfuerzos reversibles causados por viento o sismo, calculados sin tener en cuenta las sollicitaciones ocasionadas por las cargas vivas y muertas, ni los variables producidos por viento o sismo más carga viva, multiplicados éstos por un factor de carga de 1.5 y otro de probabilidad de ocurrencia de 0.7, por ejemplo, sobrepasen el esfuerzo nominal de fluencia en los puntos en que tienen valores máximos.

11.6 Análisis y diseño plástico

11.6.1 Introducción

Los teoremas fundamentales del análisis plástico y los métodos generales que se derivan de ellos (Cap. 2, Arts. 2.7 y 2.8) se aplican a vigas continuas y marcos de poca altura que trabajan principalmente en flexión, en los que los desplazamientos y las fuerzas axiales son pequeños. En esas condiciones es satisfactorio formular las ecuaciones de equilibrio tomando como base la configuración no deformada de la estructura, y la carga máxima que resiste se predice con buena precisión con la teoría plástica simple.

Se presenta una situación diferente en edificios de varios pisos, en los que los marcos soportan cargas verticales considerables, además de fuerzas laterales ocasionadas por viento o sismo, que producen desplazamientos horizontales importantes de los niveles que los componen; en esas condiciones, los momentos secundarios de volteo ocasionados por las cargas verticales al actuar sobre el marco deformado lateralmente pueden alterar el equilibrio de una manera significativa. El efecto de los momentos de segundo orden es reducir la resistencia y rigidez de la estruc-

tura para soportar cargas verticales y horizontales, y puede llevar a una falla por inestabilidad.

Aunque en el diseño de algunas estructuras construidas a principios de este siglo se utilizaron conceptos referentes al comportamiento plástico del acero, no fue sino hasta la década 1950-60 cuando se contó con suficientes conocimientos teóricos, respaldados por investigaciones experimentales, para justificar el diseño sistemático de ciertos tipos de estructuras tomando como base su resistencia última, definida por la formación de un mecanismo de colapso con articulaciones plásticas.

Así, el *AISC* publicó en 1958 un conjunto de reglas para el diseño plástico de esas estructuras (Ref. 11.22), que se añadieron como un apéndice a las especificaciones en vigor en ese año, las que se referían únicamente al diseño basado en esfuerzos permisibles; en ellas se dieron recomendaciones para el diseño plástico de vigas continuas y marcos rígidos de uno o dos pisos.

Posteriormente las reglas mencionadas fueron incluidas, casi sin cambios, en la parte 2 de las especificaciones *AISC* de 1961; la única modificación se hizo en los factores de carga: las reglas de 1958 especificaban 1.85 para cargas permanentes y 1.40 para permanentes y eventuales en todas las estructuras en que eran aplicables, mientras que en 1961 el factor de carga para diseño de vigas continuas se redujo a 1.70, pero se conservaron los mismos valores en marcos rígidos.

En las especificaciones de 1963 (Ref. 11.7) el *AISC* conservó, sin ningún cambio, la parte 2 de 1961, referente a diseño plástico.

Durante esos mismos años en otros países se permitió también el diseño plástico (Ref. 11.23), pero sus códigos incluían, en general, menos información sobre cómo efectuarlo que el del *AISC*.

Una vez que el diseño plástico de estructuras de poca altura estuvo establecido sobre bases firmes, la mayor parte de las investigaciones se dirigió hacia su extensión al análisis y diseño de marcos altos, cuyo comportamiento se ve afectado de manera significativa por las fuerzas de compresión que actúan en las columnas y por su interacción con los desplazamientos laterales de los niveles. Para fines de análisis y de descripción de comportamiento se identificaron dos tipos de marcos rígidos altos: *marcos contraventeados*, en los que la resistencia a cargas laterales, pandeo e inestabilidad es proporcionada fundamentalmente por un sistema de contraventeo vertical o por muros de rigidez, y *marcos no contraventeados*, que dependen exclusivamente de la resistencia y rigidez de sus propios miembros, columnas y vigas, y de las conexiones entre ellos.

En 1969 (Ref. 11.1) el *AISC* extendió el uso del



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

Aspectos Generales Sobre Proyecto, Diseño y Construcción

SISTEMAS ESTRUCTURALES Y ESTRUCTURACION

OCTUBRE, 1984.



Tall Building Systems and Concepts

Chapter SC-1

Structural Systems

Prepared by Committee 3 (Structural Systems) of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat as part of the Monograph on the Planning and Design of Tall Buildings.

John V. Christiansen
Fritz Reinitzhuber
Walter P. Moore, Jr.

Chairman
Vice-Chairman
Editor

AUTHOR ACKNOWLEDGMENT

Special acknowledgment is due those individuals whose contributions and papers formed the substantial first drafts of the various sections of this chapter. First are the state-of-art reporters from the 1972 International Conference whose material was published in the Lehigh Proceedings. For the indicated sections, these individuals are:

L. W. Lu, Section 1.1	F. Nishikawa, Section 1.2
U. Yuceoglu, Section 1.1	H. Sontag, Section 1.2
Yu. D. Bychenkov, Section 1.2	H. P. Vasiliev, Section 1.2
J. V. Christiansen, Sections 1.2, 1.3	M. Kavyrchine, Section 1.3
R. O. Disque, Sections 1.2, 1.3	A. F. Nassetta, Section 1.3
T. Hisatoku, Section 1.2	L. E. Robertson, Sections 1.3, 1.4
G. F. König, Sections 1.2, 1.3	A. G. Sokolov, Section 1.3
J. Kozák, Section 1.2	A. H. Yorkdale, Section 1.3
N. G. Matkov, Section 1.2	H. Bandel, Section 1.4

In addition to the state-of-art reporters, valuable discussions were presented at the 1972 International Conference by the following people:

R. Dziejowski, Section 1.2	R. A. Sofronie, Section 1.4
W. P. Moore, Jr., Sections 1.2, 1.3	R. J. Brungraber
F. K. Reinitzhuber, Sections 1.2, 1.3	J. Nasser
H. Bandel, Sections 1.3, 1.4	

CONTRIBUTORS

The following is a complete list of those who have submitted written material for possible use in the chapter, whether or not that material was used in the final version. The Committee Chairman and Editor were given quite complete latitude. Frequently length limitations precluded the inclusion of much valuable material. The Bibliography contains all contributions. The contributors are: H. Bandel, J. F. Brotchie, R. J. Brungraber, Yu. D. Bychenkov, J. V. Christiansen, R. O. Disque, R. Dziejowski, I. Erenyi, T. Hisatoku, M. Kavyrchine, G. F. König, J. Kozák, R. E. Lewis, L. W. Lu, K. G. Martin, N. G. Matkov, W. P. Moore, Jr., J. Nasser, A. F. Nassetta, F. Nishikawa, Z. Pawlowski, P. Pun, F. K. Reinitzhuber, L. E. Robertson, R. A. Sofronie, A. G. Sokolov, H. Sontag, A. P. Vasiliev, A. H. Yorkdale, U. Yuceoglu.

COMMITTEE MEMBERS

L. G. Aycardi, H. Bandel, N. G. Bondre, G. E. Brandow, J. F. Brotchie, R. J. Brungraber, Yu. D. Bychenkov, P. W. Chen, J. V. Christiansen, P. Cizek, J. H. Daniels, J. De Bremaeker, F. De Miranda, D. Dicke, R. O. Disque, R. Dziejowski, I. Erenyi, D. G. Eyre, D. Fournier, H. Gallegos, C. N. Gaylord, G. B. Godfrey, R. J. Hansen, R. D. Hanson, S. H. Hardin, T. Hisatoku, L. Y. Huang, J. W. Kamerling, M. Kavyrchine, G. F. König, J. Kozák, G. Lacombe, R. E. Lewis, M. A. Macias-Rendon, J. Mason, N. G. Matkov, G. G. Mayor, A. C. Megerdichian, W. P. Moore, Jr., J. Munoz-Duque, J. Nasser, A. F. Nassetta, F. Nishikawa, A. Ostapenko, Z. Pawlowski, T. Perzynski, E. A. Picardi, M. V. Posokhin, P. Pun, W. Quasebarth, G. Rahulan, F. K. Reinitzhuber, L. E. Robertson, B. Rubanenko, D. Sfintesco, R. A. Sofronie, A. G. Sokolov, H. Sontag, E. Suzuki, R. S. Taboloff, A. R. Toakley, G. Van Resbeck, A. P. Vasiliev, E. P. Wiesinger, R. N. Wright, M. S. Yolles, A. H. Yorkdale, S. Zaczek.

1.1 INTRODUCTION

In general, the structural system of a building is a three-dimensional complex assemblage of various combinations of interconnected structural elements. These may be discrete members or they may be continuous assemblages. The primary function of the structural system is to carry effectively and safely all the loads acting on the building, and eventually to transmit them to the foundation. A structural system is therefore expected to:

1. Carry dynamic and static vertical loads.
2. Carry horizontal loads due to wind and earthquake effects.
3. Resist stresses caused by temperature and shrinkage effects.
4. Resist external or internal blast and impact loads.
5. Resist and help damp vibrations and fatigue effects.

In addition, a structural system is usually subject to the following constraints:

1. It should conform with the architectural requirements and those of the user or owner, or both.
2. It interacts with and facilitates an appropriate solution to the service systems, such as heating, ventilating, and air conditioning, horizontal and vertical transport, and other electrical and mechanical systems.
3. It facilitates simple and fast erection of the building.
4. It is resistant to fire.
5. It enables the building, the foundation, and the ground to interact properly.
6. It is economical.

In the process of selecting the most suitable structural system for a tall building, several factors have to be considered and optimized in addition to the height of the

building. For this complicated process, no simple clear-cut method is available. The design team must use every available means—imagination, ingenuity, previous experience, and relevant literature—to arrive at the best possible solution in each particular case.

In various types of structural systems, whether they are steel, concrete, or composite systems, there are several subsystems or components common to all. These can be grouped in the following way:

1. Floor systems.
2. Vertical load resisting systems.
3. Horizontal load resisting systems.
4. Structural joints. (This subject is covered in Chapter SB-7 for steel structures, Chapter CB-5 for concrete structures, and Chapter SB-9 for mixed structures.)
5. Energy dissipation systems (for buildings subjected to substantial dynamic loading).

The most frequently used tall building structural systems for steel and concrete structural frames based on their tallness criteria are given as examples in Figs. 1.1 and 1.2 (Khan, 1974). These along with other systems will be considered in the later sections of this chapter.

In principle, in any structural system, all of the load-resisting systems and components should be equally active and ideally should work together under all types and combinations of design loads. In other words, the parts of the structural system that primarily resist horizontal loads should be able to contribute to the resistance to vertical loads as well. This is, in fact, the case in some structural systems, and many individual components such as floor systems are common to (or merged together with) either or both horizontal load resisting frames and vertical load resisting frames. Even if the two framing systems are discrete and sufficiently separate, one must always consider them as being interrelated. Consequently, their possible interactions should be taken into account. We will, however, attempt to isolate them and treat each separately in order to facilitate the discussion.

The most efficient structural system is the one that manages to combine all the structural subsystems or components into a completely integrated system in which most of the elements take part in resisting the loads. However, this ideal case is unlikely to be fully achieved in practice, due to constraints such as efficiency and ease of assembly and construction, manufacturing of joints, economic considerations, and other requirements.

In this chapter, the following structural systems and their subsystems will be discussed from a broad viewpoint: (1) Framing systems to resist gravity and vertical loads (including floor systems); (2) framing systems to resist horizontal loads; and (3) energy dissipation systems.

1.2 FRAMING SYSTEMS TO RESIST GRAVITY LOADS

It is extremely difficult to apply accurately a classification system that succeeds in isolating criteria for tall buildings. Many methods have been tried, among them the following groupings:

1. Number of stories or building height.
2. Building usage or type.
3. Building materials (steel versus concrete).
4. Building structural system.

This certainly in no way exhausts the possibilities that have been proposed at one time or another, but it does indicate the difficulties. Nevertheless it was concluded that a reasonable method could be arrived at based upon the type of structural system used to resist the loads.

Every building, whether it is tall or short, must have a structural system capable of carrying all kinds of loads—vertical, horizontal, temperature, etc. In principle, the entire resisting system of the building should be equally active under all types of loading. In other words, the structure resisting horizontal loads should be able to

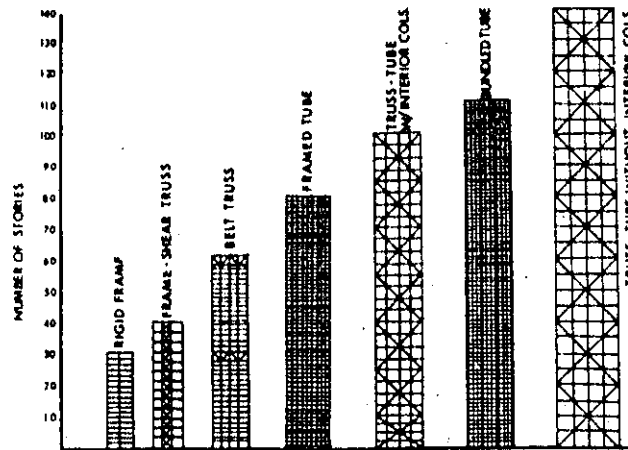


Fig. 1.1 Types of steel structure (Khan, 1974)

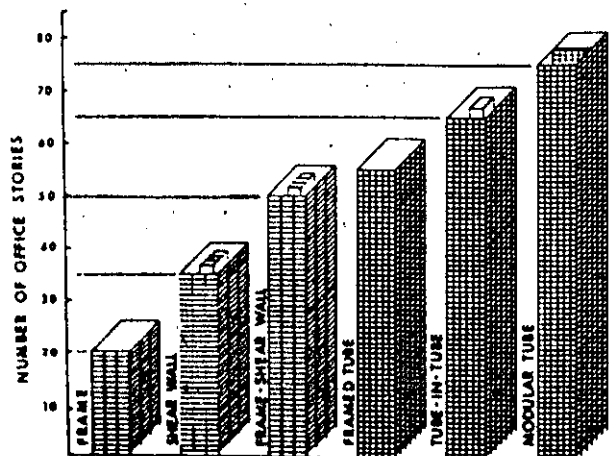


Fig. 1.2 Concrete structural systems for office buildings (Khan, 1974)

resist vertical loads as well, and many individual elements are common to both types of systems. In short, one must always remember the possible interaction of structural systems even though we will attempt to isolate them in this chapter.

Although the combination of systems to resist all types of loads concurrently is normal, this section of the chapter considers only the resistance to gravity loads. The framing systems chosen to resist gravity loads may be divided into: (1) The horizontal framing system or the floor structure; and (2) the vertical framing system or the columns, bearing walls, and hangers.

1 Horizontal Framing Systems—Floor Structures

Floor structures are responsible for a high percentage of the cost of tall buildings. Although such floor structures do not differ substantially from those found in low-rise buildings, there are certain aspects and properties that must be borne in mind:

1. Dead weight of the floor. For tall buildings it is certainly reasonable to reduce the weight of the floors, permitting a reduction in the size of the supporting structures (columns, foundation) and the use of larger spans.
2. Capacity of the floor to handle loads during the erection process.
3. Suitability for the accommodation of ducts and piping.
4. Fire resistance properties.
5. Suitability for continuous construction regardless of the season of the year.
6. Elimination of extensive temporary shoring procedures.

Today there are tendencies to use larger floor spans in tall buildings, particularly in steel structures. This is primarily due to the desire to create greater space flexibility in the use of the floor. In addition it makes it possible to accommodate a greater variety of tenant floor plans.

The floor structures can be built using elements of steel and reinforced concrete in various combinations. (However, in these days of industrial unrest, it is undesirable that a floor system should contain a major element that can only be obtained from a single source, if a change to an alternative element would involve considerable expense and redesign.) Structural systems, of course, are influenced by the material used, but in all cases they are a combination of slabs, joists and girders, and secondary beams (in the case of larger spacing of floor beams). The characteristic element for the whole floor structure is the floor slab, whose thickness and reinforcement is dependent upon the span, the loading and the support conditions.

In categorizing types of floor slabs, the following structural systems may be distinguished: (1) Two-way systems; (2) one-way systems; and (3) beam and slab systems.

Two-way systems include:

1. Flat plates supported by columns [Fig. 1.3(a)]. The vertical loads are transmitted to the column from all directions.
2. Flat slab supported by columns with capitals or drop panels, or both [Fig. 1.3(b)]. This system is similar to the flat plate except it maintains a thicker

section over the columns to accommodate the higher shears and moments found at that location.

3. Slab of constant thickness [Fig. 1.4(a)]. This type of slab spans in two directions between girders or bearing walls. The boundary conditions may provide simple supports or continuous supports in one or two directions. Torsional restraints may be found in the supporting elements.
4. Slab with waffles [Fig. 1.4(b)]. This slab has a waffle pattern in the middle part of its span to reduce the dead weight of the system.
5. Two-way joists (ribbed slab) [Fig. 1.4(c)]. This system and the conditions for its use are similar to slabs with waffles.

One-way systems include:

1. Slabs of constant thickness [Fig. 1.5(a)]. These slabs span in one direction

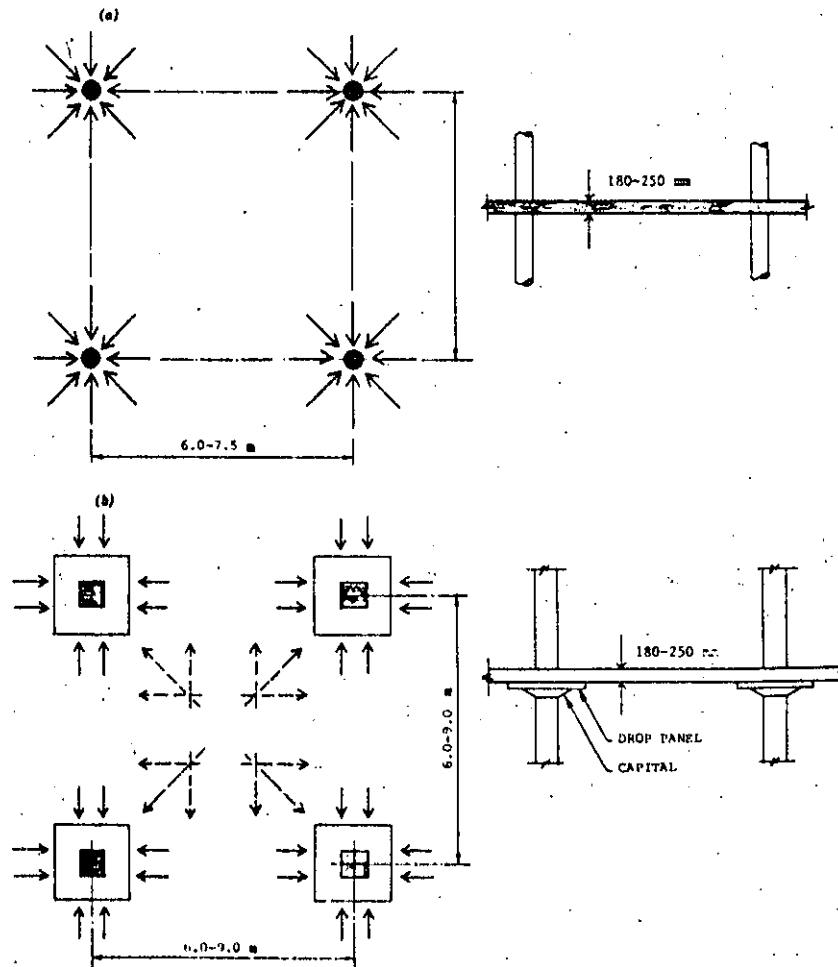


Fig. 1.3 Flat slab: (a) Point supports (columns); (b) Supported by columns with capital

with spans of 3 m to 8 m (10 ft to 25 ft). The support conditions vary from simple to continuous.

2. Closely spaced joists [Fig. 1.5(b)]. The joists have the capacity of transverse distribution of loads and are, from the statical point of view, similar to the one-way slab of constant thickness.

Beam and slab systems are shown in Fig. 1.6. This type of slab is supported by beams (or secondary beams) which are closely spaced at about 1 m to 4 m (3 ft to 14 ft). The slab can be simply supported or continuous, and may be composite with the joists. These systems are most typical with floor structures made of steel.

Integration of mechanical and electrical services often plays a significant role in

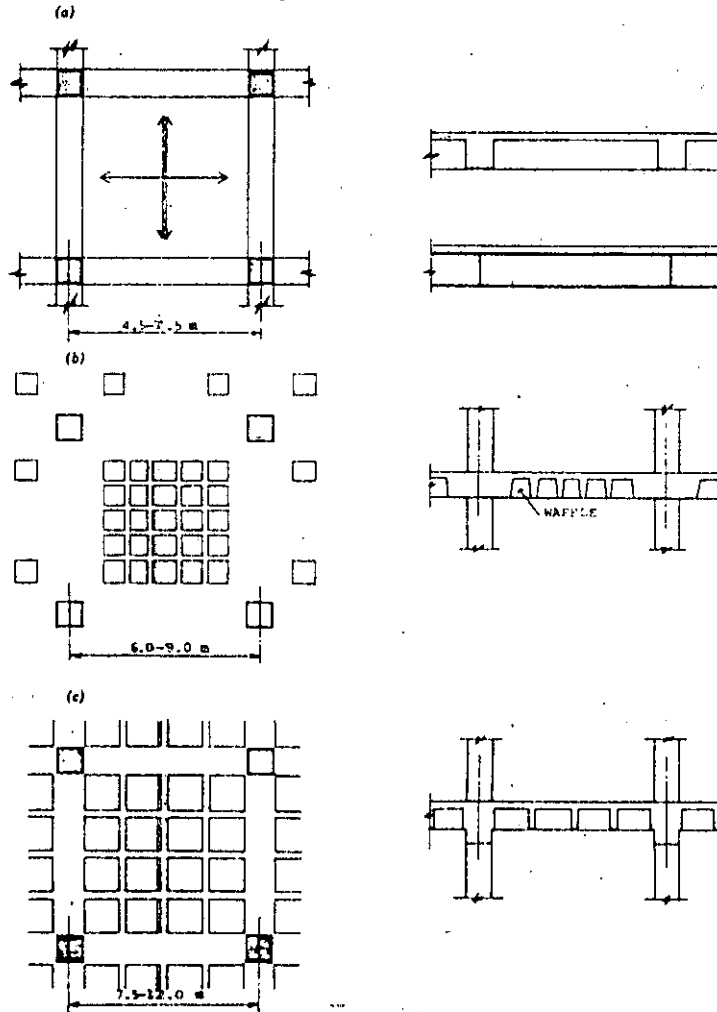


Fig. 1.4 Two-way systems: (a) Flat slab spanned between girders or bearing walls; (b) Waffle slab supported by columns; (c) Two-way joists (ribbed slab)

the choice of the proper floor system. The accommodation of ductwork, pipes, and wiring in the floor structure usually takes place in one of the following three ways (Fig. 1.7):

1. Lattice floor joists and girders. Piping and wiring pass through the latticed webs (typical for large spans and steel structures).
2. Floor joists of small depth spanning one-way or beam and slab system with a smaller spacing crossing the main direction of the piping and wiring. The deeper girders may eventually be pierced by openings.
3. Integral floor slab structures of minimum depth where the piping and wiring are suspended and covered by a soffit (typical for small spans and reinforced concrete structures).

Floor Structures in Concrete. The possibilities for the various uses of concrete in floor structures are summarized in Fig. 1.8. In determining the advantages and disadvantages of concrete, many factors must be considered. These include the dead load, heat and sound insulation, damping of vibrations, fire resistance, durability, modulus of elasticity, quality, production, economies, and speed of erection.

Slabs of uniform thickness. As previously stated, these slabs may be part of either a one-way or a two-way system. Characteristics are as follows.

Description. Thickness: 100 mm to 250 mm (4 in. to 10 in.). Span: 3 m to 8 m (10 ft to 25 ft).

Advantages. Minimum story heights; minimum structural depth; smooth soffit; adaptable to an irregular support layout; flexibility of installation; good heat and sound insulation; and good damping characteristics.

Disadvantages. Heavy system (requires larger foundation, vertical supports, etc.); relatively short span capability; relatively large deflection.

Applications. Hotels and apartments—less often in office buildings. Examples are:

1. The Lake Point Tower, 70-story apartment building in Chicago, USA.
2. The Concordia, high-rise 48-story apartment building in Cologne, Germany.
3. A multitude of 30-story to 50-story apartment buildings in Chicago and New York, USA.

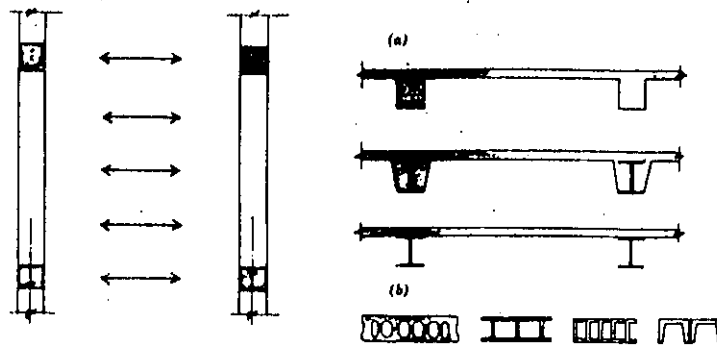


Fig. 1.5 One-way systems: (a) One-way slab of constant thickness; (b) Joists with transverse distribution capacity

4. Hotel in Hradec Králové, Czechoslovakia.
5. Apartment building in Puerto Cabello, Venezuela.
6. Office building Gebruder Sulzer in Wintertur, Switzerland.

Concrete joist structure.

Description. This is a system of a thin slab cast integrally with relatively narrow and closely spaced ribs which may be arranged in a one-way pattern (commonly called pan joists when it is poured in place), or a two-way pattern (referred to as a waffle slab). The one-way system is suitable for prefabrication using precast elements. Waffle slabs are formed by pans (steel, wood, plastic, asbestocement, ferrocement, cardboard, etc.). Due to the forming costs, this system can be relatively expensive at times.

In Great Britain, 300-mm, 400-mm, and 500-mm (12-in., 16-in., and 20-in.) depth waffle slabs are used with spans varying from 6 m to 16 m (20 ft to 52 ft) (Fig. 1.9), and with 200-mm, 300-mm, 400-mm, and 500-mm depths for one-way construction with spans ranging from 4.5 m to 13.5 m (15 ft to 45 ft). In the United States, the depths range from 150 mm to 610 mm (6 in. to 24 in.) for poured-in-place systems, and from 510 mm to 1 m (20 in. to 40 in.) for precast systems, with spans in the range of 8 m to 14 m (26 ft to 46 ft) being common. Spans may be increased by as much as 50% if the joists are post-tensioned.

Advantages. It is a medium to long span system. It readily allows for small perforations to handle piping, ductwork, and other mechanical-electrical systems (Fig. 1.10). It is a relatively lightweight concrete system, yet it has stiffness and may be used as a component in the lateral load resistance system.

Disadvantages. It is not particularly suitable when layouts of supports are

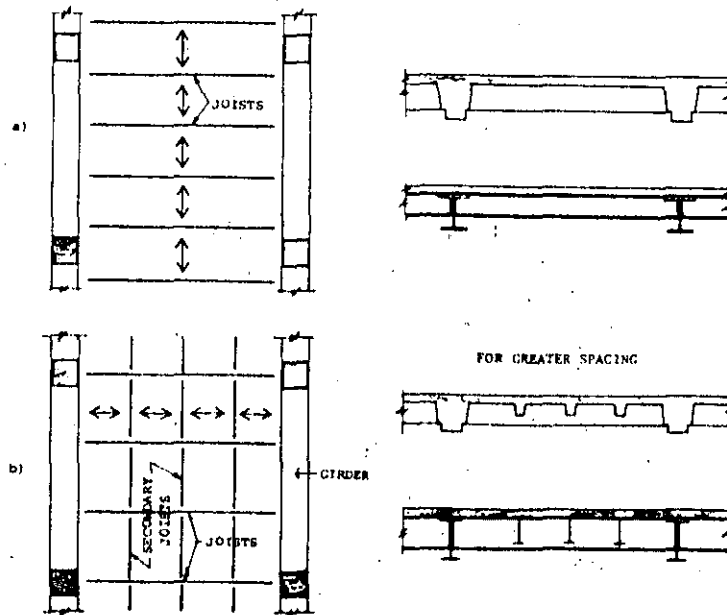
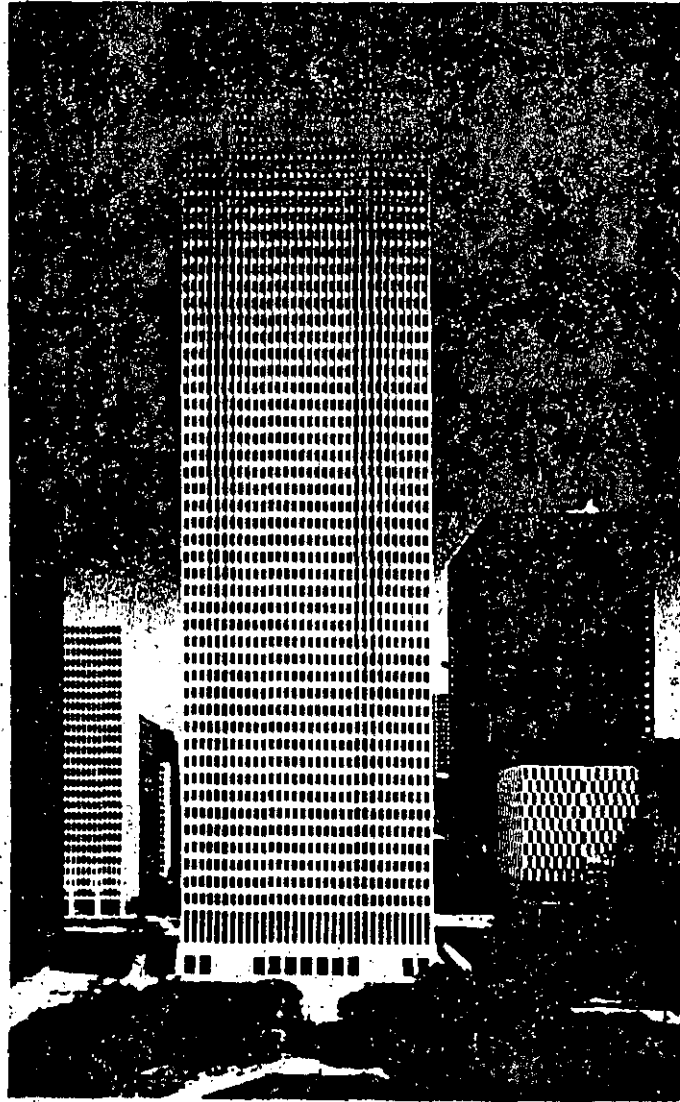


Fig. 1.6 Beam and slab systems

irregular. It is not readily adaptable to irregular bay sizes and shapes. The finished soffit is not usually suitable for exposed architectural application, and it is sometimes difficult to frame large openings.

Applications. Office buildings and commercial structures. Examples are:

1. Office building BASF in Ludwigshafen, Germany.
2. One Shell Plaza Building in Houston, USA.
3. The CBS Building, New York, USA.



One Shell Plaza, Houston, Texas (Courtesy: Ezra Stoller)

4. Canadian Stock Exchange Tower in Montreal, Canada.
5. Standard Bank Centre in Johannesburg, South Africa.

Beam and slab system.

Description. The beam and slab system in concrete consists of a 100-mm to 180-mm (4-in. to 7-in.) slab supported by beams spaced generally from 3 m to 8 m (10 ft to 25 ft) on center. It is desirable to have the beam depth not much less than 1/15 to 1/20 of the span. The problem of depth may be overcome in several ways. In apartment buildings, the beams may be placed along the partition lines and the beam soffits may be placed at the door lintels. The beam depth may be reduced by post-tensioning. The beam and slab may form a composite system with precast elements.

Advantages. It is a long span system. It is readily adapted to large openings, such as those required for stairs, elevators, and mechanical shafts. It is adaptable to any size and shape of building and any plan layout. It is a relatively lightweight concrete system. Precast elements may be used (pre- or post-tensioning).

Disadvantages. It is a deep structural system. Nonstandard wooden forms usually have to be used.

Applications. In office and commercial buildings and in apartment buildings. Examples are:

1. Lonza office building in Basel, Switzerland.
2. Telefunken office building in Berlin, Germany.
3. City Hall, Toronto, Canada.
4. Australia Square Tower Building, in Sydney, Australia.
5. RVHP office building in Moscow, USSR.

Floor Structures in Steel. The one characteristic element of the whole floor structure is the floor slab. The materials used for floor slabs are: (1) Ceramic; (2) reinforced concrete, either cast-in-place or precast; and (3) metal deck with a concrete cover layer.

Concrete is an important component in all floor systems. The concrete has a load-carrying function (at least a load-distribution function). Also, it is required for acoustical reasons and for fire separation between the stories.

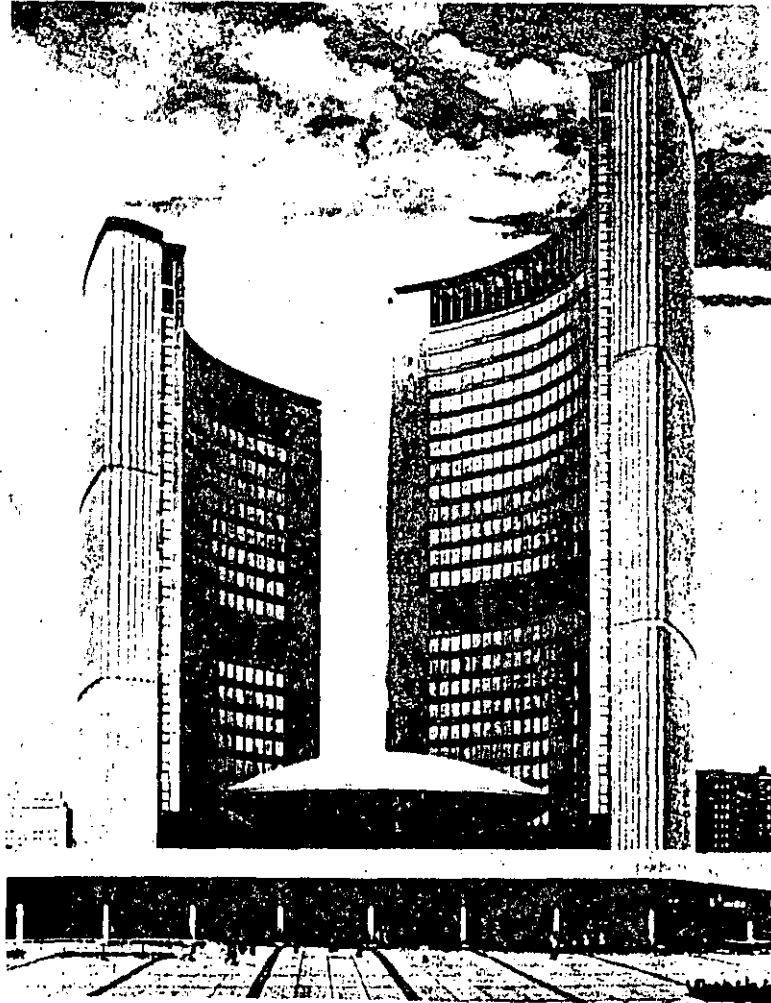
The composite structural behavior between the floor slab and the steel girders when achieved can improve the economy and stiffness of the structural system. A composite system is most effective for longer spans and for higher applied loads.

Ceramic slabs. The application of ceramic slabs is an older structural system used mainly in combination with masonry walls. There are many kinds of ceramic slabs in use. In Fig. 1.11, the bottom flange of the steel joist is covered with concrete to support lightweight concrete molded bricks. All elements are made monolithic by concrete cast in place. The spacing of joists is relatively small, amounting to about 610 mm (2 ft). In the final stage, this system is similar to the one-way system.

Fig. 1.12 represents a solution with hollow ceramic plates supported by means of ceramic heels on the bottom flanges of steel joists. The spacing of joists varies from 0.90 m to 1.20 m (3 ft to 4 ft). The ceramic plates support a lightweight fill, which is topped and stiffened by a concrete layer.

These systems are simple, and they do not require heavy construction equipment. Due to the large mass they are acoustically satisfactory. They are seldom used in tall buildings because of the larger dead load, the higher labor costs created by the necessity of plastering, and the impossibility of accommodating wiring, ductwork, and piping.

Reinforced concrete slabs cast in place. Concrete slabs are cast in place on the upper flanges of joists or girders by means of removable formwork. The thickness of the slab depends on the span and the loading, and varies from about 1/30 to 1/15 of the span. The slab usually has a constant thickness (Fig. 1.13), but it may be stiffened over the flanges (Fig. 1.14), or it may be taken to the bottom flanges to achieve a composite behavior as well as provide for corrosion and fire protection (Fig. 1.15). Various technologies of construction have been developed.



Toronto City Hall, Toronto, Canada (Joint Committee, 1973)

For example, the concrete can be transported by pump or it can be transported in containers around the site. Sometimes reinforcement can be a grid or mesh or in the form of permanent steel formwork. Also, the composite action between the steel and concrete can be achieved by means of studs or straps welded to the upper flange of the steel girders.

Advantages. Using these slabs, it is simple to take into account the various irregularities, such as horizontal openings, columns, irregular floor plans, and variable spacing of girders. It is easy to achieve composite behavior between the slab and girder. This results in a high stiffness for the floor structure in both the vertical and horizontal directions. Also, there is a lower percentage of reinforcement used due to the continuous spans.

Disadvantages. However, use of these slabs results in increased demand for labor



Australia Square, Sydney, Australia (Courtesy: Ness Abdullah, Civil and Civic Pty., Ltd.)

on the site for formwork, laying of reinforcement, casting of concrete, and formwork stripping. It is a wet process requiring long periods for setting and hardening of the concrete; it is dependent upon the weather; and it creates some problems in coordinating the steel erection with the concreting operation.

Precast concrete slabs. These slabs can be laid on steel floor beams. The spacing of the beams varies from 1.2 m to 9 m (4 ft to 30 ft), and must be chosen with regard to the type of precast slab being used. The longitudinal joints are usually placed above the steel girder so that the slab behaves like a simple beam. In principle, two kinds of precast slabs may be used.

One kind is the "catalog" precast slab. These slabs are mass produced and suitable for other applications. For instance, they can be laid on concrete beams or on masonry or concrete walls. It is difficult to achieve composite action with these slabs.

In contrast, the other kind, typical precast slabs, can be used for composite construction. The size of the slab is chosen especially for a particular job with regard to the necessity of reducing the number of joints, meeting the requirements of the manufacturer, and satisfying the transportation and erection conditions. The cross section of the special slabs can be solid, or they may be hollow or ribbed in order to reduce the dead weight.

The composite action may be achieved by means of shear connectors; that is, by studs welded on the steel girder flanges which transfer the horizontal shear when the concrete fill is hardened (Figs. 1.16, 1.17). It can also be achieved with high tensile bolts (Fig. 1.18).

Advantages. The prefabricated slabs correspond to the prefabricated steel structure, thus reducing the amount of labor on site enormously. The simultaneous erection of concrete elements and the steel skeleton reduces the total erection time, and dependence on the weather.

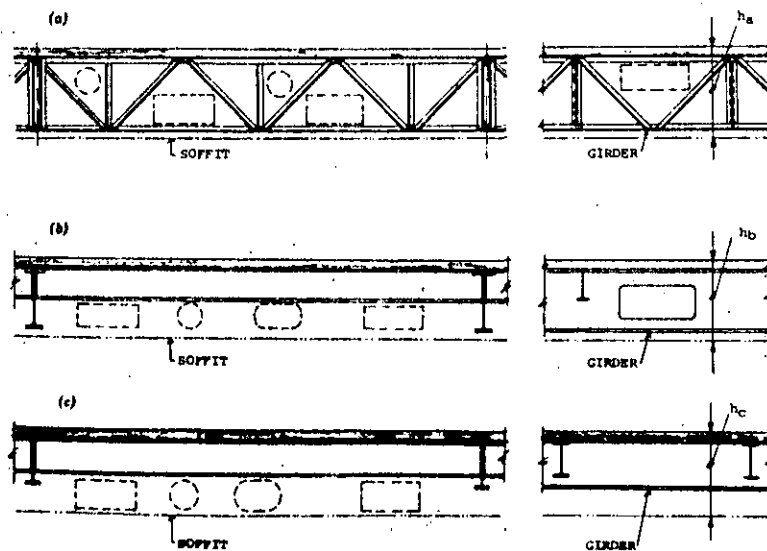


Fig. 1.7 Ductwork, piping, and wiring in floor structures: (a) Latticed structures; (b) Plate girders with holes; (c) Ductwork, piping, and wiring suspended under floor structure

Disadvantages. When floor plans are irregular, different spacing and many different kinds of slabs may be needed. It is usually impossible to achieve composite behavior between steel and concrete when "catalog" slabs are used. The precast slabs are suitable generally for regular column layout without many openings or mechanical installations. They have often been used in multistory parking garages.

Concrete on metal deck. There are three main groups of metal decks:

1. **Folded sheet plate** with rougher cross-sectional patterns, manufactured to meet particular structural needs [thickness 1 mm to 2.5 mm (1/25 in. to 1/10 in.), depth 40 mm to 80 mm (1-5/8 in. to 3-3/16 in.)]. This sheeting spans up to 6 m (20 ft) [Fig. 1.19(a)].
2. **Corrugated steel sheets** with finer cross sections, mostly manufactured by well-known companies [thickness 0.6 mm to 1.5 mm (2/100 in. to 6/100 in.), depth 40 mm to 80 mm (1-5/8 in. to 3-3/16 in.)]. These metal decks span from 1 m to 4 m (3 ft to 13 ft) [Figs. 1.19(b) through (g) and 1.20].
3. **Flat sheets** with reinforcing ribs in their span (Figs. 1.21, 1.22 and 1.23).

The load-carrying capacity of the corrugated sheets is influenced by the depth of the cross section, the thickness of the metal, and the continuity. The steel sheeting or decking can perform various functions. It can be the load-carrying element, or it can act in conjunction with the concrete topping to give a composite structure, or the steel sheet can be used as a nonrecoverable form. Some reinforcement is always needed to cover the negative moments above the supports and the effects of temperature and volume changes, and for fire safety reasons. The sheet is connected to the floor beams by means of tack welds, gunned pins, or welded studs. Welded studs permit composite behavior between steel and concrete.

Advantages. (1) Larger delivery range of steel structural elements and simplified coordination of erection; (2) instantaneous working platform and the protection of work beneath; and (3) lower labor use and a fast erection rate.

Disadvantages: (1) Higher costs associated with the materials; (2) surface finish is required; and (3) fireproofing on underside of metal deck is sometimes required to achieve fire rating. This type of construction is used in all types of tall buildings.

The type of floor joists used in a particular system is affected by many factors, such as load, span, stiffness requirements, structural height, piping and wiring, and

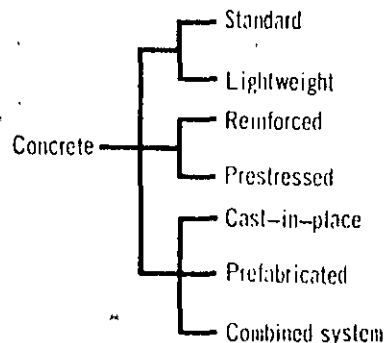


Fig. 1.8 Types of concrete used in floor systems

fire safety, as well as construction and erection problems. The following types of floor beams and joists are commonly used:

Rolled joists. These are rather simple from the point of view of production, and for this reason they often are preferred. However, larger apertures are not possible and larger spans require higher quality of steel.

Welded I section (plate girders). These are used where rolled sections are not sufficient and where higher floor depth is available. The size is usually chosen according to the statical requirements. Larger apertures in webs should be reinforced or thicker webs should be used (Fig. 1.24). Welded I sections manufactured on highly mechanized production lines are used with increasing frequency.

Latticed girders. These are preferred when joints do not require plates and the latticed bars are of simple cross section (tubes) (Fig. 1.25). These are suitable for large spans, with larger structural depth and numerous ducts.

Vierendeel girders with combined frame and latticed girders. These are used when rectangular openings are required and greater structural depths are

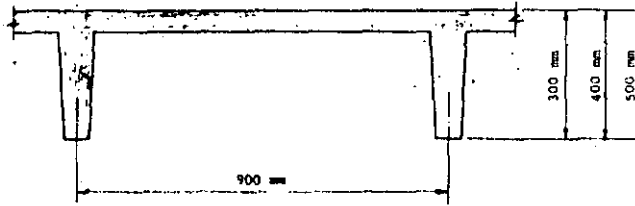
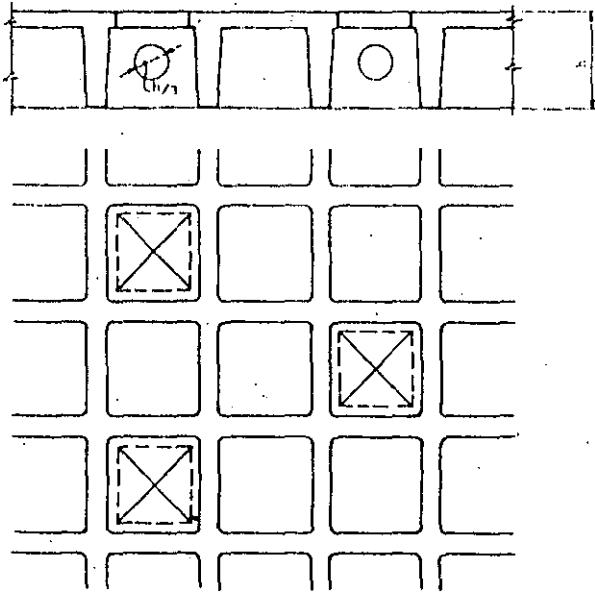


Fig. 1.9 Waffle slab, cross section



PLAN

Fig. 1.10 Zones for holes

permitted. This is a more expensive floor joist because of the bending moments in the chords and verticals (Figs. 1.26 and 1.27).

Castellated beams. These are used when fabrication technology of the area is sufficiently advanced. In this system, the beam webs are cut in a hexagonal pattern and rewelded. The resulting beam is now deeper and left with holes to accommodate ducts and wiring. It is not necessary that the two pieces of beam which are rewelded to form the castellated girder be of the same size or material. This has a tremendous advantage when the beams are designed to be composite with the floor (Fig. 1.28).

Stub girder. This system is used in order to reduce material weight and

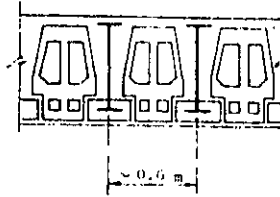


Fig. 1.11 Floor joists with lightweight concrete form pieces.

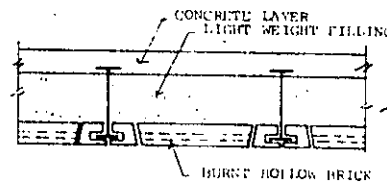


Fig. 1.12 Concrete slab with ceramic plates supported by steel beams

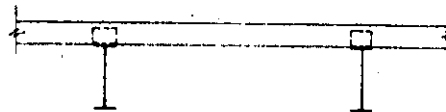


Fig. 1.13 Constant thickness slab on steel beams

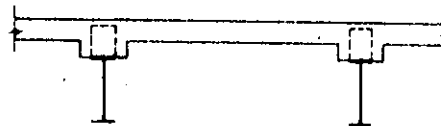


Fig. 1.14 Haunched slab on steel beams

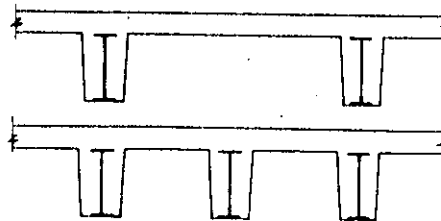


Fig. 1.15 Encased slab-and-beam system

integrate the structural and mechanical systems. The system is fabricated by welding short pieces of floor beams on top of a shallow heavier girder. The length of the stub is on the order of 1.5 m to 2 m (5 ft to 7 ft), and the distance between stubs is about the same. The entire stub girder can be made composite with the concrete

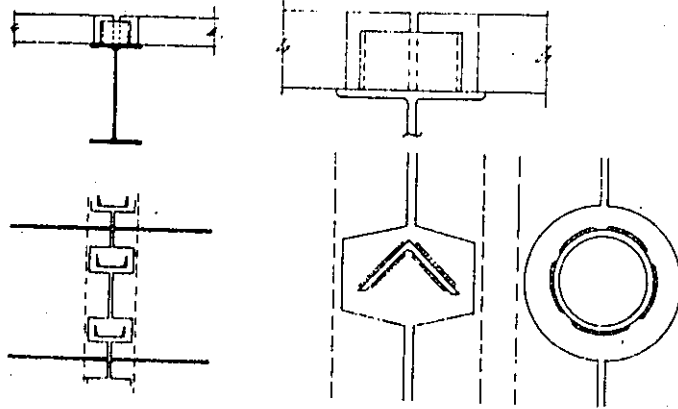


Fig. 1.16 Various kinds of welded shear connectors

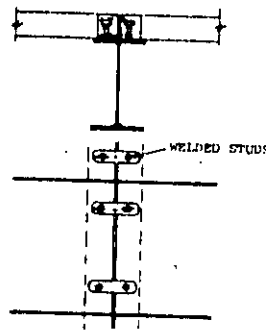


Fig. 1.17 Welded studs

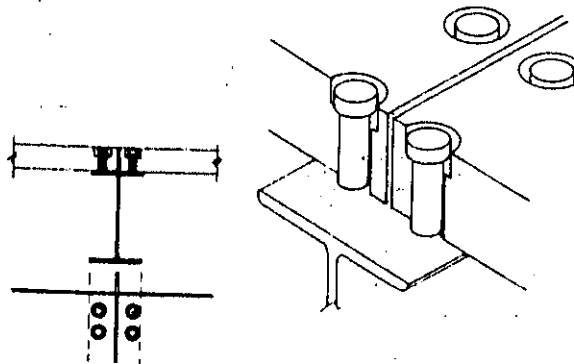


Fig. 1.18 High tensile friction bolts

floor slab. This results in a stiff girder, continuous secondary floor beams, and openings through which ducts can pass (Fig. 1.29).

Staggered truss. This system is used whenever fixed partitions are found, such as those in apartment houses and hotels. While this is really not a floor beam or joist but instead a full story height truss, it is still an important system used to support gravity loads in tall buildings. The truss allows for column-free space and longer spans; with floors spanning between both the top chords and the bottom chords of the staggered trusses.

2 Vertical Framing Systems

This part of this chapter will pertain only to those elements supporting floor structures. These elements function primarily when vertical loads are applied. However, buildings with central cores, shear-wall systems or rigid frame systems, are able to resist both vertical and horizontal loads with vertical framing systems. Resistance to horizontal loads is discussed elsewhere in this chapter.

Columns. Columns are linear, vertical elements arranged to carry the loads

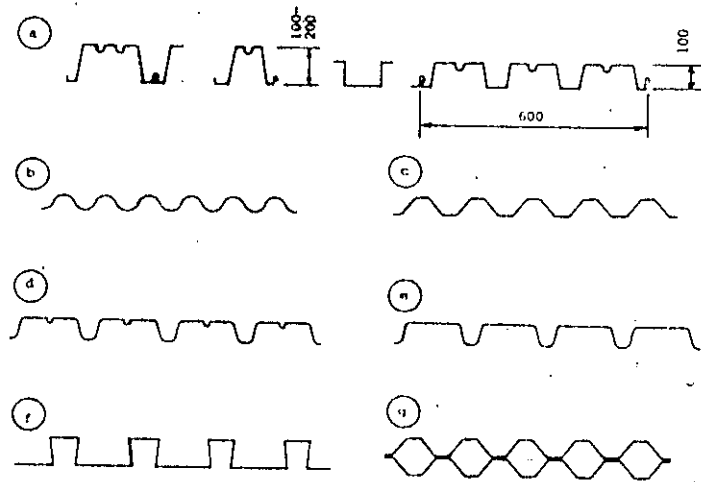


Fig. 1.19 Various types of corrugated sheet plates

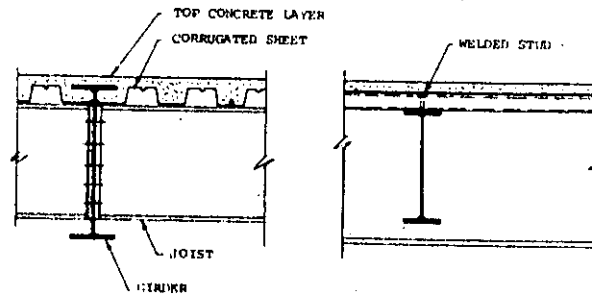


Fig. 1.20 Floor slab on corrugated sheeting

imposed by the floor system. Their cross-sectional area is determined by the material used, the column spacing, the number of stories, and by the loads (both dead load and live load). The materials used for columns are: (1) Steel; (2) reinforced concrete (normally and spirally reinforced); (3) composite (steel and reinforced concrete); and (4) hollow steel cross sections filled with reinforced concrete.

Steel columns may vary in shape (Fig. 1.30) but the rolled wide flange shape is most frequently used. In high-rise buildings, the steel column sizes may be held relatively constant in size in order to achieve the maximum uniformity of layout and detail. Changes in loading can be handled by reducing the thickness of plates or by

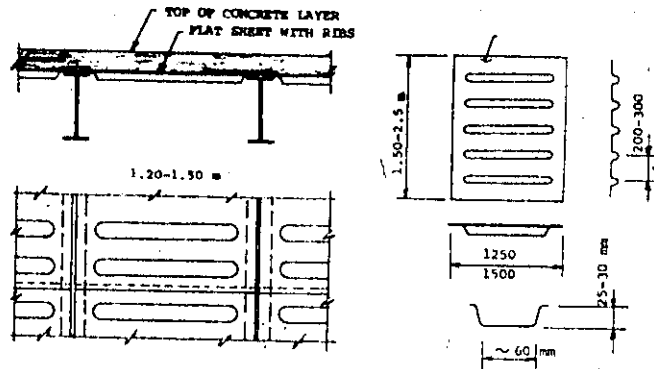


Fig. 1.21 Flat sheet with ribs

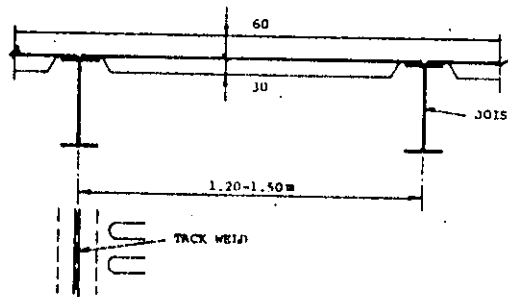


Fig. 1.22 Flat sheet laid on upper flanges of joists

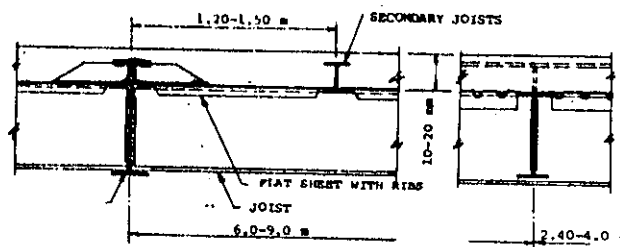


Fig. 1.23 Flat sheet supported on bottom flanges

changing the grade of steel. Joints are provided every two to three stories, accompanied by changes in cross-sectional areas.

Reinforced concrete columns may be of any reasonable shape (Fig. 1.31). They may be long and thin to fit within the partitions. In high-rise structures, the column sizes may be held constant in order to achieve uniformity in layout and maximum opportunity for reuse of forms, or they may be reduced in size in the upper stories to reduce dead load and material quantities. On the lower floors, concrete columns tend to become large in tall buildings, and there they may become cumbersome. To reduce the size of columns, spiral reinforcement of circular cross section may be used. This type of reinforcement greatly increases the ultimate bearing capacity and greatly improves the ductility of the columns. The size of columns must be chosen with great care, because high percentages of reinforcement cause severe problems in connections and joints. The alternative is the use of steel columns which can be used compositely with a reinforced concrete skin (Fig. 1.32). This solution is also suitable from the point of view of fire safety. The other structural possibility is to fill the closed steel cross section with reinforced concrete (Fig. 1.33).

Bearing Walls. Bearing walls are planar, vertical elements distinguished by their

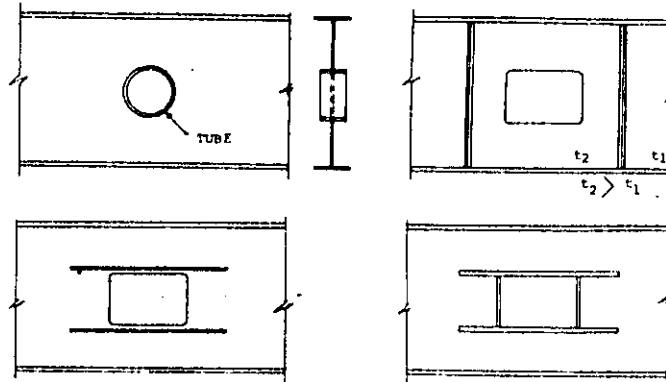


Fig. 1.24 Opening in full-web girder

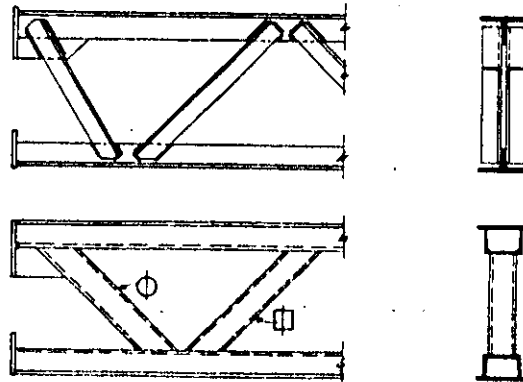


Fig. 1.25 Latticed girders

relative thinness and substantial length. They usually have few openings, and they develop relatively low compressive stresses, so that a nominal percentage of reinforcement is sufficient. If the stress level is large enough to require substantial vertical reinforcement, then the wall is called a wall column. Usually these bearing walls double as supports for floor slabs and as partitions. Sometimes the concrete walls can behave just like the staggered steel trusses discussed earlier. The materials used for bearing walls are as follows (Fig. 1.34): (1) Steel; (2) reinforced concrete; and (3) masonry (brick or concrete masonry—both reinforced and nonreinforced).

Hangers (Tension Supports). Hangers are slender vertical members, stressed in tension, which carry the floor loads. They can be suspended from heavy cantilevers supported by one or more of the building cores. The hangers are almost always made of steel, and they may be of any appropriate shape, such as flat bars, pipes, I beams, or stranded steel cables. Attention should be paid to the elastic and plastic strains under constant axial forces (particularly in the case of cables). When choosing the size of steel hangers, attention must be paid to the construction technology. For example, the hanger may be placed in compression during erection.

However, the hangers might be prestressed concrete members. Tension supports are the ideal slender member. If the tension rods are embedded in concrete and the pretensioned steel is not extended too much by loads, then it is safe to assume that the concrete serves as protection against corrosion.

Transfer Girders. The transfer girder is a horizontal framing member commonly used in tall buildings. In many high-rise buildings it is desirable to change the arrangement of the columns in the lower floors. Hence, the transfer girder is used to pick up the typical floor columns and transfer the load to fewer but larger columns below. The transfer girder is usually very large, sometimes being a full story in depth.

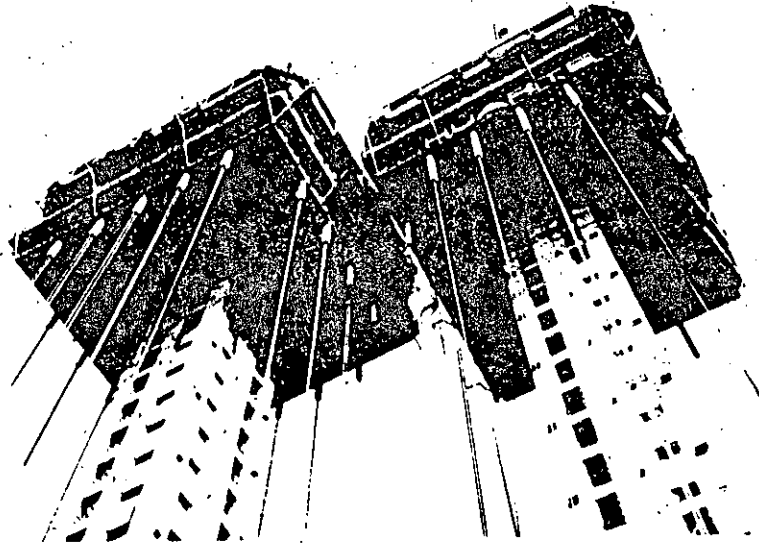
Suspended Systems. In suspended systems, the hangers are supported by a massive structure at the top of the building. The static system of the top structure can vary (a massive grid of one-story height, a system with oblique tension bars, etc.). However, there is a great advantage in the elimination of supports on the ground floor. This is helpful when tall buildings are located in the city centers occupying small sites where a harmonious joining with small buildings is desirable.

Summary. It is well to recall that this section has only attempted to discuss structural systems as they behave under vertical loads. The effect of horizontal loads naturally has an effect on the final choice of proper structural systems for tall buildings and the behavior of these structural systems under applied horizontal loads as well as combined loadings is discussed in the next section of this chapter.

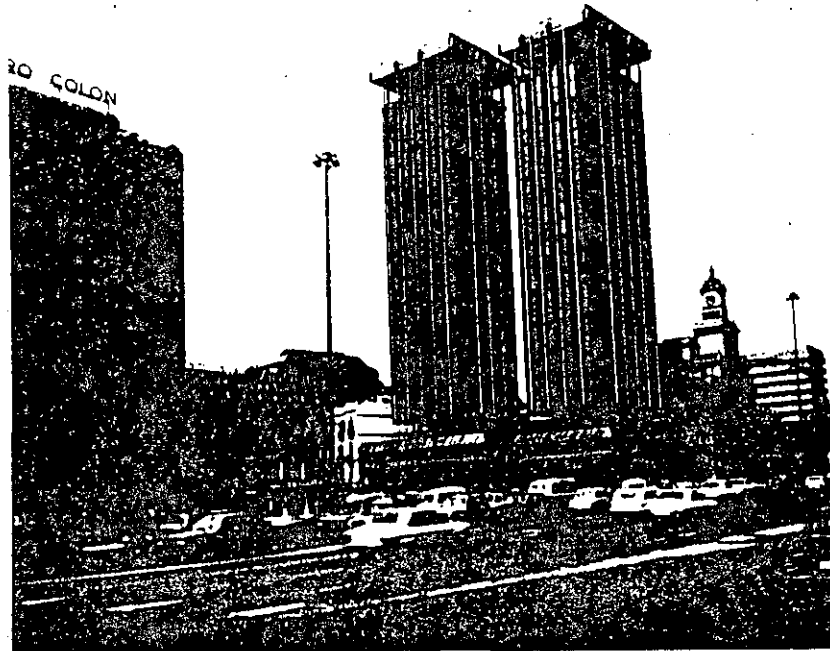
1.3 FRAMING SYSTEMS TO RESIST HORIZONTAL LOADS

An important characteristic of tallness in a building is the relative importance of the lateral load-resisting and lateral stabilizing systems. The normal lateral loads are those due to wind and earthquake. The columns of tall buildings must be stabilized or laterally supported by a lateral bracing system, and the lateral bracing system must resist deformations associated with the out-of-straightness and plumb of structural members and the deformation associated with lateral forces ($P-\Delta$ effect).

For low-rise and medium-rise structures, the analysis and design with respect to lateral forces has generally been merely a process of checking the vertical load-resistant system for its ability to resist lateral forces. However, for tall



Torres Colon, Madrid, Spain—example of tension supported structure (Photo: Lynn S. Beedle)



Torres Colon, Madrid, Spain—completed structure (Courtesy: Antonio Lamela)

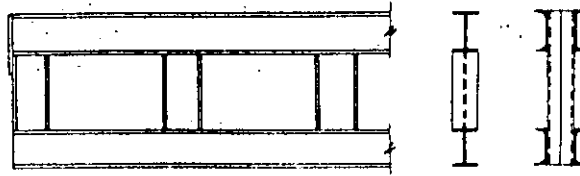


Fig. 1.26 Framed girder

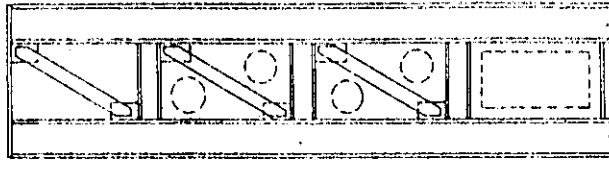


Fig. 1.27 Latticed-framed girder

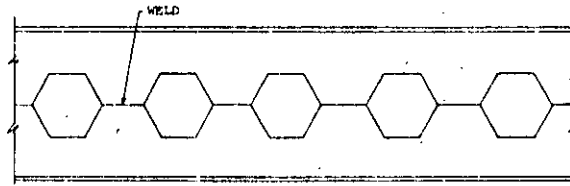
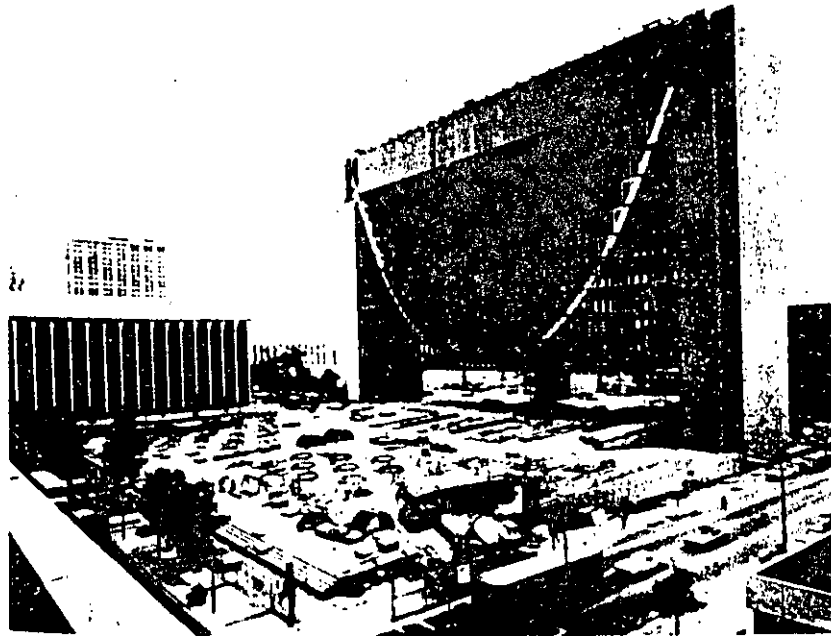


Fig. 1.28 Castellated beam



Federal Reserve Bank, Minneapolis, Minnesota. Architect: Gunnar Birkerts & Associates
(Courtesy: Leslie E. Robertson)

structures the vertical load-resisting system may not have the capacity to resist lateral forces, or even if it does, the design for lateral forces may add substantially to the structural cost.

Fig. 1.35 is a plot that has been used to illustrate the relative structural cost factors with respect to building height. Note that the floor cost increases only slightly with height, that the column cost increases linearly with the number of stories, and the cost of the lateral-resistant system tends to increase at an accelerating rate with height. For economic reasons and for considerations of structural strength and stiffness, it is essential that the lateral force resistant system be carefully considered in the design.

In a broad sense there are three fundamental types of lateral resisting elements:

1. Moment resistant frames.
2. Braced frames.
3. Shear walls.

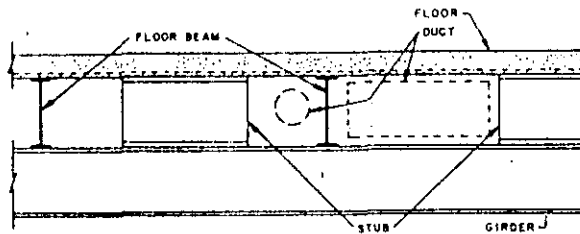


Fig. 1.29 Stub girder

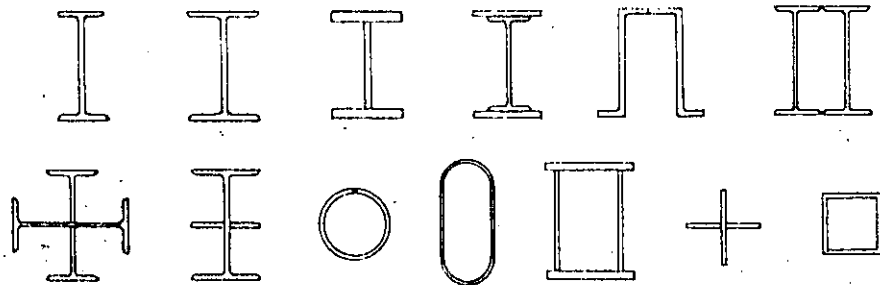


Fig. 1.30 Steel column shapes

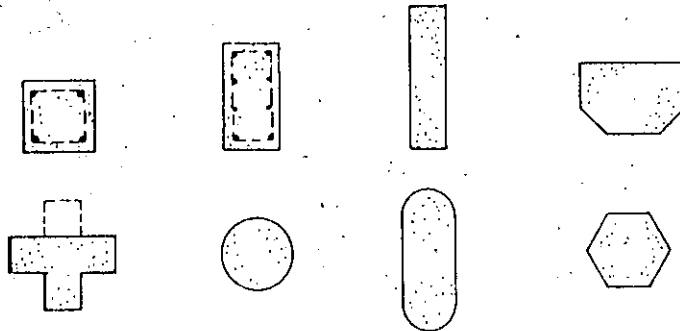


Fig. 1.31 Reinforced concrete column shapes

The three fundamental elements are generally in vertical planes and may be placed in one or more of three general locations: (1) Exterior (perimeter); (2) interior; and (3) core (see Fig. 1.36). Obviously, most building structures include several of these elements. However, for convenience of discussion, each one will be examined separately.

1 Moment Resistant Frames

Moment resistant frames consist of linear, horizontal members (beams) in plane with and connected to linear, vertical members (columns) with rigid or semirigid joints. A moment resistant frame is identified by the prominence of its flexibility due to the flexure of the individual beams and columns and the rotation at their joints. The strength and stiffness of the frame are proportional to the column and beam size, and inversely proportional to the story height and column spacing.

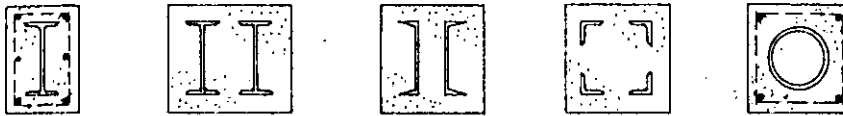


Fig. 1.32 Encased columns



Fig. 1.33 Steel (closed cross section) filled with reinforced concrete

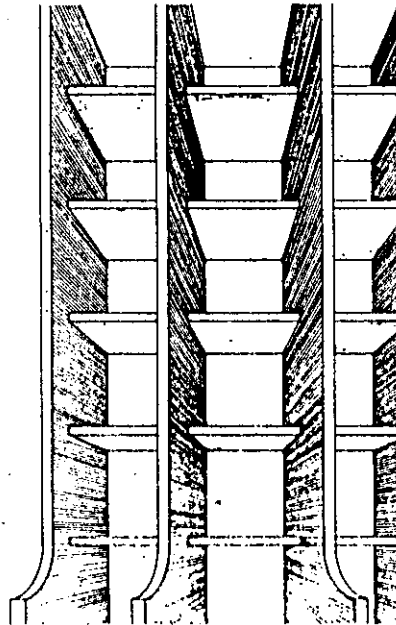


Fig. 1.34 Bearing walls

Location. A moment resisting frame may be internal, that is, in planes within the building, or external, in the plane of the exterior walls or facade (Fig. 1.36). However, internally located frames have some disadvantages which limit their usefulness in tall buildings. The floor space requirements of most buildings limit the number of interior columns available for frames. Also, the floor beams are generally of long span and limited depth.

Exterior located frames do not necessarily have these disadvantages. It is often possible and even desirable to provide closely spaced columns and deep spandrel beams.

Concrete Moment Resistant Frames. Concrete moment resistant frames may be either cast-in-place or precast, or a combination of cast-in-place and precast.

Cast-in-place frames. Three types are in general use: (1) Beam and column frame; (2) flat slab and column frame; and (3) slab and bearing wall frame (Fig. 1.37).

Cast-in-place construction for moment resistant frames has the advantage of inherently providing monolithic joints. The column and beam reinforcement may be extended continuous through the joint, thus providing the necessary joint strength. A system often used in medium-rise to high-rise apartment buildings utilizes a portion of the flat slab floor as a shallow beam continuous with the columns.

Precast frames. Precast frames may be constructed of individual columns and beams. In this case it is necessary to make a strong moment resisting connection of beam to column. This has been done by welding or otherwise connecting the bars and casting or dry packing the joints. Beam and column units have also been cast together as a unit and connected at or near the midpoint of the beam span. This has the advantage of making the field connection at a point of minimum moment. In many cases, the midpoint of the beam span is a location of zero moment and the connection need only be made to develop shear. The problems of transportation on the highway and erecting panels usually limit the width of the panels (and the column spacing) to approximately 4 m (13 ft). Precast beams, columns, and column

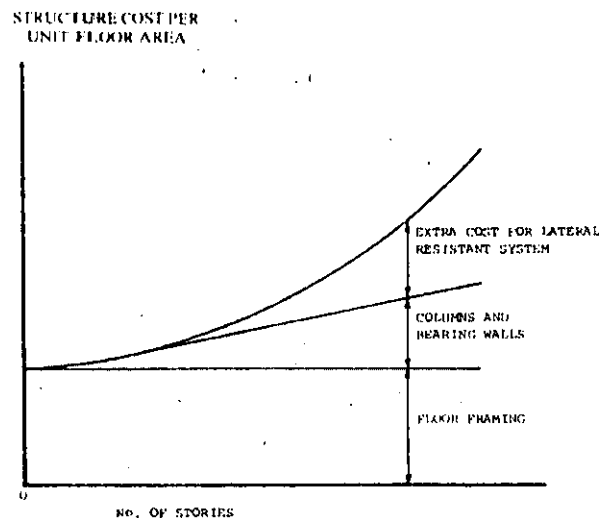


Fig. 1.35 Tall building cost relationships

beam units may be cast on the jobsite or manufactured in plants or factories and shipped to the jobsite. Maximum economic advantage is usually gained by using a large number of identical or standard components. Precast elements of the frame may be conventionally reinforced or they may be prestressed. If prestressed, the individual components are usually pretensioned. Post-tensioning of beams and columns may be provided continuous through the joint, thus eliminating or reducing the requirement for the welding of bars and the casting or dry packing of the joints.

Steel Moment Resistant Frames. Many rolled and fabricated steel shapes have been used for the columns and beams of steel moment resistant frames, although the wide flange shape has proved to be most common. Wide flange shapes, channel shapes, box shapes, plates, and trusses have all been used. In the past, the connections of beams to columns has been accomplished by the use of riveting, bolting, or welding, but today most connections are either high-tensile bolted or welded.

Steel moment resistant frames may be constructed of individual beams and columns with connections made at beam ends. These connections are required to



Latino Americana Tower, Mexico City, Mexico—example of steel moment-resistant frame (Courtesy: W. E. Edwards, Bethlehem Steel Co.)

develop the full moment capacity of the beam. Fig. 1.38 shows how these connections have commonly been made.

Frames have been constructed of one or more columns of one or more stories in height with spandrel beam stubs welded to the column (Fig. 1.39). This allows the connection to be made at a point of minimum moment, and often these connections can be simple bolted shear connections, thus eliminating the requirement for field welding. The beam to column connection may be shop welded. Since shipping and erection requirements limit the width of a panel to approximately 4 m (13 ft), the use of this system is usually limited to a frame with closely spaced columns. The column with beam stubs system is self-bracing in its own plane, an advantage during erection.

Composite Moment Resistant Frames. Composite frames may consist of steel beams rigidly connected to concrete columns or concrete beams rigidly connected to steel columns. However, the term composite has normally been applied to frames where the beams or columns, or both, as individual members, are of composite concrete and steel construction.

Composite columns. Composite columns may consist of either: (1) Concrete encased structural steel shapes; or (2) concrete filled tubular steel sections (Fig. 1.40).

Concrete encased steel columns are common. The concrete encasement has often been considered only fire and corrosion protection for the steel. However, in recent years, lateral and sometimes longitudinal reinforcement has been added to the concrete encasement, and the resultant strength of the steel and concrete interacting has been used for structural purposes. A steel shape encased in concrete may be thought of as reinforcement for the concrete.

Concrete filled tubular steel columns have enjoyed some popularity as single columns. The confined concrete fill increases the axial load capacity but has little effect on the flexural capacity. For that reason, it is unlikely that these columns would be a good choice for a moment resisting frame.

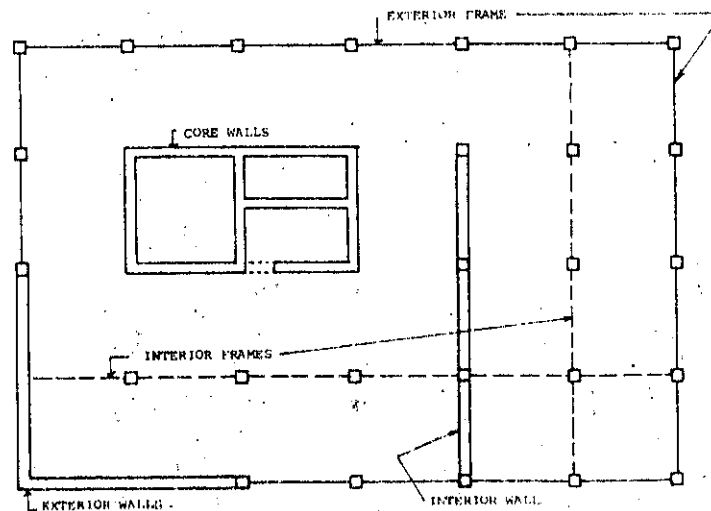


Fig. 1.36 Building plan—structural elements

Composite beams. Composite beams may be either: (1) Steel beams encased in concrete; or (2) steel beams connected to the floor slab with shear connectors (Fig. 1.41).

Concrete encasement has been used to provide fire and corrosion protection. The encased steel section may have a closed web or an open web. Where the steel section has a closed web, the concrete encasement contributes something to the strength of the beam. Where an open web steel section is used, the strength and stiffness of the beam may be calculated on the basis that it is a concrete beam reinforced with steel shapes. The primary disadvantage of the encased steel beam is that substantial weight is added to the beam without a comparable increase in strength or stiffness.

An often used type of composite beam is the steel beam with shear connectors embedded in the concrete floor slab. All buildings have some concrete cast on their floors. Therefore, with the addition of shear connectors fastened to the top flange,

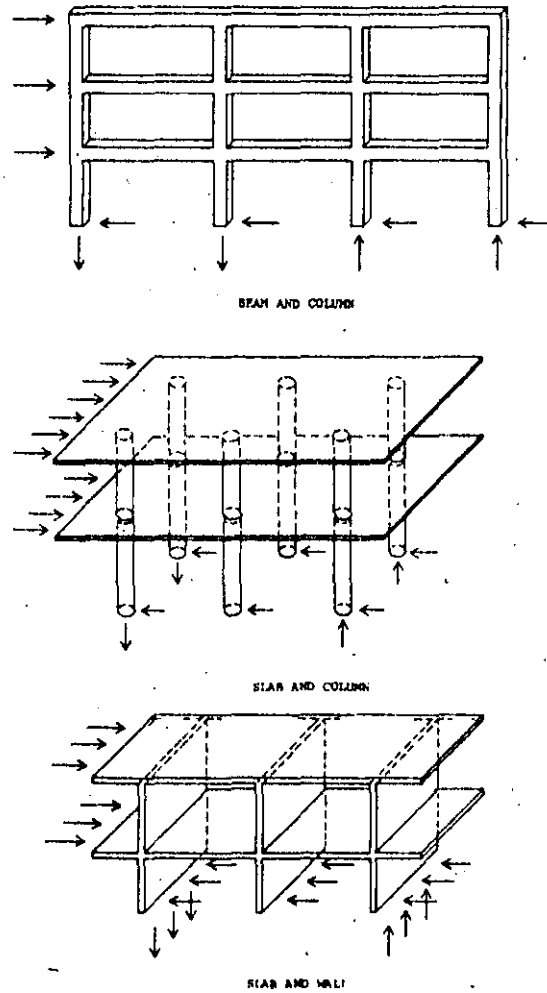


Fig. 1.37 Moment resistant frames

the strength and stiffness of the steel beam may be substantially increased. Concrete encasement of the beam-column joint connection, especially with the addition of hoop reinforcement, may substantially increase the joint strength and stiffness.

2 Braced Frames

A braced frame consists of a beam and column framework infilled with diagonal bracing. It is a system composed entirely of linear members, and is identified by its flexibility due to the shortening and lengthening of the horizontal floor members and the diagonal bracing members. This system has had wide application in structural steel buildings. The braced frame may be used internally in walls or partitions, where it creates a special problem in the fitting of the partition in and around the diagonal members. If used externally, it creates an unusual facade and unusually shaped windows, which are often not considered desirable. Its primary use has been in and around cores, where it can be placed in unseen and nonarchitectural spaces. The braced frame is a very stiff and efficient structural

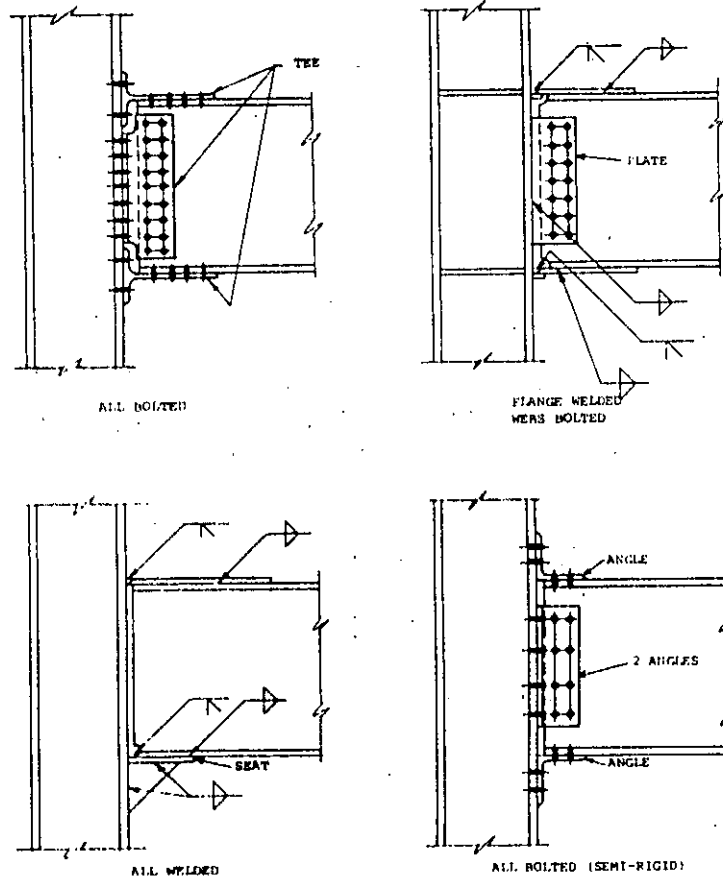


Fig. 1.38 Beam to column connection details

system, since it does not involve the flexural deformation of members. Fig. 1.42 shows a number of different types of bracing systems that have been used:

1. Single diagonal bracing.
2. Double diagonal bracing.
3. K bracing, either vertical or horizontal.
4. Lattice bracing.
5. Knee bracing.

Knee bracing produces a structure somewhere between a full braced frame and full moment resistant frame. The beams and columns of the knee-braced structure are flexurally deformed.

Concrete Braced Frames. Concrete braced frames have received little use in structures, because of the difficulty of making the end connections of the diagonal members, and the obvious superiority of the concrete shear wall. Braced frame construction in cast-in-place concrete has been used in several special applications.

Lattice bracing has been used in precast concrete exterior facade construction. If the lattice members are closely spaced, a precast panel of a sufficient number of members may be cast to minimize the number of field connections.

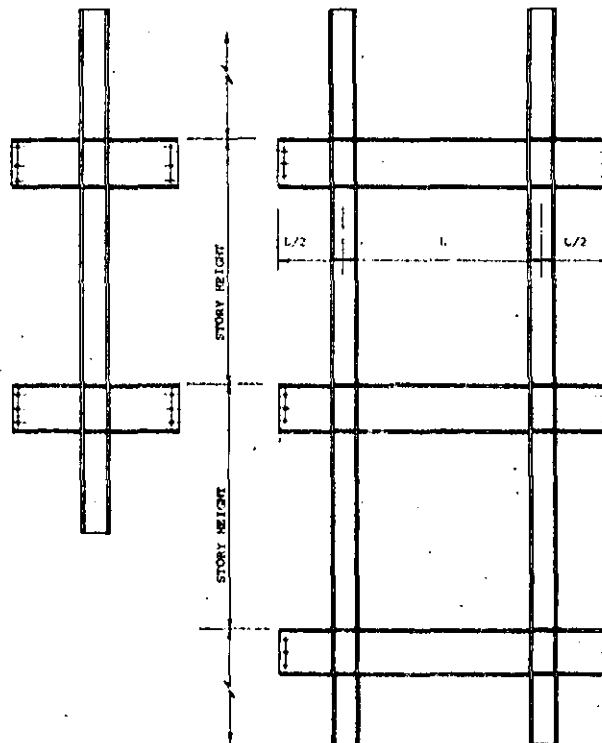


Fig. 1.39 Steel moment resistant frames—panel construction

Steel Braced Frames. Steel is especially advantageous for use in braced frame construction due to the ease with which end connections may be made. However, its use is limited to areas where there is an ample availability of steel sections. End connections may be of either a welded or bolted type. Steel diagonal framing members are generally slender and may be readily incorporated into partitions, walls, and mechanical spaces. While certain standard arrangements of diagonal bracing are commonly used, any configuration of triangulated bracing may be used to achieve an efficient braced frame. The bracing may be arranged to fit around

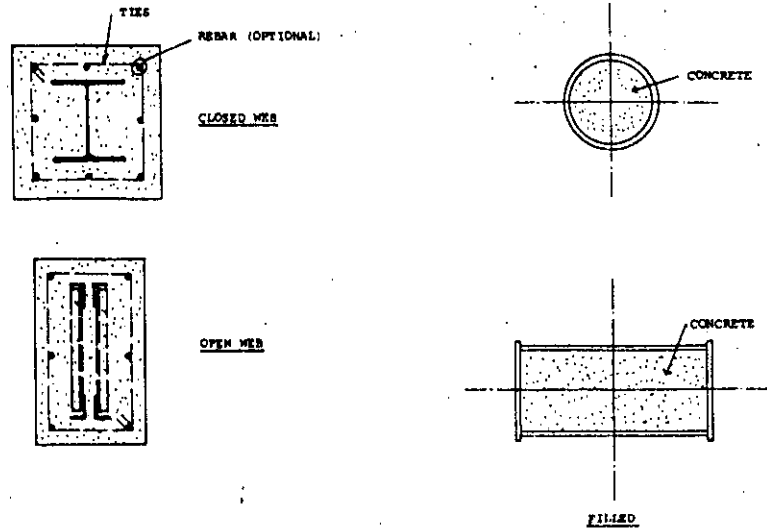


Fig. 1.40 Composite columns

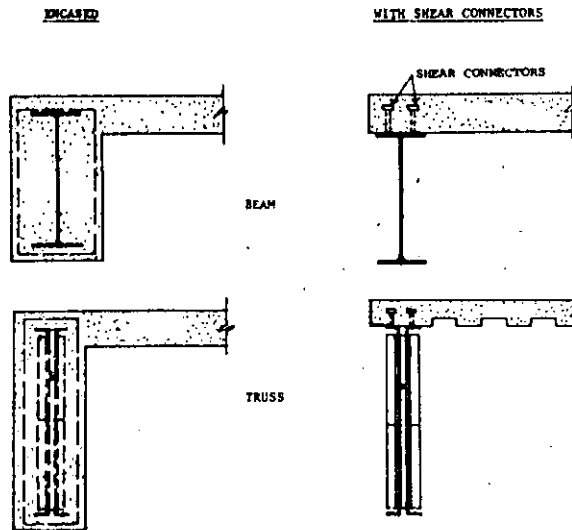


Fig. 1.41 Composite floor members

door and window openings, mechanical openings, and the like. Many complicated but efficient bracing systems have been worked out to brace the cores of high-rise buildings. The earliest steel skeleton high-rise buildings incorporated some kind of braced frame construction.

Composite Braced Frames. Composite braced frames may be of two general types: (1) Steel diagonal bracing may be added to a concrete frame or, much less likely, concrete diagonal bracing may be added to a steel frame; and (2) composite steel and concrete linear members may be used as elements of the frame. The flexibility of a braced frame includes the deformation of the columns and beams as well as diagonal braces that are a part of the frame. If a steel column is encased in concrete, a reduction in deflection of the braced frame may be achieved. If concrete is cast around the beam, or if the beam is made composite with the floor slab, the reduced deformation of the beam will reduce the deflection of the braced frame. Both the concrete encasement of columns and composite floor beams have been commonly used in recent years.

3 Shear Walls

Shear walls may be defined as planar vertical elements distinguished by their relative thinness and substantial length. Shear walls are further identified as having few openings or penetrations, such that they have little or no flexibility due to the

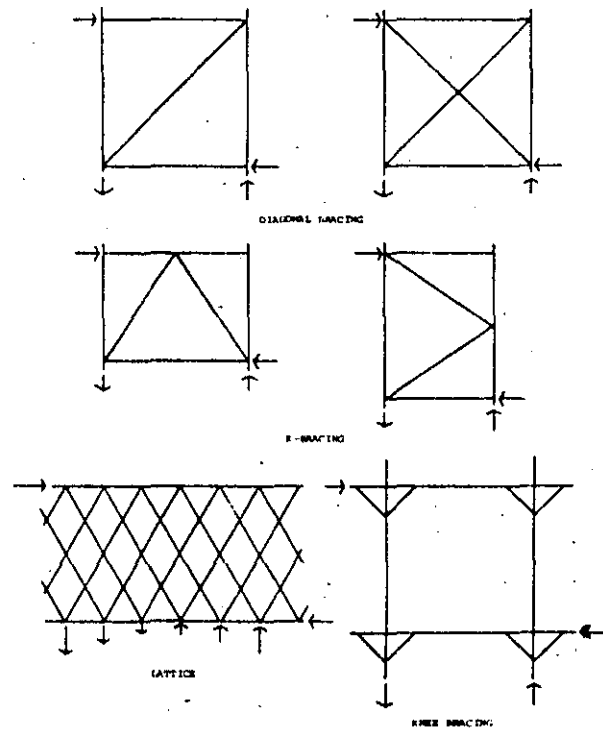


Fig. 1.42 Braced frame types

flexure of individual pieces of the wall. Their flexibility is generally limited to the sum of over-all shear deformation and overturning flexural deformation. If two or more shear wall elements are connected together with relatively rigid members they are called coupled shear walls. Shear walls may be solid or penetrated with a limited number of openings. The shear wall may or may not carry substantial gravity loads. The shear wall may be a single bearing wall, a wall connecting two or more columns, or a panel wall filling the openings of a beam column frame (Fig. 1.43).

Location. Shear walls may be incorporated into a tall building design in a number of locations. They may be internal walls, exterior or facade walls, or core walls. In office and commercial buildings, clear open spaces are required. Most partitions are temporary or movable, and it is difficult to provide internal shear walls. On the other hand, efficient building planning usually gathers together certain utilitarian functions of the building into a relatively compact core or cores. This core may

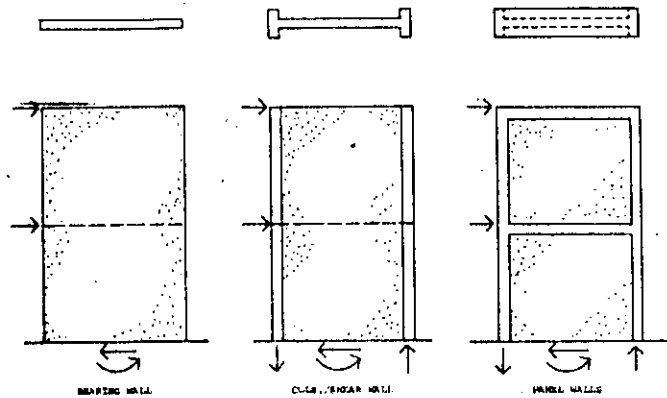


Fig. 1.43 Shear wall types

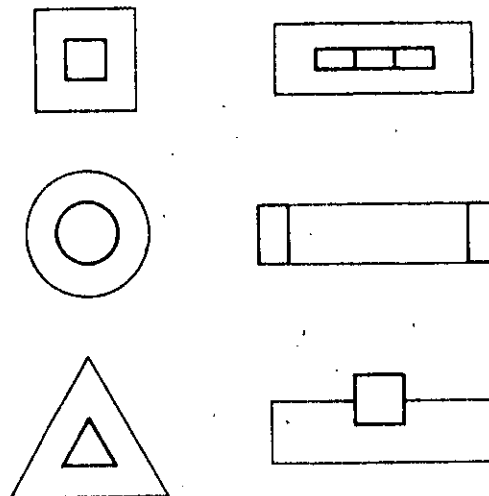


Fig. 1.44 Core shear wall layouts

include elevators, stairs, mechanical rooms and shafts, smoke shafts, toilets, janitor closets, and the necessary interior columns. An attempt is always made to minimize the core size in order to increase the floor efficiency. Nevertheless, in most buildings these cores cover 20% to 25% of the floor area, and they occur as a continuous vertical shaft for the full height of the building. This core, then, offers an excellent opportunity for providing shear walls. Care must be taken to account for the various door openings and for penetrations for mechanical work. Fig. 1.44 indicates schematically some core wall arrangements that have been successfully used.

While it is difficult to place interior shear walls in office buildings, it is often possible to develop locations for exterior or facade shear walls. These walls may be exterior walls of a core, or they may be walls located such that the requirements for window openings are minimal, so that the general integrity of the shear wall may be maintained. In some office and commercial structures the requirement for windows has been reduced to a point where a continuous exterior facade wall may be utilized as a shear wall. Often a bearing and shear wall will have regular penetrations such that its structural action is intermediate between a shear wall and a moment resisting frame. Some "tube" and "shell wall" systems fall in this category.

For high-rise housing projects, such as apartments and hotels, the utility core requirements are substantially less than those for office buildings. For this reason, it is often difficult to develop sufficient strength and stiffness in the core walls. However, the generally fixed arrangement of partitioning in such buildings often allows for the opportunity of providing internal shear walls. These walls serve as partition walls between apartments or rooms and help reduce sound transmission.

Concrete Shear Walls. Concrete as a material is particularly suitable for shear wall construction, because it is economical and has great shear strength. The necessary openings for doors, windows, and utilities may be provided. Concrete shear walls may also be bearing walls, thereby eliminating or minimizing the requirements for columns and piers. Concrete shear walls may be cast-in-place or precast.

Cast-in-place shear walls. By proper treatment of construction joints and doweling of reinforcing steel, it is possible to develop monolithic joints which may develop the full shear strength of the concrete. Where feasible, the use and reuse of panel forms and the use of the slip form techniques make possible economy of formwork.

Precast shear walls. Flat panels suitable for shear walls may be economically cast, transported, and erected. The connections of the panels may be achieved by lapping of reinforcing steel and casting in place pilasters or columns, or by welding reinforcing bars or inserts and grouting or dry packing the joints.

In large panel buildings, a widely used technique consists of achieving vertical castellated shear joints. The edges of the panels have trapezoidal-shaped keys. Reinforcement is provided by projecting steel loops between the keys and the steel bars at each floor level. The joints are then filled with concrete. This type of joint has been tested in many laboratories and seems to be quite efficient.

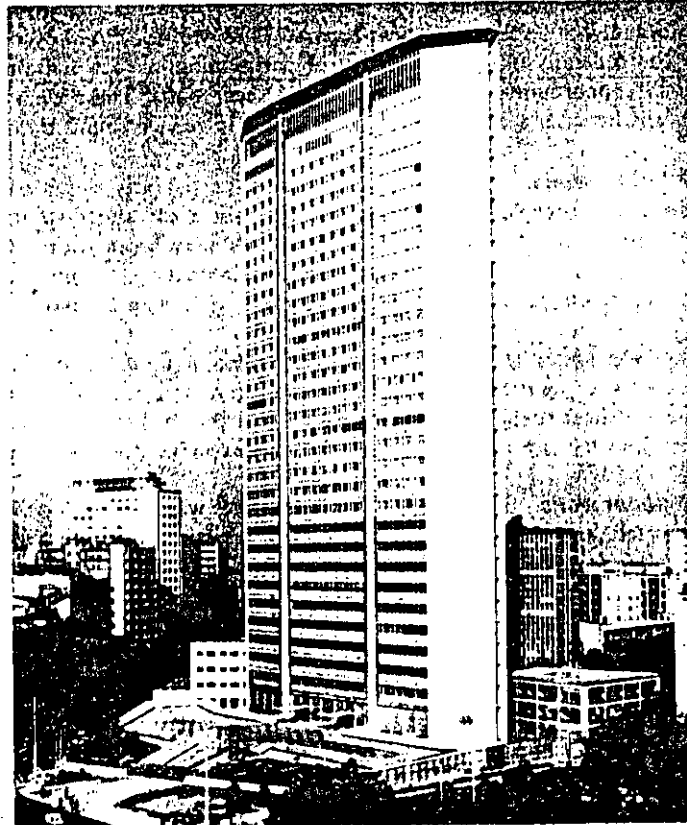
A ductile behavior was reported in several tests where the adhesion between precast panels and the cast-in-place concrete was destroyed. However, if the adhesion exists, the behavior at failure is rather brittle.

In some cases, precast walls are made of infilled panels within a concrete frame or steel frame structure. Where precast panels infill a steel frame, the panels may be

connected to the steel frame by welding steel inserts in the wall to the steel beams and columns of the frame.

The relative lack of ductility of reinforced concrete shear walls has limited their use in high-rise structures in earthquake zones. Several special techniques and wall details have been utilized to overcome this limitation. Since the nonductile failure mode of shear walls is generally that of shear or diagonal tension, or both, very conservative shear stress levels have been used for design purposes. Shear walls have been "slitted" as shown in Fig. 1.45. The initial rigidity of the slitted wall is comparable with a monolithic wall and thus is useful to resist frequent minor earthquakes and windstorms. At the time of the rare destructive earthquake, cracks in the wall are distributed finely with no major diagonal cracks, and the rebar yields in flexure. Thus a smooth deterioration of stiffness can be accomplished, and although there is a reduction of both strength and stiffness of the wall, there is a substantial increase in its ductility. This system has found application in a number of buildings in Japan.

Steel Shear Walls. Steel plate has been used as a shear wall, as a panel infill to a



Pirelli Building, Milan, Italy. Reinforced concrete building with two pairs of coupled internal shear walls and two end cores. Concrete floor framing concentrates as much load as possible on shear walls and end cores. (Courtesy: Pirelli S.P.A.—Press Department)

steel frame. The steel plate must be stiffened vertically and horizontally at regular intervals by added steel members to prevent diagonal compressive buckling of the plate under lateral load stress. Angles, split wide flange sections, and similar type members, bolted or welded to the plate, have been used as stiffeners. The steel plate panel may be either welded or bolted to the surrounding frame (Fig. 1.46). If properly stiffened and proportioned, the steel plate shear wall may be advantageous for seismic design. A wall can be proportioned so that the first yield is shear yield of the shear wall plate.

Masonry Shear Walls. Masonry is an ancient building material. The earliest shear walls were masonry and they generally served as both bearing and shear walls. Today, unit masonry is still the wall material most universally available throughout the world. Bearing and shear walls of masonry may be built without sophisticated equipment and materials, and with labor of limited skills. Masonry units are usually of clay or concrete and bonded together with a portland cement paste mortar. The masonry units suitable for use in high-rise buildings are generally manufactured under quality control conditions. Myriad sizes and shapes are available and have been used. Although remarkably tall buildings have been built of unreinforced masonry, most engineers believe that unit masonry structures of substantial height should be reinforced. Therefore, those masonry units most suitable for high-rise buildings are those which provide holes or cavities suitable for the passage and grouting in of reinforcement. Three general types of unit masonry walls are common: (1) Solid masonry (generally unreinforced); (2) hollow unit masonry (reinforced); and (3) grouted cavity masonry (reinforced). They are shown in Fig. 1.47.

Solid masonry walls. Solid masonry walls have been used in structures for

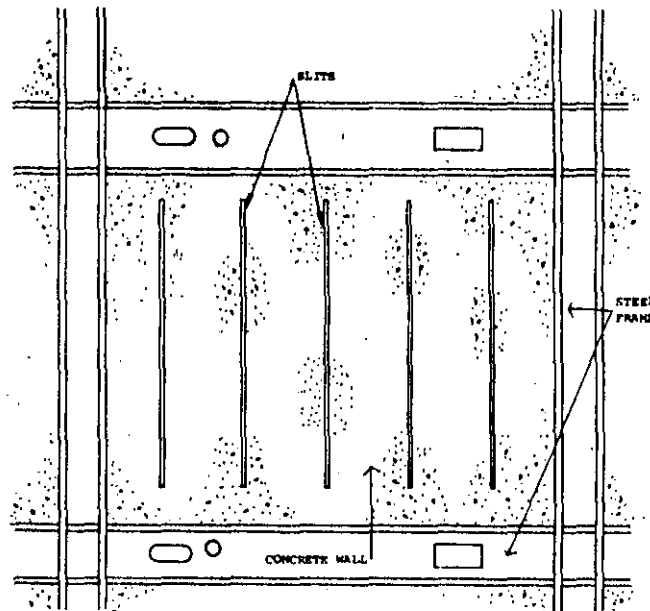
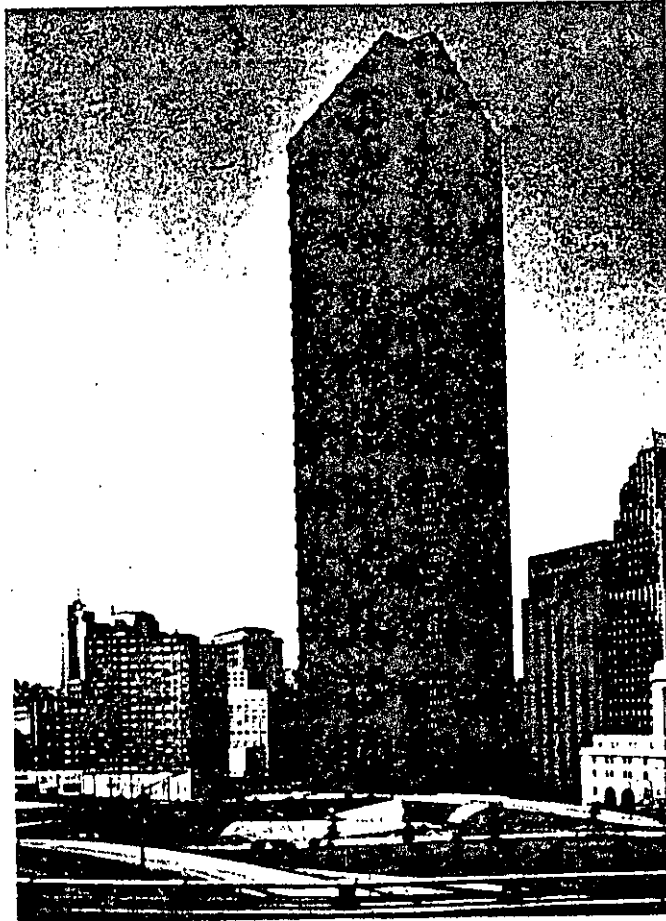


Fig. 1.45 Slitted concrete shear walls

many thousands of years. In ancient times walls of very great thickness were constructed, and, of course, these walls were unreinforced. These walls served both as bearing walls and shear walls and, being unreinforced, they depended entirely upon the stability resulting from the vertical axial stress caused by their own weight and the weight of the contributory floors and roofs. In modern times, it has been considered uneconomical and undesirable to build very thick and heavy walls. Therefore the use of solid unreinforced masonry has been limited to relatively low buildings. However, in certain areas not subject to seismic disturbance, unreinforced masonry walls up to 15 and 20 stories have been constructed.

Hollow unit masonry. Hollow unit masonry is generally laid up to provide for continuous vertical cells of sufficient size that vertical reinforcing bars may be placed and the surrounding space grouted. Horizontal reinforcement may be provided either by strip reinforcement in the horizontal mortar joints, or by using special hollow units (bond beam or lintel units) that provide an open top, horizontal,



U.S. Steel Building, Pittsburgh, Pennsylvania—triangular shape with braced core (Courtesy: Harrison & Abramovitz & Abbe)

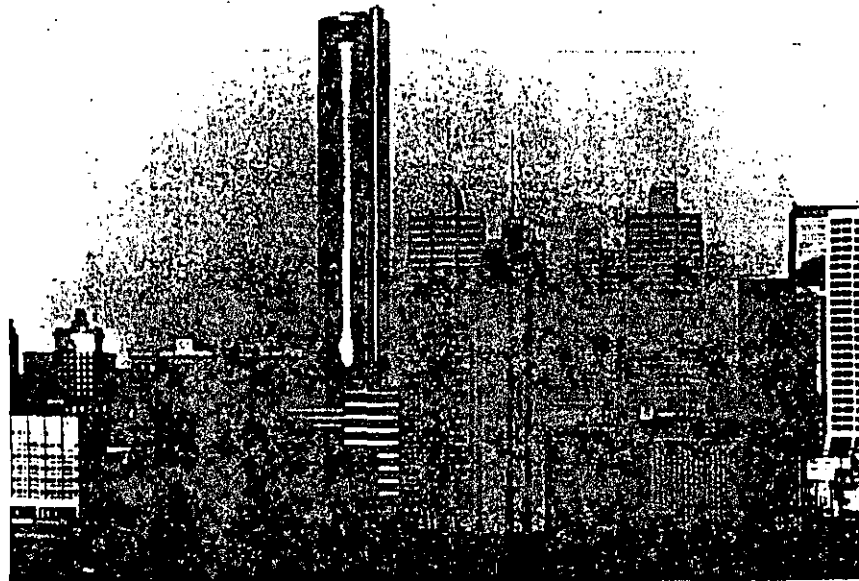
continuous channel which may be reinforced and grouted. With proper reinforcement and grouting, reinforced hollow unit masonry has been used in high-rise buildings.

Grouted cavity masonry. Grouted cavity masonry consists of two outer rows (wythes) of solid masonry units laid up to provide a cavity space between them. Horizontal and vertical bar reinforcement is placed in the cavity and the cavity is grouted solid. The grout in the cavity bonds to the reinforcing steel and bonds to the unit masonry, thus producing a monolithic, composite, full-thickness wall.

The major advantage of the use of masonry for shear and bearing walls is architectural. The various types of brick, tile, and concrete masonry units may be desirable as a final architectural finish. The structural wall can then serve as both the architectural and structural system. The masonry shear wall cannot be designed to develop the strength of a reinforced concrete or steel plate shear wall. Its use is generally limited to moderately tall and short-span buildings, such as apartments and other building types where the floor spans are short and a great number of walls may be provided.

4 Combination Systems

This section has discussed various horizontal load resistant elements as separate, distinct systems. This has perhaps been valuable for study purposes. However, in real practice, the structural design process is not necessarily one of selecting this or that system. Rather, like most design processes, it is a creative process where a design is developed in response to a wide range of imposed conditions and restraints. The structural designer must be responsive to practical (construction and cost), utilitarian (use), and esthetic considerations in addition to his normal

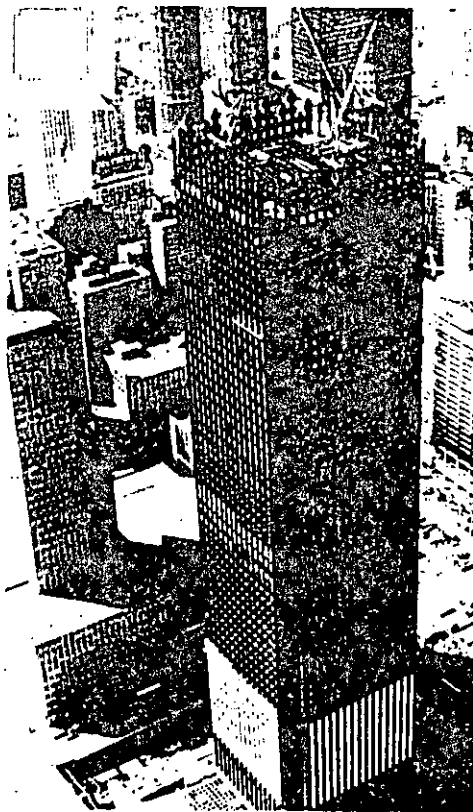


Peachtree Center Plaza Hotel, Atlanta, Georgia (Courtesy: John Portman)

structural engineering discipline. The best response to these conditions, as well as the best designs, can rarely be pigeonholed into rigid categories, such as those previously listed. Lateral load resistant systems often contain frames, walls, and bracing interacting together.

"Tube" Structures. A tube structure may be defined as a three-dimensional space structure composed of three, four, or possibly more frames, braced frames, or shear walls, joined at or near their edges to form a vertical tubelike structural system capable of resisting lateral forces in any direction by cantilevering from the foundation (Fig. 1.48). Tube structures usually have relatively small shear flexibility, so that the shear lag around the intersecting corners is minimized, and the entire tube participates in the overturning resistance.

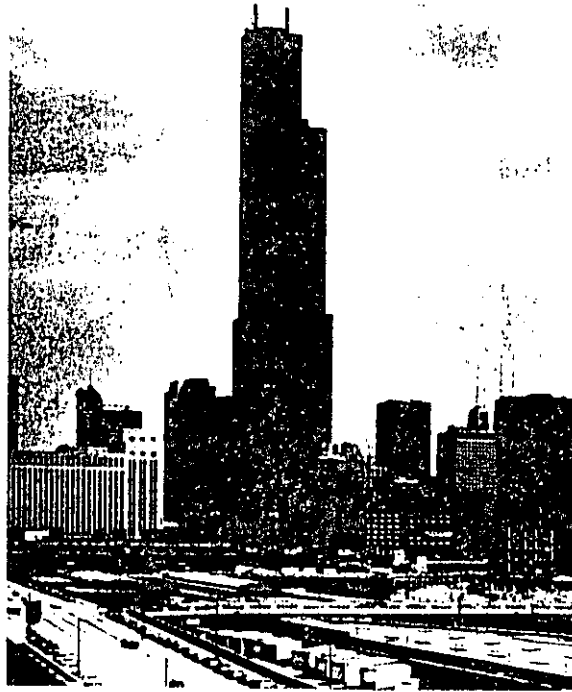
Location. Tubes may be developed around internally located service cores containing elevators, stairs, mechanical rooms and shafts, smoke shafts, toilets, janitor closets, etc. Tubes may also be developed around the exterior perimeter or facade of a building. In both locations the tube structure may generally be extended from the foundations for the full height of the building.



Standard Oil (Indiana) Building, Chicago, Illinois—construction as of 4/5/72 (73 stories)
(Courtesy: E. Alfred Picardi)

Configuration types.

1. Framed tubes. Tubes may consist of moment resistant frames, provided that the columns are closely spaced in order to reduce beam and column flexural deformation to a minimum. When the exterior columns are closely spaced [1 m to 3 m (3 ft to 10 ft) on center], it is possible to develop the entire perimeter of the tube structure as a lateral load resistant system. This system has been called the "boxed frame" or the "framed tube." It has been found that with closely spaced columns and deep spandrel beams, the shear lag around the corner is minimized, and the building walls at right angles to the direction of the applied lateral force contribute greatly to the over-all overturning strength and stiffness of the entire structure.
2. Braced tube. The braced tube is a three-dimensional diagonal braced or trussed system. It is inherently a very stiff system since it involves only axial deformation of members and no flexural deformation.
3. Shear wall tubes. Three, four, or more shear walls may be joined at their edges to form a true tubular structure. In order to be effective as a tube the shear walls must have minimum penetrations for doors, windows, and mechanical work. Shear wall tubes are generally stiffer than frames or braced tubes.



Sears Tower, Chicago, Illinois—example of bundled tube (Courtesy: Ezra Stoller)

Range of applicability and use. The limitation on permissible openings usually rules out the use of the shear wall tube in the exterior perimeter wall. However, most high-rise buildings have service cores which may occupy as much as 20% to 25% of the building area and may have horizontal dimensions up to one-half of the building dimension. These cores may be suitable for the development of one or more shear wall tubes. However, because of the limited horizontal dimension, core shear wall tubes have generally not been used as the sole lateral force resisting system for buildings over 20 to 25 stories in height.

Since the tube is thought of as a box beam cantilevering from the foundation, the greater the plan dimension of the tube the greater the stiffness of the structural system with respect to lateral forces. For very tall buildings, say over 20 to 25 stories, the tube must be placed in the exterior wall to achieve sufficient stiffness. It is often possible in high-rise office or apartment buildings to develop a tube structure in the exterior wall, either by using the closely spaced columns or by diagonally bracing the exterior facade.

Multiple Tube Systems.

Tube in tube. For very tall slender buildings, it is necessary to develop as much lateral strength and stiffness as possible. For tall buildings, this has led to the use of core shear walls interacting together with exterior moment resisting frames. This has been called a "tube in tube" scheme. The excellent overturning resistant ability of



Examples in Chicago of three structural systems: John Hancock (braced tube), Sears Tower (bundled tube), and Standard Oil (tubular system) (Courtesy: Rita P. Krider & Engineering News Record)

the facade frame is combined with the shear resistant capacity of the core shear walls to achieve a highly efficient structural system (Fig. 1.49).

Bundled tube. The bundled tube system consists of a number of vertical tubular elements fitted together and sharing common side frames. By bundling tubes, the over-all building dimension is increased, and hence the lateral stiffness and stability (Fig. 1.50). Tubes may be terminated at various levels in the building, thus producing variable floor areas. The tube termination levels may correspond to elevator termination levels.

Core Interaction Structures. Quite often it is impossible, or considered undesirable, to have the exterior columns closely spaced. A structural system has been used on several projects that connects the core tube to the exterior columns at one or more locations in the building where beams or cross-bracing do not interfere, such as at the mechanical floors or at the roof level. The basic principle involved is that of utilizing the core to fully develop horizontal shears, but to provide for vertical shear transfer from the core to the exterior columns, thus developing the total overturning capacity of the full building dimension. Fig. 1.51 illustrates the principle in both steel and concrete.

In addition to increasing the lateral strength and stiffness of the building, the rigid connection of core to exterior columns also reduces problems associated with differential temperature expansion and contraction of the exterior exposed columns and the internal, temperature controlled core, as well as differential shortening.

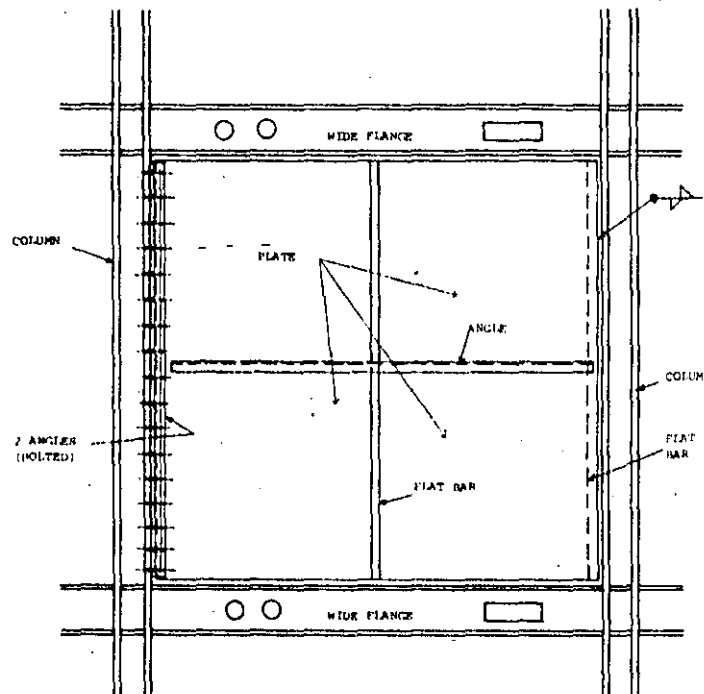


Fig. 1.46 Steel plate shear wall

5 New Structural Concepts

For high-rise buildings up to the height at which buildings have presently been constructed [460 m (1500 ft)], the structural systems now in use will most likely prove adequate and economical. However, the next generation of tall buildings may very well go over 460 m in height. With increasing height, the extraordinary forces of nature (wind, earthquake, fire, and blast), will tend more and more to dominate the structural system, and new structural and associated architectural, mechanical, and electrical concepts will be required. For the human occupants of these supertall buildings to be satisfied tenants, the movement of the building when subjected to the various environmental effects will have to be controlled within certain limits. The general strength and stiffness requirements of today will still have to be met.

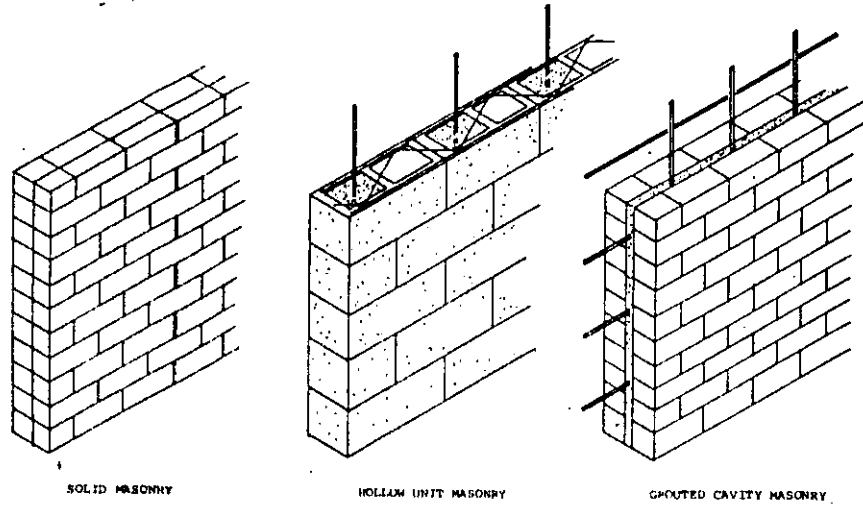


Fig. 1.47 Masonry shear wall types

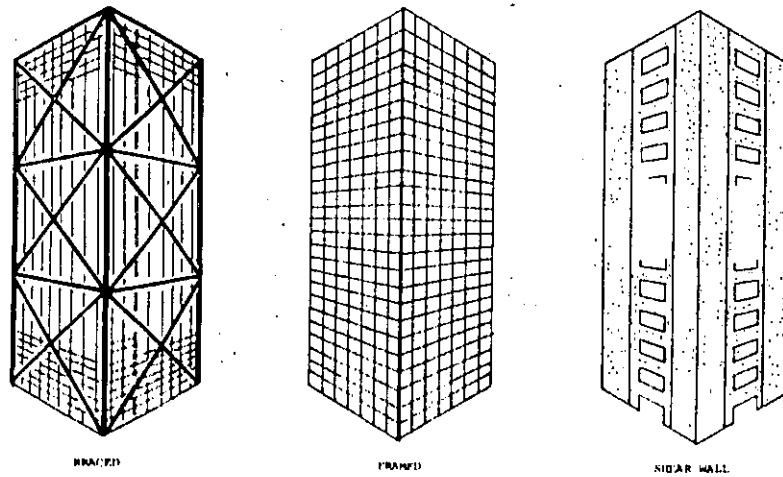
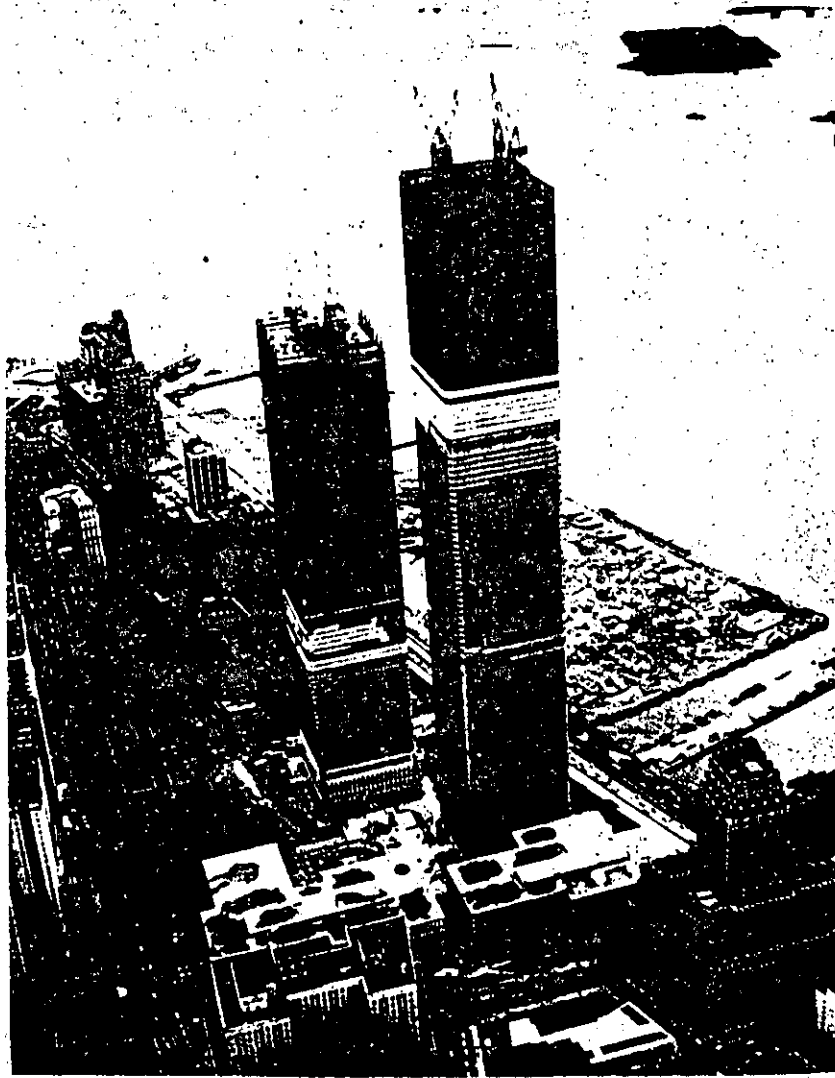


Fig. 1.48 Tube structural systems

Also, in these super highrise buildings, the interior spaces will still have to be readily accessible to elevators, stairs, and utilities, and in most cases, to the outside world by access to windows. These human requirements have a tendency to reduce the plan dimension of a tall building to something like 60 m (200 ft). If plan dimensions are limited and the heights increase, it becomes apparent that, unless there is some dramatic increase in the damping or ductility that can be achieved to dissipate wind or earthquake-induced energy, it is unlikely that a tall building will be able to perform satisfactorily if the height-to-width ratio exceeds approximately 7 to 1. The World Trade Center in New York City, which has a height-to-width ratio of 7 to 1, was a borderline case from the standpoint of performance, and it was found



World Trade Center, New York (Courtesy: The Port Authority of New York and New Jersey)

necessary to use 20 000 viscoelastic dampers to reduce dynamic excitation from the wind to tolerable levels. Energy dissipation systems are discussed in more detail in the next section of this chapter. Without a substantial increase in energy dissipation, it would seem that the effective plan dimension (the vertical cantilever beam depth) will have to be increased if taller buildings are to be constructed. Three concepts which might be acceptable to our present space and human requirements can be discussed: (1) The single megastructure or multiuse structure; (2) the cellular structure; and (3) bridged structures.

Megastructures. With the increased urbanization of the world, it is probable that more types of human activities will be incorporated in the tall buildings of the future. To the present business and private living activities may well be added institutional, merchandising, manufacturing and storage, and parking activities. Since the latter activities require large areas with minimal perimeter facade for views and access, it may be possible to increase the over-all building dimension where structurally required at or near the base, while tapering the building up to a relatively slender top more suitable for living and office use (Fig. 1.52). A suggestion of the megastructure concept may be seen in the John Hancock Building in Chicago, a 100-story, braced, tubular frame building of tapered shape which houses several different human activities.



New York Harbor. "The tallest building in the world" was the description from 1913 to 1930 of the Woolworth Building—seen here in 1974 nestled between the towers of the World Trade Center (Courtesy: New York Convention & Visitors Bureau)

Cellular Structures. It is possible to increase the over-all building dimension and the exterior perimeter without increasing the floor area by planning the structure with a hollow, open center. Many potential plan shapes are possible (Fig. 1.53). The hollow center may be completely open, or it may contain some or all of the utility functions such as stairs, elevators, mechanical and electrical shafts, and toilet rooms. It is most desirable for the floor system to clear span from the outer to the inner wall. All the previously listed structural systems may be appropriate. Exterior wall tubular construction could be used. An exterior and interior wall tube (tube in tube) may be used with or without coupling between the two tubes. Bundled tube construction might be used. The interior tube may be coupled to the exterior wall tube, much in the same way as an interior core wall may interact with an exterior frame. A suggestion of this type of cellular structure is the Sumitomo Building in Tokyo, Japan.

Bridged Structures. The effective overturning resistance may be increased by using two or more slender shaft buildings linked together at one or more levels by bridges. The concept of bridging may fit in well with some concepts for the future

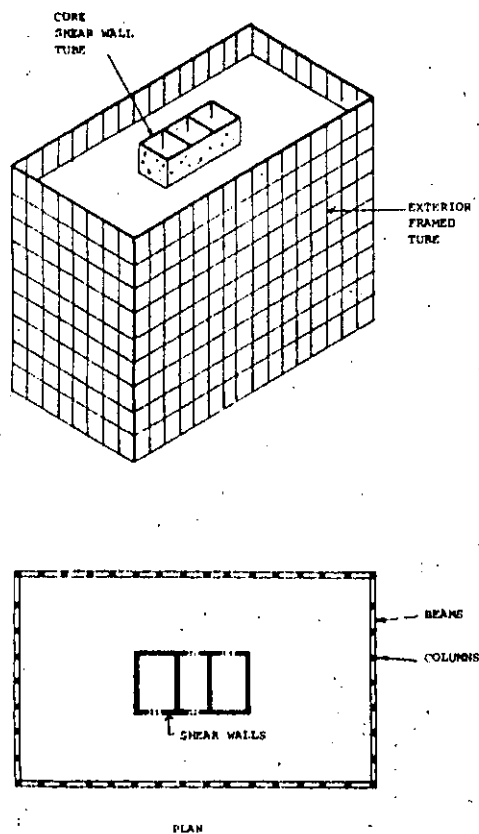
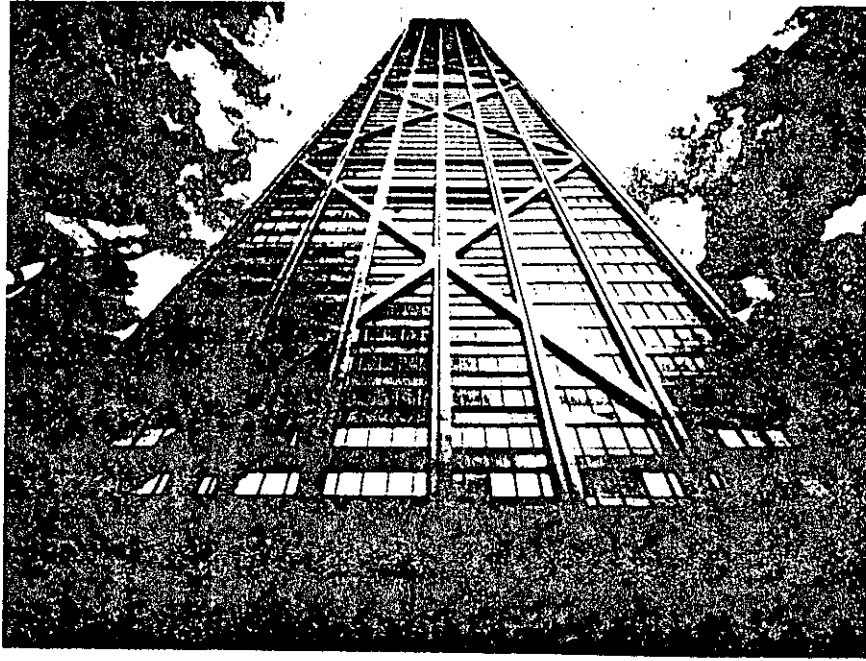
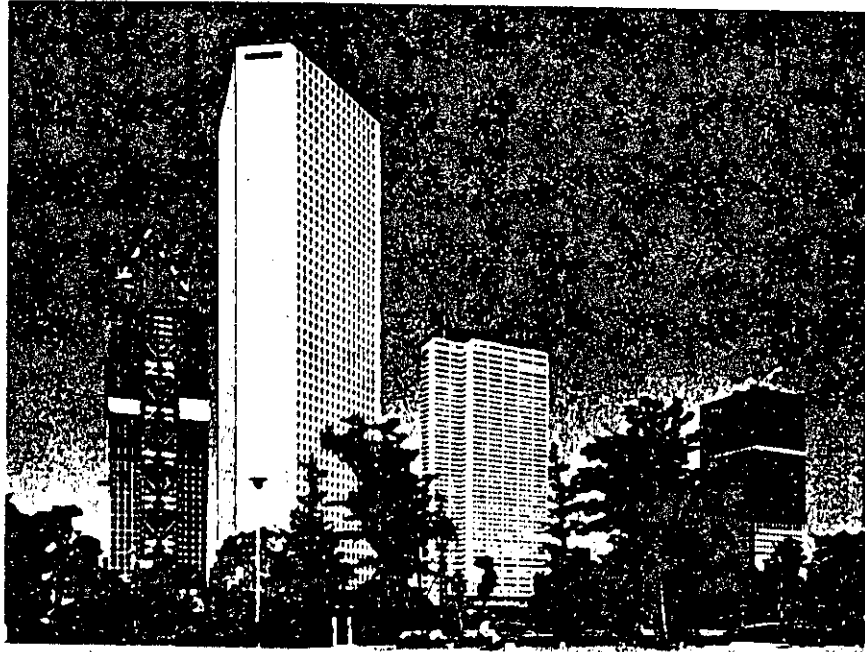


Fig. 1.49 Tube in tube system



John Hancock Center, Chicago, Illinois (Courtesy: Ezra Stoller)



Shinjuku Sumitomo Building (second from left), Tokyo, Japan (Courtesy: Kiyoshi Muto)

development of cities. Future cities may have several different levels for service access, vehicular circulation, pedestrian circulation, and public areas for park and recreation (Fig. 1.54). The links may be stiff, tubular structures, connected to the tubular structure of the vertical building shafts. If the towers have a core perimeter tube, the links could be dimensioned one or more stories high with a plan dimension equal to the core dimension. If the towers are of exterior tubular construction, then the width of the links could be equal to the full width of the buildings. The links may also be slender bridges suspended and laterally stayed by prestressed steel cables (Fig. 1.55). These bridges may be of very light weight although still suitable for pedestrian or light vehicle traffic. The actions of lateral forces are distributed to

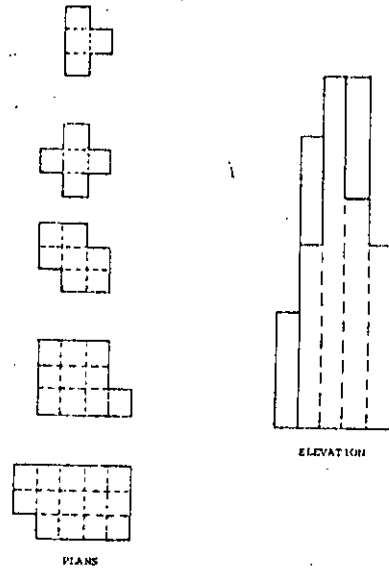


Fig. 1.50 Bundled multiple tube structure

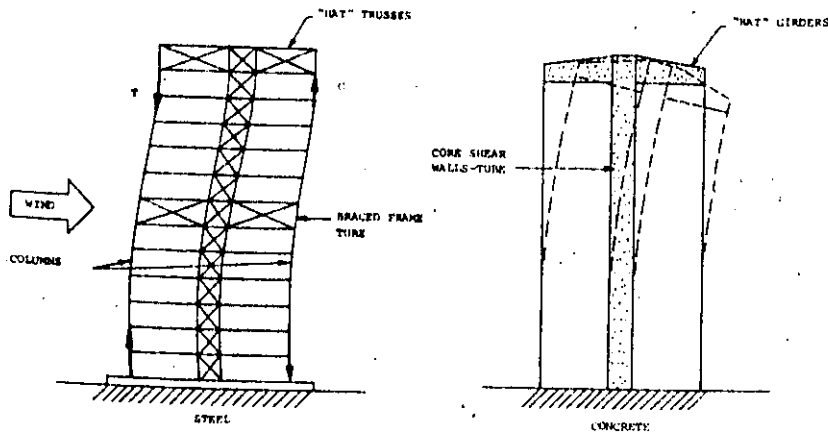


Fig. 1.51 Core interaction systems

all linked buildings proportional to their stiffnesses. The bridge structures may also act as energy dissipators. The vertical tower buildings could be constructed in either steel or concrete by conventional construction methods. The bridge links could be

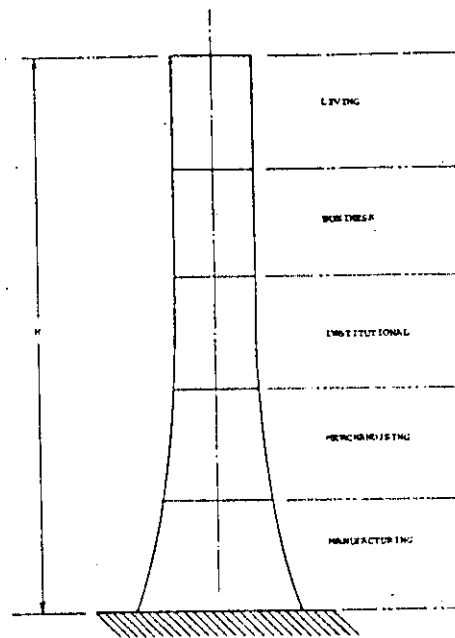
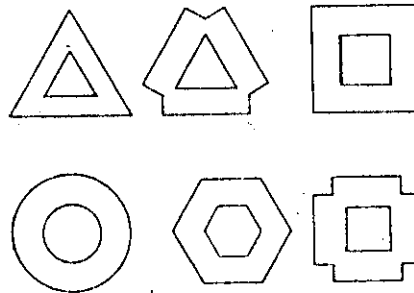


Fig. 1.52 Megastructure



POSSIBLE PLAN SHAPES (HOLLOW TUBULAR BUILDINGS)

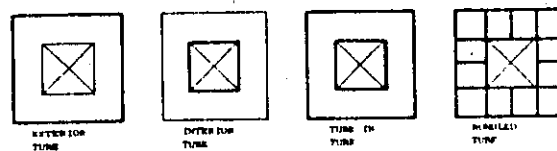


Fig. 1.53 Cellular structures

erected by any one of the methods now commonly used for bridge construction. The cantilever method now used in bridge construction would appear to be most promising.

1.4 ENERGY DISSIPATION SYSTEMS

All the energy that is induced in structures by wind, blast, earthquakes, or machinery is finally dissipated by damping forces. The damping limits and progressively reduces the deformations and accelerations of the induced vibrations. The natural energy dissipation of structural materials can be helped and essentially increased by artificial means. This opens new ways to design structures and make them more economical. In this section, various ways to achieve this are indicated.

1 Natural Damping of Structural Materials

Structural damping is caused by the internal friction within the particles of building materials. The damping forces are proportional to strain and deformations. A large amount of energy is also dissipated in a minute slippage at the connections of members, which is best illustrated by the relatively high damping of bolted structures compared to all welded steel structures. The increased friction of the particles in cracked concrete is also well known, and is preferable to crack-free post-tensioned concrete.

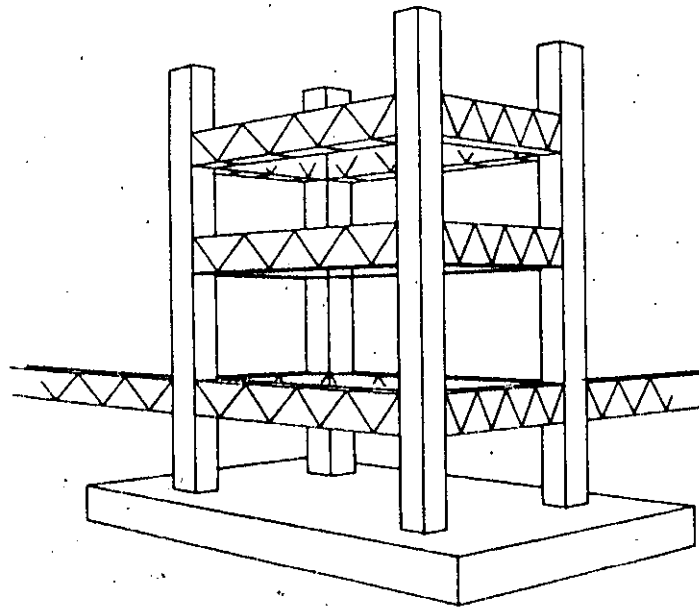


Fig. 1.54 Bridged structures

2 Plasticity of Structural Materials

Due to the plasticity of materials, especially steel, energy is absorbed inelastically. The energy absorption by ductility is not limited to steel alone, but also occurs in combined materials, like reinforced concrete. The confining of the concrete by reinforcement increases its ductility and capacity to absorb energy. Recognition of these facts has led to specific ductile detailing of structures in steel and concrete, especially in ranges of high moments at joint and connection points.

3 Highly Absorbent Structural Systems

Redundant Systems. The capacity of a total structural system to absorb energy is largely influenced by its redundancy. This means that many redundant members participate in resisting loads, and that overstressed portions of a structure can, after deformation, be relieved by neighboring members.

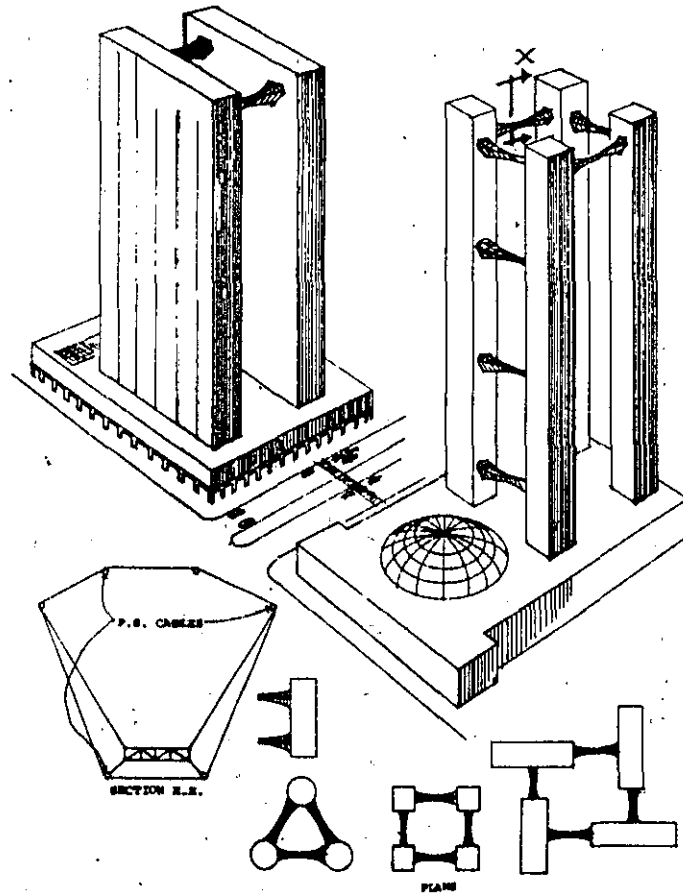


Fig. 1.55 Bridged structures

Combined Systems. In the case of the use of combined structural systems, for instance frames and shear walls, it is important for the total energy absorption that each system comes into action before any other experiences cause failure.

Bridged Systems. Increased energy dissipation (and thereby reduced deformations and accelerations) can be achieved by bridging structural systems such as tall buildings, as investigated by Sofronie (1974, 1976) (Fig. 1.56).

Besides compacting the stiffnesses of the various buildings to resist lateral forces, and possibly changing the free-standing cantilever of a tall building to a guided cantilever, the coupling of buildings restricts, orients, and filters vibrations. Special devices provided in their linkage to dissipate energy could be most effective.

4 Artificially Increased Damping

Provision of Viscous Damping by Coating, Joints, or Bearings. Artificial viscous damping can be effective in reducing the amplitude of vibrations in buildings and building elements, bridges, machines, and plates. This is realized by absorbing energy in viscous coating, joints, or bearing pads. Special design formulas are derived by Brotchie et al. (1972).

Use of Dynamic Vibration Absorbers. Damped and undamped vibration absorbers are used to a large extent in any kind of machinery. However, the use of a large viscously damped vibration absorber has been, until now, considered for only a few tall buildings. During the design of the Jefferson Memorial Arch in St. Louis,

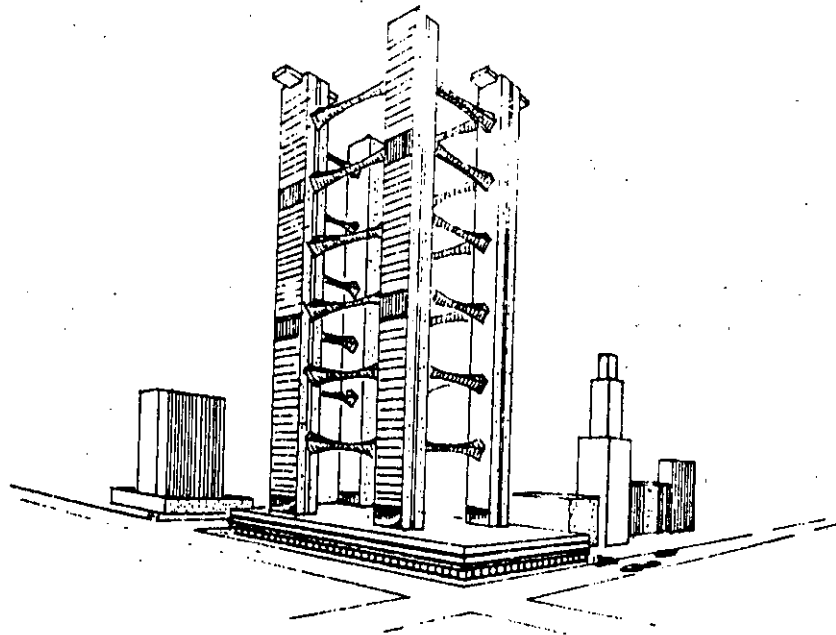


Fig. 1.56 Energy dissipating structure

such a device was considered. Finally, for the Centre Point Tower in Sydney, Australia, the mass of a pressurized water tank was used as a vibration absorber. The tank is cable-suspended and damped by radially arranged dashpots. Tower mass, water tank, suspension and damping are tuned for maximum effects (Fig. 1.57).

Use of Coulomb Friction Joints. The natural Coulomb friction between steel plates or between steel and asbestos braking materials can be effectively used in friction joints. Depending on movements and face pressure, large amounts of energy can be dissipated to heat in order again to damp the structure and reduce wind or earthquake-induced deformations and accelerations. The joints can be provided in wind trussing of tall buildings, in cable connections of guyed towers, or externally attached to existing buildings (Figs. 1.58 and 1.59).

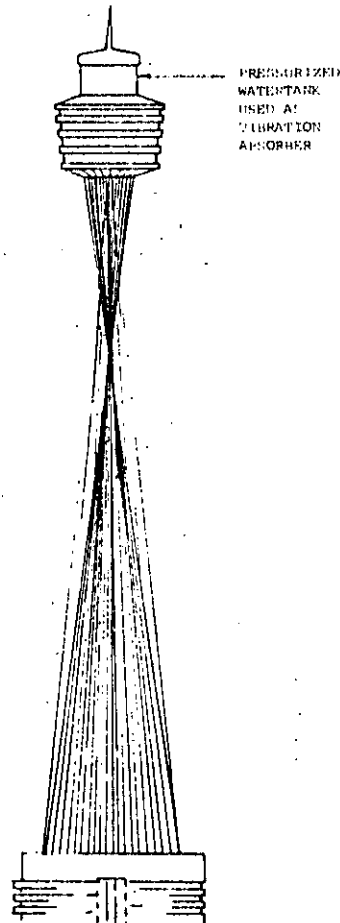


Fig. 1.57 Pressurized water tank used as vibration absorber

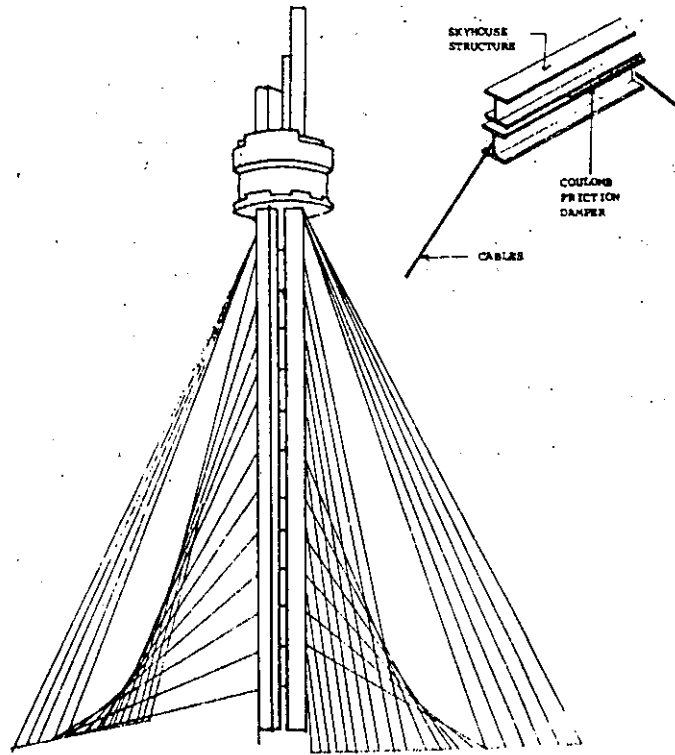


Fig. 1.58 Cable guyed structure

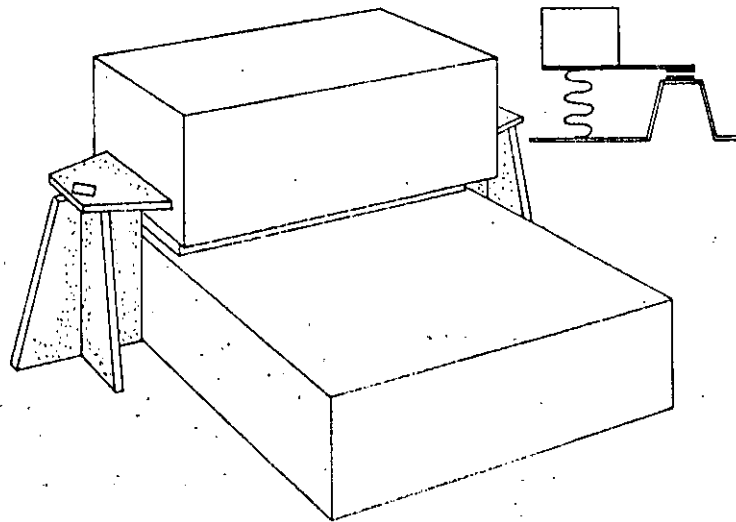


Fig. 1.59 Use of Coulomb friction damper

5 Advanced Foundation Design

The use of special foundations such as spring supports, shock absorbers, and vibration dampers is well known in the design of machine foundations. Similar advantages could certainly be achieved in the design of building foundations, and some attempts have been made to reduce the energy input caused by earthquake in the structure of buildings.

Reduction of Energy Input by Flexible or Sliding Foundations. The shock absorbing soft-story concept has been advanced by Caspe (1970) (Fig. 1.60). The isolation device prevents the foundation from transferring the full effects of the ground vibration in the substructure. The foundation, however, is able to resist all probable wind loading.

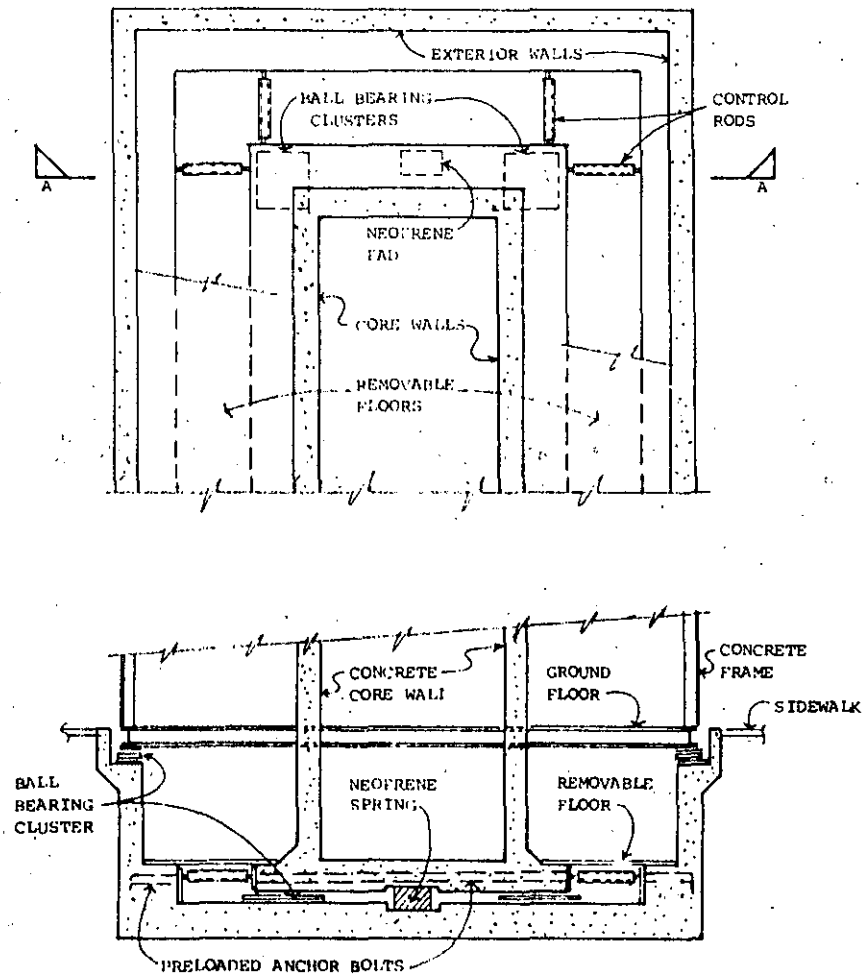


Fig. 1.60 Foundation Isolation

6 Aerodynamic Provisions

It is obvious, but not frequently considered, that energy induced in structures can be dissipated by aerodynamic damping. It is also of importance that some aerodynamic shapes essentially reduce the energy induced in buildings by wind.

1.5 CONDENSED REFERENCES/BIBLIOGRAPHY

The following is a condensed bibliography for this chapter. Not only does it include all articles referred to or cited in the text, but it also contains bibliography for further reading. The full citations will be found at the end of the Volume. What is given here should be sufficient information to lead the reader to the correct article: the author, date, and title. In case of multiple authors, only the first named is listed.

- AIA 1970, *Building Systems—Why Concrete?*
 Abdallah 1973, *The MLC Center, Sydney*
 Acier Stahl Steel 1971, *New Hotels In Amsterdam*
 Acier Stahl Steel 1972, *Radison Hotel South, Minneapolis, Minnesota*
- Bandei 1973a, *Structural Systems for Very Tall Buildings*
 Bandei 1973b, *Composite Core and Columns*
 Brainov 1975, *The Problem Tall Buildings—Architecture, Structures, Industrialization*
 Brotschle 1972, *An Optimization Approach to Viscous Damping of Structures*
 Bruna 1973, *Structures of Tall Buildings Using Precast Concrete Skeleton*
 Brungraber 1973, *The Use of Lightweight Alloys in Tall Buildings*
 Building Materials 1973, *Framing with Steel and Concrete Multibuild System*
 Building Materials 1974, *Diamond-Shaped Tower Dons a Special Cladding*
 Building Materials 1975, *New Type Sandwich Panels Make Up a Building's Face*
 Building Practice 1971, *Concrete Materials—What Does the Future Hold?*
 Building With Steel 1972, *Frames for Tall Buildings*
 Byrd 1973, *Woolwich Tower Blocks Begin to Suffer After Ten Years Stress*
- Caspe 1970, *Earthquake Isolation of Multistorey Concrete Structures*
 Castiglioni 1971, *Isolation of Multistorey Buildings from Ground-Borne Vibrations*
 Christiansen 1973, *Cast in Place, Reinforced Concrete Systems*
 Colaco 1974, *Pennzoll Place—A New Slant in Structural Systems*
 Concrete 1970, *Strengthening Tower Blocks of Large Panel Construction*
 Constructional Review 1973, No. 1, *York Street, Sydney*
 Constructional Review 1974a, *MLC Project, Sydney*
 Constructional Review 1974b, *T & G Building, Melbourne*
 Constructional Review 1974c, *444 St. Kilda Road, Melbourne*
 Constructional Review 1974d, *390 St. Kilda Road, Melbourne*
 Constructional Review 1975, *Town Hall House*
 Contract Journal 1971, *Highrise Hospital Goes Lightweight*
- Disque 1973, *Mass Produced Steel Systems*
 Dori 1969, *Structural Steelwork of Office Buildings, Rome*
 Dzielowski 1973, *Prestressed Composite Structures and Space Structures*
- Engineering 1966, *Building High*
- Fintel 1968, *Staggered Wall Beams for Multistorey Buildings*
 Fintel 1971, *Response of Buildings to Lateral Forces*
 Finzi 1968, *Light-Gage Floor Systems Provided to Include Utilities, Proposals and Experiments*
 Finzi 1973, *The Structural Design of Tall Steel Buildings*
 Fleming 1974, *Lateral Truss Systems in Highrise Buildings*
 Fowler 1973, *BHP House, Melbourne*
- Garnet 1973, *The AMP Center, Sydney*
 Giangreco 1969, *Trends in Design of Steel Constructions in Seismic Area*
 Giangreco 1971, *Present Trends in the Seismic Design of Metal Constructions*

- Goschy 1975, *Structural Systems*
 Grainger 1971, *Whitgift Centre, Croydon*
 Gunnar Birkerts and Associates 1973, *Suspended Bank Building: Federal Reserve Bank*
- Hisatoku 1973, *Mixed and Composite Concrete and Steel Systems*
- Ito 1971, *Structural System Composed of Steel Frame and Shear Walls*
 Iyengar 1973, *Structural Systems for Two Ultra High-Rise Structures*
- Jendele 1971, *High Buildings with a Concrete Bearing System in Czechoslovakia*
 Jendele 1973, *Structural Systems of Tall Reinforced Concrete Buildings*
 Johnson 1975, *Composite Structures of Steel and Concrete*
 Jossa 1975, *Introduction to the Study of Tall Buildings*
- Kajitani 1973, *Nippon Steel Building at Urban Renewal of Tokiwabashi District*
 Kavrychine 1973, *Reinforced, Precast and Prestressed Concrete*
 Khan 1969, *Tall Steel Structures, The Latest Trends*
 Khan 1971, *Lightweight Concrete for Total Design of One Shell Plaza*
 Khan 1973, *Newer Structural Systems and Their Effect on the Changing Scale of Cities*
 Khan 1973, *Analysis and Design of Framed Tube Structures for Tall Concrete Buildings*
 Khan 1974, *A Crisis in Design—The New Role of the Structural Engineer*
 Khan 1975, *Tall Building—Recent Developments in Structural Systems and Architectural*
 König 1973, *Cast-in-Place Reinforced Concrete Systems*
 König 1975, *Tall Reinforced Concrete Buildings*
 Kostem 1970, *The Stresses in Folded Plate Roof Traverses*
 Kostem 1973, *Optimum Shaped Pneumatic Roofs*
 Kozak 1973a, *Structural Systems of Tall Buildings in Steel or Combined Steel and Concrete*
 Kozak 1973b, *Structural Systems of Tall Buildings with Core Structures*
- Lewicki 1972, *Structural Design of Tall Concrete Buildings*
 Lewicki 1975, *Analysis of Work of Secondary Structural System in Building Corner*
 Llaw 1974, *Evolution of New Structural Systems for Tall Buildings*
 Lubinski 1972, *Statical and Structural Systems of Tall Steel Buildings*
- Manu 1975, *Reticular Tall Buildings in the Prahova District*
 Mazzolani 1974, *Development of Structural Schemes in the Field of Tall Buildings:*
 Mazzolani 1971, *Static of Framed Space Systems with Walls Variously Shaped*
 McMillan 1975, *African Eagle Life Centre—A High-Rise Precast Load Bearing Facade*
 Miller 1972, *Model Analysis of the Qantas Centre*
 Miller 1973, *Qantas Center, Sydney, Design and Construction Planning*
 Moore 1973, *Summary—Part I: Structural Systems*
 Mukand 1973, *Economy in the Design of Tall Buildings—Structural*
 Mukherjee 1974, *Integrated Frame-Wall Systems in Tall Buildings*
 Munoz 1973, *Behavior of Tubular Structures*
 Murray 1975, *Design to Prevent Floor Vibrations*
 Muto 1971, *Fluttering Design of Keio Plaza Hotel*
- Naka 1973, *Steel Reinforced Concrete-Structural System and Design Specification*
 Nakagawa 1974, *Design and Experiment on Osaka Ohbayashi Building*
 Narita 1974, *The Structural Design of Kaljo Building*
 Nasser 1973, *Use of Thin Shells for Tall Buildings*
 Nassetta 1973, *Structural Steel Tiered Building Frames*
 Neiman 1973, *Homeostase in Tall Buildings*
 Nelson 1968, *The Use of Viscoelastic Material to Damp Vibrations in Buildings*
 New Civil Engineer 1974a, *Half Flexible, Half Rigid Approach for Frankfurt's Giant New Building*
 New Civil Engineer 1974b, *Nat-West Banks on Clover-Leaf Cantilevers*
 Ng 1974, *Structural Systems of Some of the Tall Buildings in Singapore and Kuala Lumpur*
 Nisbet 1973, *Whickham Tower Block: The Design and Construction of a 30-Storey Block of Flats*
 Noggarel 1973, *Havas Building at Neuilly: A Sculptured Building in Exposed Steel*
- Ohta 1974, *Research and Development of a HPC Tall Building System*
 Orme 1970, *System Built Flats on a Deep Buried Quarry*
 Osborne 1975, *Precast Panels for Centre Rising Sixty Levels*
- Pagano 1963, *Structures*
 Pagano 1966a, *Experimental Full-Scale Investigation on Elastic-Plastic Instability*
 Pagano 1966b, *Experimental Full-Scale Investigation on Elastic-Plastic Instability*

Pagano 1966c, *Experimental Full-Scale Investigation on Elastic-Plastic Instability*
Pancewicz 1972, *Review of Basic Problems in Tall Steel Buildings*
Paparoni 1973, *Central Park Towers, A System of Segmental Tubes*
Parmar 1974, *Tunas Building—Structural Design of a Slender Building*
Pawlowski 1976, *Trends in Suspended Building Construction*
Payton 1973, *Collins Place Project, Melbourne*
Payton 1974, *Collins-Wales Project—A 500 Ft. Tower in Simple Hybrid Construction*
Picardi 1973, *Structural System—Standard Oil of Indiana Building*
Pozzi 1975, *Planning of Structures and its Relationship with Construction Methods*
Pun 1974, *A Pre-Fabricated Building System Developed for Multi-Story Industrial Buildings*

Ramesh 1973, *Tall Buildings with Shear-Wall Systems—A Status Report*
Reinitzhuber 1973, *Summary Report—Part 2: Structural Systems*
Robertson 1973, *Theme Report: Structural Systems*
Roret 1973, *Tall Buildings in Steel*

Sabnis 1972, *Use of Paper Honeycombed Panels in Housing Construction*
Schmidt 1966, *High Rise Buildings of Reinforced Concrete—What are the Limitations?*
Skinner 1972, *The Connaught Centre, Hong Kong*
Smith 1973, *The Bank of New Zealand, Concept and Design*
Sofronie 1973, *Tall Buildings Elastically Coupled*
Sofronie 1974, *On the Bridging of Tall Buildings*
Sofronie 1975, *On the Dynamics of Bridged Structures*
Sofronie 1976, *On the Dynamics of Bridged Structures*
Sokolov 1973, *Weight Analysis of Braced Frames for Prismatic Tall Buildings*
Sontag 1970, *Steel Multi-Storey Garages*
Sontag 1973, *Precast Composite Flooring*
Steinmann 1973, *Tall Buildings in Concrete*
Sung 1974, *A Transfer Bowl for a 20-Storey Tower Block*

Takenami 1974, *Hotel New Otani Tower Project*
Taranath 1975, *Optimum Belt Truss Locations for High-Rise Structures*
Taylor 1973, *Park Tower, Melbourne, 30 Story Apartment Building*
The Building Centre of Israel Quarterly 1971, *Systems Building—Methods, Materials, Management*
Thompson 1973, *OCBC Centre, Singapore*
Thomson 1971, *Head Office for Hearts of Oak Benefit Society (London)*
Tombazis 1975, *Kifissia—Apartment Project, Part II*
Tomii 1973, *Concrete Filled Steel Tube Structures*

Vasiliev 1973, *Prefabricated Reinforced Concrete Multi-story Frame Buildings in the U.S.S.R.*
Vorlicek 1976, *Statistical Design of Tolerances of Assembled Structures*

Wargon 1973, *Centerpoint, Sydney*
Wells 1974, *Structural Systems of Three Sydney High Rise Buildings*
Wittman 1976, *On the Damping of Slender Reinforced Concrete Structures*

Yano 1973, *Design of the Shinguku-Sumitomo Building*
Yano 1974, *Effect of Cyclic Loading on Buildings*
Yorkdale 1973, *Masonry Building Systems*

Zacic 1965, *Results of the Lateral Load Test of the Prestressed Concrete Structure*
Zavelani 1974, *Space Frame Design with Optimal Choice of Standard Components*
Zunz 1971, *Standard Bank Centre, Johannesburg*



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

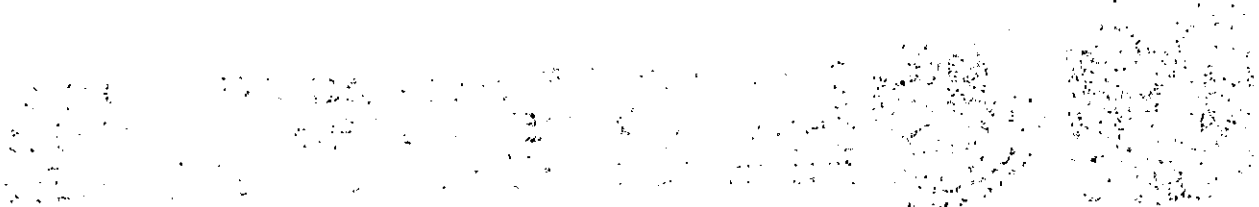
EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

Aspectos Generales Sobre Proyecto, Diseño y Construcción

SOLICITACIONES

M. EN C. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON

OCTUBRE, 1984.



THE UNITED STATES OF AMERICA

OFFICE OF THE SECRETARY OF DEFENSE

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA

CURSO SOBRE

DISEÑO DE EDIFICIOS ALTOS

TEMA: SOLICITACIONES

POR M. en C. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON
PROFESOR TITULAR, DIVISION DE ESTUDIOS DE
POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM



SOLICITACIONES

Generalidades:

Las cargas que usualmente actúan sobre los edificios son de distintos tipos:

Cargas gravitacionales: Cargas muertas, cargas vivas

Efectos de sismos

Efectos de viento

Efectos de temperatura y contracción volumétrica

Cargas accidentales: Fuego, explosión, impacto

Empujes de tierra o de líquidos

Efectos de movimientos diferenciales por asentamiento o emersión de la cimentación

Para la determinación de la intensidad con que actúan algunas de estas cargas se cuenta con suficiente información para poder estimarlas dentro de intervalos de variación razonables, para otras existen fuertes incertidumbres. Debe reconocerse, sin embargo, que siempre habrá una cierta probabilidad de que las cargas reales sean mayores que las que se hayan estimado, lo que suele tomarse en cuenta en los Reglamentos por medio de factores de amplificación, que tratan de tomar en cuenta tanto la probabilidad de ocurrencia de la carga durante la vida útil de la estructura, como las incertidumbres que pueden existir en su determinación y las consecuencias que puede tener cada carga en el comportamiento de la estructura, esto es, si afectan la resistencia de la estructura o si únicamente hacen que las condiciones de servicio no sean las más adecuadas, pero sin poner en peligro la estabilidad. Los efectos de las cargas muertas, de sismo, de temperatura y contracción volumétrica y de movimientos diferenciales están muy relacionados con el sistema estructural empleado y pueden variar en función de éste. Las cargas vivas, de empujes de tierras, líquidos o viento, así como las de fuego, explosión o impacto, son prácticamente independientes del sistema estructural.

Por ejemplo, no es igual la carga muerta de una estructura de concreto que la de una de

acero, o la de una estructura con sistema de piso a base de trabes y losas de concreto reforzado que la de otra con sistema de piso a base de una losa plana "aligerada", que a pesar de su nombre en general es más pesada. Los efectos de los movimientos diferenciales o de temperatura no causan mayor problema si la estructura tiene libertad de giro o desplazamiento en los nudos o apoyos, pero sí pueden ser importantes en el caso de estructuras continuas o empotradas. Los efectos sísmicos dependen por una parte del peso de la estructura y por otro de la rigidez de la misma en relación con el tipo de suelo en que esté desplantada, por lo que la estructuración que se emplee es muy importante en la disminución o amplificación de dichos efectos.

Por otro lado, las cargas vivas sobre la estructura dependen del destino pero no del sistema estructural. En el caso de las cargas accidentales de fuego, impacto o explosión la relación con el sistema estructural estriba en la necesidad de impedir las fallas progresivas.

El viento, dentro de ciertos límites, produce el mismo efecto sobre la estructura de los edificios; puede variar en el caso de estructuras muy flexibles susceptibles a la acción de ráfagas, o en función de la altura.

Cargas gravitacionales.

Cargas muertas. Las cargas muertas actúan permanentemente sobre la estructura, con intensidad prácticamente constante y representan normalmente más del 70 por ciento del peso de los edificios. Son debidas al peso propio de la estructura y de los acabados del edificio, y dependen del peso volumétrico de los materiales empleados, los que han sido determinados dentro de intervalos más o menos confiables para una buena cantidad de los materiales más usuales como concreto, acero, madera, mampostería de tabique, acabados de piso, aplanados de mortero o de yeso, revestimientos de piedras naturales o artificiales, falsos plafones, cancelería, etc, por lo que hay relativamente poca incertidumbre en su determinación. Se han hecho estudios de las variaciones estadís-

ticas en espesores con respecto a lo especificado en planos y de pesos volumétricos en función del grado de saturación de los materiales para estimar los cambios probables en los valores que normalmente considera el estructurista al hacer el diseño de la estructura, lo que se incorpora en los reglamentos de construcción en cláusulas como las del Reglamento del Distrito Federal (ref 1) que especifica sobre cargas adicionales de 20 kg/m^2 en el peso de cada losa o acabado colado en el lugar así como valores máximos y mínimos de los pesos volumétricos de los materiales de construcción, aclarando que para casos en que el efecto de la carga muerta reduzca los de otra sollicitación que actúe simultáneamente, como en el caso de volteamiento por empuje de viento, deben usarse los valores mínimos.

Cabe mencionar aquí que con frecuencia, al momento de valuar las cargas muertas que van a actuar sobre un edificio se suponen espesores mínimos de acabados, muros divisorios y fachadas muy ligeras, con valores que no resultan realistas en muchas ocasiones, o bien se ven incrementados fuertemente al hacer remodelaciones del edificio. Conviene en general no ser demasiado optimista al suponer las cargas muertas pues lo que ocurre en realidad es que la carga viva útil que puede soportar la estructura puede sufrir reducciones importantes.

Es muy frecuente que el espesor de los "firmes" colocados sobre la losa para el acabado de piso tenga un espesor mayor que el supuesto normalmente, de 4 o 5 cm, debido a deformaciones de la losa por haber descimbrado muy pronto, por movimientos de la cimentación durante la construcción, por mala nivelación de las cimbras o por la necesidad de ahogar en ellos instalaciones diversas. En estos casos es recomendable hacerlos de materiales de menor peso volumétrico para no incrementar las cargas.

Muchas veces también se supone que los muros divisorios van a ser de tablaroca o algún material similar y terminan haciéndose de bloque de cemento o de tabique, con un peso mucho mayor. Con frecuencia no se conoce la ubicación de estos muros al momen-

to de hacer el cálculo, ya que el edificio se empieza a analizar cuando el proyecto arquitectónico todavía no está completamente definido, por lo que se toman en cuenta como una sobrecarga uniformemente repartida en la losa; es usual también que las fachadas se consideren más ligeras de lo que resultan al final, debido a acabados pesados que no se consideran inicialmente.

En el caso de las losas planas aligeradas suele también usarse bloques de cemento-arena en vez de casetones recuperables o de espuma de poliestireno cuando se dificulta obtener estos últimos, que prácticamente no pesan, lo que implica una importante reducción en la carga viva de proyecto.

Es necesario reconocer que muchas veces el estructurista es responsable de los cambios anteriores, pues si no detalla claramente en sus planos y memorias de cálculo las hipótesis básicas que hizo y las cargas que usó, el constructor y el director de la obra no están conscientes de los efectos que puede tener una decisión de ese tipo. Es muy recomendable que el estructurista supervise la construcción, no sólo de la estructura, sino también de los elementos "no estructurales" para que pueda impedir a tiempo los cambios de cargas que modifiquen radicalmente sus hipótesis de cálculo. Esto es especialmente importante en estructuras situadas en zonas sísmicas, pues los aumentos de peso se reflejan también en las fuerzas sísmicas consideradas y el edificio puede quedar en situación crítica.

Una vez definido el sistema estructural que se va a emplear y habiendo definido el arquitecto los diferentes acabados que probablemente se usarán en pisos, muros, techos, y demás, se puede proceder a elaborar "especificaciones de carga" para cada tipo de piso, muro, etc, basándose en las tablas de pesos volumétricos antes mencionados (ref 1) y tomando en cuenta los distintos materiales que se colocarán.

Por ejemplo, una losa típica de edificio de oficinas estructurado a base de traveses principales, traveses secundarios y losa plana con claros máximos de unos 3.5 m en dirección corta, tendría una especificación como la siguiente:

Losa de concreto	0.10 m x 2400 kg/m ³	_____	240 kg/m ²
Firme y acabado de piso (loseta vinilica)	0.05 x 2100 kg/m ³	_____	105 kg/m ²
Sobrecarga por reglamento	2 x 20 kg/m ²	_____	40 kg/m ²
Falso plafond de yeso	0.02m x 1500 kg/m ³	_____	30 kg/m ²
Carga equivalente por muros divisorios ligeros			<u>50 kg/m²</u>
	Total de carga muerta		465 kg/m ²

y un muro divisorio de tabique, hecho a mano, con acabado de yeso en una cara y azulejo en la otra, pesaría lo siguiente:

Muro de tabique rojo recocido	0.14 m x 1500 kg/m ³	_____	210 kg/m ²
Aplanado de yeso una cara	0.02 m x 1500 kg/m ³	_____	30 kg/m ²
Aplanado de mezcla una cara	0.02 m x 2100 kg/m ³	_____	42 kg/m ²
Azulejo			<u>15 kg/m²</u>
			297 kg/m ²

Para obtener el peso propio de la estructura (traveses, columnas y muros de concreto) será necesario proceder por aproximaciones sucesivas, suponiendo, para estimar los elementos mecánicos a que se verán sometidos los distintos miembros de la estructura, las dimensiones de éstos y revisando si la suposición fue adecuada una vez obtenidos los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas normales que producen la combinación de las distintas cargas que obrarán sobre el edificio. Si las dimensiones supuestas no fueron suficientes habría que --

incrementarlas y tomar ésto en cuenta al determinar el peso propio de la estructura. En el caso de estructuras de acero es importante incluir el peso de recubrimiento de protección contra el fuego.

Cargas vivas. Las cargas vivas son el resultado de la ocupación del edificio y de la actividad que se desarrolle en él. A diferencia de las cargas muertas, las cargas vivas no obran permanentemente sobre la estructura, sino que cambian de intensidad y posición con el tiempo.

Se han hecho una serie de determinaciones de las cargas vivas efectivas que actúan en los edificios (ref 2) y se ha llegado a establecer que su intensidad es función del tipo de actividad que se desarrolle, por ejemplo: residencial (casas, apartamentos, hoteles), institucional (hospitales, prisiones), educacional, lugares de reunión pública (auditorios, restaurantes), oficinas, comercios, bodegas, edificios industriales, edificios para estacionamiento, etc. Se ha visto también que la intensidad de la carga depende del tamaño (área) de los locales; entre más pequeña sea el área cargada, mayor es la posibilidad de que la carga sea más grande.

Normalmente los reglamentos de construcción especifican los distintos valores de carga viva que deben emplearse en función del tipo de ocupación de cada zona de un edificio. Sin embargo, al comparar lo especificado por distintos reglamentos para un mismo destino, se encuentran diferencias importantes. La tabla 1.1 de la ref 2 muestra las cargas vivas especificadas por reglamentos de distintos países: Australia, Inglaterra, Canadá, Francia, Alemania, Italia, Japón, Sudafrica, Estados Unidos y Rusia así como las del Comité Internacional del Concreto. Al comparar las especificaciones para oficinas se encuentran valores que van desde 200 kg/m² en Francia, Alemania y Rusia hasta 350 kg/m² en Italia, con un valor promedio de 254 kg/m². Para usos residenciales los valores fluctúan

entre 150 kg/m² en Rusia y Alemania hasta 200 kg/m² en Italia, con un valor promedio de 180 kg/m².

En este sentido es importante hacer notar que muchas veces hay la tendencia a tomar valores especificados por distintos reglamentos al desarrollar un proyecto, sin tomar en cuenta que en ocasiones un valor relativamente bajo puede estar compensado por factores de carga o de seguridad relativamente mayores que los que usan otros reglamentos que especifican cargas más grandes. Es peligrosa la mezcla de reglamentos antes mencionada y debe evitarse.

Como se indicó anteriormente, la intensidad de la carga viva depende del área cargada, por lo que, en función del número de pisos que tenga un edificio podrán emplearse distintos valores de carga viva para estimar las cargas que obran sobre los elementos de soporte, columnas o muros y sobre la cimentación.

Asimismo, al obtener el peso de un piso para valuar los efectos sísmicos podrá considerarse un valor de carga viva diferente, ya que la probabilidad de que al presentarse un sismo, el edificio esté cargado en todos sus niveles con la carga viva máxima, es muy remota.

Reconociendo lo anterior, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (ref 1) considera tres valores diferentes de la carga viva: la carga viva máxima, w_m , que es función del área cargada y que se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales de losas, traveses, columnas y muros y para calcular asentamientos inmediatos en los suelos así como en el diseño estructural ante cargas gravitacionales de los cimientos; la carga viva instantánea, w_a , que se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área y la carga viva media, w , que se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos en materiales poco permeables (limos y arcillas) saturadas.

Para el caso de habitación, oficinas, despachos y laboratorios, $w = 70 \text{ kg/m}^2$; $w_a = 90 \text{ kg/m}^2$ y $w_m = 120 + 420/\sqrt{A}$, siendo A, el área tributaria en metros cuadrados, correspondiente al elemento que se diseña. Se especifica además que por lo menos en una estancia o sala-comedor de las que contribuyen a la carga de una viga, columna y otro elemento estructural de una casa habitación, edificio de apartamentos o similar, debe considerarse para diseño estructural $w_m = 250 \text{ kg/m}^2$ y en las demás según corresponda al área tributaria en cuestión.

Con respecto a la tabla 1.1 antes mencionada, el valor promedio para oficinas, de 254 kg/m^2 correspondería a un área tributaria de aproximadamente 10 m^2 , mientras que el valor promedio de 180 kg/m^2 para uso residencial correspondería a un área tributaria de 49 m^2 .

Como puede verse, la carga para uso residencial propuesta para el D.F. es un poco mayor que la correspondiente al promedio de lo especificado en los diez países antes citados, mientras que la carga viva para oficinas está bastante cercana al promedio de esos mismos países; sin embargo, los factores de carga no son los mismos, por lo que la comparación no es tan directa.

Por lo que respecta a la carga w_a que deberá usarse para revisar condiciones de distribución de carga viva más desfavorable que la uniformemente repartida en estructuras continuas, cabe mencionar que normalmente en edificios de habitación y oficinas no es necesario hacer este tipo de análisis puesto que la carga muerta es en general bastante mayor que la viva y los cambios en elementos mecánicos producidos por la colocación más desfavorable de la carga viva no son de importancia; sin embargo, para el caso de bodegas o de zonas de comunicación para peatones, en que la carga viva puede ser mayor que la carga muerta sí será necesario llevar a cabo estos análisis.

La carga viva incluye normalmente el peso de mobiliario y personas; sin embargo, en ocasiones es necesario reforzar localmente los lugares donde se sabe que estrán alojados equipos pesados, cajas fuertes o archiveros, que pueden producir concentraciones importantes de carga en áreas reducidas. Esto es particularmente importante en el caso de sistemas de piso a base de losas planas aligeradas, con cajas huecas de cemento-arena, donde en ocasiones la capa de compresión que se coloca sobre la caja hueca es muy delgada y sin refuerzo o no existe. Se ha dado el caso de muebles pesados que perforan esta capa.

En ocasiones también ha sido motivo de problemas el cambio de ocupación de un edificio, con carga viva correspondiente de mayor intensidad. Este problema es más común en elementos sometidos exclusivamente a la acción de las cargas gravitacionales, para los cuales otros tipos de sollicitación, como viento ó sismo no son significativos, como es el caso de losas y trabes secundarias.

El incremento de cargas vivas en elementos sujetos a otro tipo de sollicitación además de las cargas gravitacionales suele ser menos notorio mientras no se presenta esa sollicitación.

En edificios altos situados en zonas sísmicas, los efectos de las cargas gravitacionales muertas y vivas suelen ser una fracción pequeña de los debidos a la combinación de carga viva, muerta y sismo, aún empleando factores de carga más pequeños, por lo que la resistencia de los elementos estructurales sometidos a ésta combinación de cargas es mucho mayor que la necesaria para cargas gravitacionales exclusivamente. Sin embargo, si llega a ocurrir el sismo de diseño con la estructura sobrecargada, puede llegarse al colapso o a daños estructurales importantes ya que como se verá más adelante la fuerza debida al sismo depende del peso total de la estructura y si hay una sobrecarga el aumento en elementos mecánicos es doble, pues se incrementa el efecto de carga gravitacional y el efecto sísmico.

Usualmente se considera que la carga viva empleada en azoteas cubre la sobrecarga causada por nieve o granizo, que suele presentarse con alguna frecuencia en el Distrito Federal. En caso de azoteas con cubierta en diente de sierra debe tenerse especial cuidado con este problema pues la nieve o granizo se acumula en los valles y produce fuertes incrementos de flexión y cortante en las armaduras o vigas que forman la techumbre. Ha habido numerosos colapsos por este concepto en naves industriales.

Cargas durante la construcción. En ocasiones las mayores cargas aplicadas sobre algunos elementos estructurales ocurren durante la construcción del edificio, debido a la acumulación de materiales de construcción sobre zonas reducidas o al peso de equipos. Debe tenerse especial cuidado de que no ocurra esto, pues hay que tomar en cuenta además, que en el caso de estructuras de concreto reforzado, que son las más comunes, esta sobrecarga ocurre cuando la estructura aún no tiene la resistencia de proyecto.

En edificios situados en zonas sísmicas y por lo antes expuesto, los efectos de sobrecargas durante la construcción se limitan usualmente a deformaciones excesivas del sistema de piso y algunos agrietamientos, sobre todo en los elementos sometidos exclusivamente a efectos gravitacionales.

Deben preverse apuntalamientos temporales durante la construcción para evitar estos problemas.

Efectos sísmicos en los edificios.

A través de los años se han acumulado experiencias muy diversas sobre el comportamiento de los edificios sometidos a sismos intensos; actualmente se considera que si se toman una serie de precauciones en el diseño y construcción es posible lograr que los edificios sean capaces de resistir con éxito los temblores a que

se verán sometidos durante su vida útil.

El problema se puede subdividir en dos aspectos fundamentales. Por un lado se necesita conocer la máxima intensidad del sismo que puede presentarse en el lugar donde estará ubicada la estructura y las características del movimiento correspondiente, para lo cual hay que medir los temblores y estudiar los antecedentes sísmicos de la zona. Por otro lado hay que determinar la respuesta dinámica que tendrá la estructura al ser sometida a esa excitación, tomando en cuenta tanto las características dinámicas de la estructura como las del movimiento, ya que un mismo sismo produce efectos dinámicos de distinta intensidad en cada estructura. Para determinar la respuesta se emplean modelos matemáticos, que tienen que simplificarse considerablemente para que el costo y el tiempo empleados no sean excesivos. El uso de computadoras digitales para este objeto ha sido cada vez más frecuente en las últimas décadas, lo que ha permitido mayores refinamientos en los modelos empleados y menor incertidumbre en la determinación de la respuesta.

De acuerdo con lo anterior, las principales variables que es necesario tomar en cuenta al valorar los efectos sísmicos sobre los edificios son:

Ubicación geográfica y tipo de suelo en que estará desplantada la estructura, con lo que se determinan las características del movimiento y configuración en planta y en elevación, tipo de estructura y materiales que se emplearán y cargas gravitacionales aplicadas, con lo que se definen las características dinámicas de la estructura.

A continuación se discute cada una de estas variables.

Ubicación geográfica y tipo de terreno en que estará desplantada la estructura. La intensidad de los sismos es diferente en distintos puntos de la tierra. Las zonas de mayor actividad sísmica en el mundo son dos: el cinturón circumpacífico-

co y el cinturón alpino; el primero afecta a los países alrededor del océano pacífico, correspondiéndole un 80% de la energía liberada por temblores. México está dentro de este cinturón, afectándose principalmente las costas de los estados de Chiapas, Oaxaca, Guerrero, Colima, Michoacán y Jalisco donde se presentan las máximas intensidades, que disminuyen a medida que se consideran zonas más alejadas de la costa, fig 1.

El segundo cinturón se inicia en las Azores, atraviesa el mar Mediterráneo y el cercano oriente, el norte de la India y pasa por Sumatra e Indonesia para unirse con el cinturón circumpacífico en Nueva Guinea. A este cinturón corresponde del 15 al 20 % de la energía liberada por temblores; sin embargo, afecta muchos países densamente poblados, como China y ha producido verdaderas catástrofes, como la ocurrida en 1976 en Tangshan, China, con más de 600 000 muertos.

Existen varias teorías para explicar el origen de los sismos. En los últimos 15 años se ha desarrollado considerablemente la teoría de tectónica de placas, según la cual la corteza terrestre está formada por seis grandes placas: Americana, Euroasiática, Africana, Pacífica, Antártica e Indoaustraliana y una serie de placas más pequeñas, entre las cuales, las más importantes son: Nazca, Cocos, Caribe, Egea, Arábiga y Filipinas. Existen movimientos de distinto tipo entre las placas, lo que ocasiona que en sus contactos se acumule energía potencial, que se libera bruscamente al rebasarse la resistencia de las rocas en algún punto del contacto, produciéndose ondas sísmicas.

Para diferenciar los temblores se emplean diversas escalas, como las de intensidad o de magnitud; se usan también varios tipos de aparatos para medir las ondas sísmicas: sismógrafos, acelerógrafos y sismoscopios.

La magnitud está relacionada directamente con el tamaño del temblor en su origen; es una medida de tipo instrumental propuesta por C.F. Richter y está basada en los

registros de las ondas obtenidas en los sismógrafos, correspondiendo un sólo valor a cada temblor. La intensidad en cambio está relacionada con los efectos que un mismo temblor produce en diferentes regiones, los que disminuyen a medida que se consideran zonas más alejadas del epicentro del temblor, que es la proyección sobre la superficie de la tierra del foco del temblor, punto donde teóricamente se inicia el movimiento.

Para cada temblor existe entonces una magnitud (referida al origen) y varias intensidades en general decrecientes a partir del origen. Localizando en un mapa las zonas de igual intensidad se obtienen las isosistas, y si se cuenta con las isosistas de muchos temblores, es posible estimar la sismicidad de un lugar en particular, empleando teoría de probabilidades.

Lamentablemente, la información con que se cuenta es relativamente reciente y pueden cometerse subestimaciones importantes, ya que desde el punto de vista geológico se requeriría información de varios milenios para poder estar seguros de la máxima intensidad que puede esperarse en un lugar.

Existen varias escalas de intensidades; entre las más usuales está la de Mercalli Modificada que tiene 12 grados de intensidad, dependiendo de los efectos del sismo. Las estructuras mal diseñadas o construidas empiezan a sufrir daños con temblores de intensidad VI. Se han propuesto correlaciones aproximadas entre magnitud e intensidad así como entre estos parámetros y las aceleraciones, velocidades y desplazamientos del terreno, ya que desde el punto de vista ingenieril no es suficiente con conocer cual fue la intensidad o la magnitud de un temblor, sino que se necesita conocer que movimientos del suelo son producidos por esa magnitud o intensidad para estimar sus efectos en las estructuras.

Esto ha sido posible al medir las aceleraciones del terreno en distintos puntos de la tierra con acelerógrafos especialmente diseñados para registrar movimientos in-

tenso. Los registros obtenidos en distintos tipos de terreno muestran diferencias muy importantes. En general, en los suelos firmes el registro muestra oscilaciones rápidas, con periodos dominantes cortos (menores de 0.5 seg) mientras que en los suelos blandos el movimiento es más lento, con periodos dominantes relativamente largos (1 a 3 seg).

Analizando estructuras de un grado de libertad con distintos periodos de vibración y distintos valores de amortiguamiento sujetos a la excitación obtenida en los acelerógrafos es posible obtener la historia de la respuesta de esas estructuras contra el tiempo; en general las respuestas de interés son los desplazamientos, velocidades o aceleraciones de la masa, con las que se pueden obtener los esfuerzos a que estará sometida la estructura en un momento dado o cualquier otra variable de interés.

Al graficar las respuestas máximas de cada estructura contra su periodo de vibración se obtienen los espectros de respuesta, que dan una mejor idea de cual puede ser la respuesta de una estructura con un cierto periodo de vibración y un cierto amortiguamiento a un temblor registrado en un cierto tipo de terreno.

A partir de los espectros de respuesta, en los cuales se puede considerar que la respuesta sea elástica o inelástica, es posible obtener espectros de diseño elásticos o inelásticos que son los que proponen los Reglamentos de construcción, como por ejemplo el del Distrito Federal, ref 1, o el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, ref 3, donde pueden encontrarse espectros de diseño elásticos para el D.F. o para cualquier lugar de la República Mexicana, en función de los temblores estimados en cada lugar y de los diferentes tipos de terreno en que pueden estar desplantadas las estructuras, figs 2 y 3.

Una vez conocidas las características del movimiento sísmico, definidas por un espectro de diseño, se necesita conocer las características dinámicas de la estruc-

tura para poder estimar los efectos que le ocasionará el sismo de diseño. Las características dinámicas de la estructura dependen directamente de la configuración de ésta en planta y elevación, del tipo de estructura y materiales con que se haga y de las cargas gravitacionales aplicadas.

Configuración en planta y elevación. Se entiende por configuración la forma general de la estructura.

En cuanto a la planta pueden tenerse muy diversas posibilidades, siendo muy comunes las plantas de forma cuadrada o rectangular, aunque en ocasiones se tienen formas de sección circular o poligonal, triángulos, tes, ángulos, H, etc.

Entre más simple y simétrica sea la planta de un edificio más fácilmente podremos obtener un modelo matemático adecuado para estudiarla. Existen recomendaciones expresadas a este respecto para estructuras situadas en zonas sísmicas (ref 4,5) considerándose deseable que la planta sea simétrica, que no sea muy alargada ni con salientes excesivas; las plantas asimétricas con forma de L o T no son recomendables pues se pueden presentar efectos adicionales por torsión, que son difíciles de predecir.

Por lo que respecta a la elevación, ésta debe ser también lo más uniforme posible, sin cambios bruscos, ya que éstos producen amplificaciones dinámicas importantes; es deseable también la simetría en elevación, para reducir efectos torsionantes.

Tipo de estructura. Para construir una estructura se pueden usar distintos elementos estructurales: columnas, muros, trabes, diagonales de contraventeo, losas, cascarones, etc.

Dependiendo de la forma en que se combinan estos elementos se tendrán diferentes sistemas estructurales. Por ejemplo, sistemas a base de marcos rígidos formados por

trabes y columnas o sistemas a base de muros y losas, o sistemas en que se combinan marcos rígidos y muros para absorber las fuerzas laterales. Las estructuras en que se usan muros tienen periodos de vibración más cortos que las de marcos rígidos.

En general, las estructuras son tridimensionales; sin embargo, aunque ya se dispone de programas de computadora que pueden analizarlas en el espacio, es más frecuente el uso de modelos matemáticos simplificados en que la estructura espacial se reduce a una serie de estructuras en el plano, cuyo análisis es más sencillo y requiere mucho menos tiempo de computadora. Así mismo, para el modelo de estructuras con muros y marcos se han ideado una serie de simplificaciones con objeto de reducir los tiempos de máquina.

Los materiales más comunes para la construcción de estructuras son: mampostería de tabique o piedra, concreto reforzado, concreto presforzado, acero estructural y madera. El comportamiento de estructuras hechas con estos materiales ante cargas laterales cíclicas, como las producidas por los sismos, es muy diferente. Una de las características más deseables es que tengan ductilidad, esto es, capacidad de deformación grande para cargas sostenidas altas, ya que como es difícil acotar cual será la máxima intensidad que se presentará en un cierto lugar y la probabilidad de que esta máxima intensidad ocurra durante la vida útil de la estructura, se aprovecha esta característica del comportamiento estructural para diseñar con fuerzas menores a las que tendría la estructura si se comportara elásticamente durante todo el sismo, permitiéndose varias excursiones en el intervalo de comportamiento no lineal para los temblores más intensos que puedan afectar a la estructura. Desde este punto de vista, las estructuras que se comportan mejor son las de acero, aunque en las de concreto reforzado se puede lograr también ductilidad razonable. Las de concreto presforzado y mampostería alcanzan menor ductilidad; las de madera en edificios son poco comunes en nuestro medio, aún cuando su com-

portamiento puede ser bastante bueno.

La falla frágil por compresión, pandeo, fuerza cortante o efectos de torsión limita considerablemente la ductilidad y debe evitarse.

Otra característica propia de los materiales de construcción es el amortiguamiento estructural, esto es, la capacidad de atenuar las oscilaciones rápidamente y que depende de fricciones internas entre los elementos que constituyen el material; en este aspecto la mampostería tiene más amortiguamiento que el concreto reforzado, el presforzado o el acero estructural.

Tanto el comportamiento inelástico como el amortiguamiento estructural disminuyen las ordenadas de los espectros de respuestas considerablemente. Para tratar de tomar esto en cuenta los reglamentos modernos proponen factores de reducción por ductilidad, en que se toma en cuenta no sólo el material con que está hecha la estructura y el cuidado que debe tomarse al diseñarlo, detallarlo y construirlo, sino también la uniformidad en la distribución de la resistencia y el tipo de estructura.

Por ejemplo, en una estructura a base de muros de concreto reforzado para resistir las fuerzas sísmicas, se puede diseñar y detallar éstos cuidadosamente para alcanzar ductilidades suficientemente altas; sin embargo, este tipo de estructuras es en general poco hiperestático y la ductilidad que se logra alcanzar no tiene las ventajas adicionales de la redistribución de elementos mecánicos que se presenta en una estructura altamente hiperestática como la constituida por marcos rígidos.

Debido a esto, los valores de la reducción por ductilidad son más altos en general para estructuras de marcos rígidos de acero estructural o de concreto reforzado diseñado con muchas restricciones para evitar fallas frágiles y mucho menores para estructuras de mampostería que tienden a comportarse frágilmente. Cabe mencionar que es frecuente que no se pueda aprovechar completamente un valor de reducción por ductilidad elevado, por ejemplo de 6, pues la estructura que resulta suele ser muy de-

formable ante fuerzas laterales y puede no satisfacer las condiciones de servicio especificadas.

Esto se debe a que se ha encontrado que las deformaciones del sistema con comportamiento inelástico bajo fuerzas reducidas son sensiblemente iguales a las correspondientes a comportamiento elástico con fuerzas sin reducir, debido a lo cual, los reglamentos indican que las deformaciones que sufrirá la estructura deben calcularse multiplicando por el factor de reducción las calculadas con fuerzas reducidas o bien calcularse con las fuerzas elásticas totales sin reducir.

Esto lleva a un problema difícil de resolver en el caso de edificios, que es el de las holguras que deben dejarse entre la estructura y los elementos "no estructurales" para que las hipótesis de cálculo se cumplan. Con mucha frecuencia los elementos no estructurales, muros divisorios principalmente, se construyen sin holgura, contra la estructura, anulando completamente las hipótesis hechas, pues la distribución de rigideces se altera notablemente, ya que un muro divisorio puede tener varias veces la rigidez del marco en el que está comprendido y al cual muchas veces restringe; sin embargo, como su rigidez no es en general compatible con su resistencia, es muy común la ocurrencia de daños. En ocasiones, aún cuando los muros se desliguen con holguras adecuadas los acabados de mezcla o yeso se colocan sobre la holgura o la holgura se rellena con materiales poco compresibles o que absorben lechada durante el colado, endureciéndose y no funciona la junta como se espera. En ocasiones no sólo fallan los muros de relleno sino también la estructura, pues normalmente no está diseñada para resistir los efectos que le transmiten los muros al impedir su desplazamiento por efectos torsionantes debido a la colocación asimétrica de dichos muros. Es conveniente estudiar muy bien la colocación de muros divisorios, de colindancia y de fachadas para evitar en lo posible su interacción con la estructura, que anula totalmente las hipótesis de cálculo y el diseño basado en ellas.

Las cargas gravitacionales aplicadas sobre una estructura situada en zona sísmica son especialmente importantes en la determinación de los efectos de los sismos, ya que a mayor carga gravitacional mayor efecto sísmico, pues al desplazarse el terreno por efecto de las ondas sísmicas el edificio tiende a quedarse en su lugar, generándose fuerzas de inercia que son directamente proporcionales al peso.

Debido a ello debe tratarse de reducir a un mínimo las cargas muertas, sobre todo las correspondientes a los elementos "no estructurales", muros divisorios, de colindancia y de fachada o a recubrimientos o sistemas de piso muy pesados. En general debe tratarse de colocar las cargas más pesadas por ejemplo, albercas, archivos, etc. en los niveles inferiores de los edificios, para minimizar los efectos del sismo.

Una vez que se conoce la configuración en planta y elevación, el tipo de estructura y material con que está hecho y las cargas gravitacionales aplicadas, se puede definir un modelo matemático del edificio, que consiste en una serie de masas unidas por resortes, a partir del cual es factible calcular los periodos de vibración y las formas modales relativas que puede tener el edificio al vibrar. En algunas ocasiones es necesario incorporar las propiedades del suelo en que se apoya el edificio, para tomar en cuenta la interacción suelo-estructura. Conocidas estas características dinámicas se puede llevar a cabo el análisis dinámico del edificio, para obtener su respuesta al sismo de diseño propuesto por el reglamento correspondiente, que a su vez trata de tomar en cuenta las características del movimiento.

Para ello es necesario escalar la contribución de cada modo de vibrar a la respuesta del edificio, para lo cual se deben calcular los factores de participación de cada modo, que dependen de las masas de cada nivel y de las deformaciones rela

tivas de esos mismos niveles; las ordenadas espectrales de aceleración, que dependen del periodo de vibración de cada modo y del espectro de diseño correspondiente al lugar y terreno en que estará desplantada la estructura así como del destino de la estructura, las que divididas entre el cuadrado de la frecuencia circular de vibración de cada modo, darán el desplazamiento de una estructura equivalente de un grado de libertad. El factor de escala de cada modo será entonces el producto del coeficiente de participación por la ordenada espectral dividida entre el cuadrado de la frecuencia circular correspondiente resultando un número adimensional, para cada modo, y al multiplicar por él las configuraciones relativas correspondientes se obtendrá la participación de cada modo a la deformación total del edificio. Asimismo, al multiplicar por el factor de escala correspondiente las fuerzas cortantes o los momentos de volteo asociados a cada configuración relativa se obtendrán las contribuciones de cada modo a estas respuestas, las que una vez combinadas adecuadamente permiten revisar si el dimensionamiento de la estructura es adecuado o no y determinar los refuerzos que se requieren. Como se indicó anteriormente, los reglamentos modernos especifican espectros de diseño elásticos y permiten reducir las ordenadas espectrales usando un factor de reducción por ductilidad que depende del tipo de estructura, del material con que está hecha ésta, del cuidado que se tenga al detallarla y de la uniformidad en la distribución de resistencias, lo que habrá que tomar en cuenta al obtener el factor de escala para el cálculo de fuerzas cortantes o de momentos de volteo.

Como puede apreciarse por la descripción anterior el método dinámico de análisis modal es relativamente complicado; sin embargo, su aplicación se justifica para edificios altos, en los que los efectos del sismo son importantes, rebasando varias veces los debidos a cargas gravitacionales, por lo que es necesario que el análisis tome en cuenta las peculiaridades de la estructuración que pueden producir ampliificaciones dinámicas. Los efectos torsionantes se pueden calcular como se indica

más adelante.

El Reglamento del Distrito Federal permite también hacer el análisis dinámico conocido como "paso a paso", que consiste en analizar un edificio, para el cual se conocen sus propiedades dinámicas, sometido a la acción de cuando menos cuatro acelerogramas correspondientes a movimientos representativos del lugar donde se construirá la estructura, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los criterios del Reglamento y se tengan en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros. Para cada acelerograma se obtendrá la respuesta de la estructura y se diseñará para los valores máximos obtenidos. Este método es mucho más complicado que el dinámico modal y su empleo se justifica sólo para estructuras muy importantes o con fines de investigación.

Cuando el edificio tiene una altura menor de 60 m (del orden de 20 pisos), el Reglamento permite que las fuerzas sísmicas se calculen con un método estático, que se derivó como una envolvente del análisis dinámico de una serie de estructuras con diferentes distribuciones de masas y rigideces.

El método es muy sencillo; sin embargo, tiende a ser conservador y por tanto anti-económico para ciertos edificios. En este método solo se necesita conocer la ubicación de la estructura para seleccionar el coeficiente sísmico correspondiente con el que se calcula la fuerza cortante en la base del edificio multiplicándolo por el peso de éste y dividiendo entre el factor de reducción por ductilidad que depende, como se vió anteriormente del tipo de estructura, material con que está hecha, cuidado que se tenga al detallarla y uniformidad en la distribución de las resistencias.

Una vez conocida la fuerza cortante en la base, las fuerzas en cada nivel se calculan suponiendo una distribución lineal de aceleraciones con la altura, suponiendo

do que es nula en la base y máxima en el extremo superior, lo que conduce a una expresión en que intervienen los pesos de cada nivel y sus alturas con respecto a la base, esto es

$$F_i = \frac{C_s \sum W_j}{Q} \cdot W_i \cdot \frac{h_i}{\sum W_j h_j}$$

donde F_i es la fuerza sísmica en el nivel i , C_s el coeficiente sísmico, que depende del lugar en que se construya la estructura y del tipo de suelo en que se desplace, así como del destino de la estructura, pues con objeto de proteger más aquellas estructuras cuyo funcionamiento es importante a raíz de un sismo o durante él, como es el caso de hospitales, edificios gubernamentales, escuelas, estadios, etc es común especificar para estos casos un factor de carga adicional; $\sum W_j$ es la suma de los pesos de cada nivel j , Q es el factor de reducción por ductilidad y h_i es la altura del nivel i con respecto a la base.

Para edificios flexibles en suelo firme el cálculo antes mencionado es muy conservador, por lo que el Reglamento permite reducciones adicionales para tomar en cuenta la influencia del primer modo de vibrar o modo fundamental, tomando en cuenta la forma del espectro de diseño correspondiente.

Una vez calculadas las fuerzas laterales a que se verá sometida la estructura se pueden calcular los efectos adicionales que producen; torsiones y momentos de volteo. Para el cálculo de los efectos torsionantes se especifican normalmente excentricidades accidentales en cada piso, que tratan de tomar en cuenta la distribución asimétrica de las cargas o diferencias en la rigidez de algunos elementos estructurales, que hacen que la posición del centro de rigideces calculado, no sea correcta.

Como se mencionó anteriormente, con objeto de simplificar los modelos matemáticos la estructura espacial se descompone en estructuras en el plano por lo que es necesario analizar cuando menos dos direcciones ortogonales y combinar los resultados.

obtenidos en cada dirección para obtener los efectos más desfavorables en los distintos elementos estructurales. El Reglamento del Distrito Federal pide que, para edificios, se suponga el 100% de efectos de sismo en una dirección combinado con el 30% de los efectos de la dirección perpendicular.

Para fines de cálculo del momento de volteo en la base, necesario para calcular los efectos de sismo en la cimentación del edificio, se permiten algunas reducciones, con respecto a lo que se obtendría con las fuerzas aplicadas en cada piso, antes calculadas, por la poca probabilidad de que los valores máximos de estas fuerzas sean simultáneas en toda la altura del edificio, ver ref 1.

Además de verificar que la estructura sea capaz de resistir las fuerzas laterales, torsiones en planta y momentos de volteo, con un factor de carga adecuado, se debe revisar que las condiciones de servicio de la estructura sean satisfactorias, principalmente por lo que respecta a tranquilidad de los ocupantes y a rotura de vidrios y elementos no estructurales. El control de estos conceptos se logra limitando los desplazamientos laterales máximos que sufrirá la estructura bajo las cargas aplicadas, tomando en cuenta, como se indicó antes, que los desplazamientos producidos por las fuerzas reducidas se verán amplificadas debido al comportamiento inelástico de la estructura durante el sismo de diseño. Si los desplazamientos laterales son excesivos sería necesario rigidizar la estructura, aumentando las secciones de algunos elementos estructurales, para evitar pánico de los ocupantes y daños excesivos en elementos no estructurales.

Los reglamentos dan valores límite de los desplazamientos máximos que pueden tenerse. El Reglamento del Distrito Federal, por ejemplo, limita los desplazamientos máximos en cada piso a 0.008 veces la altura del entrepiso cuando hay elementos que puedan fallar frágilmente ligados a la estructura y al doble de este valor cuando no los hay. Aparentemente estos valores son demasiado grandes en el primer caso,

pues se han presentado muchos daños en elementos no estructurales.

En el segundo caso podría producirse pánico en los ocupantes, además de que sería necesario tomar en cuenta efectos de segundo orden al valorar los elementos mecánicos en los elementos estructurales.

Cabe mencionar que los edificios altos con sistemas estructurales a base de losas planas aligeradas apoyadas sobre columnas únicamente no son convenientes, pues las estructuras resultantes son demasiado flexibles. En general es recomendable rigidizar estos sistemas empleando muros de rigidez de concreto o mampostería, adecuadamente localizados; estos muros deben incluirse en el modelo matemático del edificio para calcular las fuerzas y momentos a que se verán sometidos. En este caso es necesario revisar también que la capa de compresión de la losa aligerada tiene el espesor suficiente para transmitir correctamente las fuerzas sísmicas a los distintos elementos resistentes de cada piso, analizándola como viga horizontal. Es frecuente que requiera armado adicional por este concepto.

Al tomar en cuenta los marcos equivalentes debe usarse un ancho tributario de la losa menor de lo que permite el Reglamento del Distrito Federal en vigor, ya que en investigaciones relativamente recientes del Instituto de Ingeniería de la UNAM se encontró que el ancho recomendado por el Reglamento es excesivo y pueden presentarse problemas, ref 6.

Efectos del Viento en los edificios.

El movimiento del aire alrededor de un edificio produce presiones y succiones sobre las paredes y techo. El problema es de naturaleza dinámica, pero en la mayoría de los casos puede tratarse como un problema de empujes estáticos equivalentes. En edificios con periodos mayores de 2 seg o de sección transversal de dimensiones reducidas o con forma que favorezca la generación de vórtices hay la posibilidad de que se produzcan efectos dinámicos importantes debido a la acción del viento y habrá que tomarlos en cuenta como se verá más adelante.

Normalmente el efecto de viento en los edificios altos situados en zonas sísmicas produce efectos menores que los del sismo; sin embargo, en algunos casos ambos efectos pueden ser comparables. En el diseño de elementos aislados, como grandes ventanales, por ejemplo, es necesario considerar el empuje del viento.

Los efectos del viento dependen de su velocidad, la que a su vez depende de la ubicación geográfica, de la topografía, de la altura a la que se mida la velocidad y del tiempo de recurrencia que se considere; los efectos dependen también de la forma y dimensiones de las superficies expuestas y del peso volumétrico del aire en el lugar de estudio. Se debe tomar en cuenta asimismo el destino de la estructura, ya que en edificios muy altos el efecto del viento puede producir oscilaciones molestas que afectarán a las personas ocupantes.

fig 4

Normalmente el viento alcanza velocidades mayores cerca de las costas, Midiendo velocidades instantáneas de viento en distintos lugares es posible estimar velocidades medias y trazar mapas de isotacas, que unen zonas con la misma intensidad de viento y definir lo que se conoce como velocidad regional. Se debe especificar la forma en que han sido hechas las mediciones ya que en general las velocidades medias se refieren a un cierto periodo de tiempo, por ejemplo de 10 minutos, para el cual la velocidad media es del orden de la mitad de la intensidad. También es importante conocer

la altura a la que se midió, usualmente se hace a 10 m. Si se miden velocidades de vientos a distintas alturas, se observa que a medida que la altura aumenta la velocidad también aumenta pero la variación es cada vez más lenta hasta que se llega a un valor prácticamente constante. Esto depende de la rugosidad que haya cerca de la superficie, causada ya sea por accidentes topográficos naturales, vegetación o construcciones y suele tomarse en cuenta mediante un coeficiente que depende de la topografía.

Así, la velocidad de diseño que proponen los reglamentos de construcción, refs 1 y 3, varía en función de la altura Z a la que se desee conocerla con respecto a una altura Z_0 de 10 m, depende también del coeficiente antes citado y de una velocidad básica, que depende a su vez de la velocidad regional, de un factor de topografía y de un factor de tiempo de recurrencia, que toma en cuenta que entre más grande se considere el periodo de recurrencia de los vientos, mayor será la posible velocidad máxima que pueda presentarse.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal hace variar la velocidad de diseño proporcionalmente con la raíz cúbica de la altura sobre el terreno, a partir de una velocidad de 80 km/h constante hasta 10 m de altura, para el caso de edificios industriales, de habitación, hoteles, de oficinas, centros de reunión, etc; pero si el edificio está en un promontorio se supondrá una velocidad mínima de 110 km/h hasta una altura de 10 m sobre la cima del promontorio.

El empuje o succión producido por el viento, perpendicularmente a la superficie sobre la cual actúa, se debe calcular con la expresión $p = 0.0055 cV^2$, en kg/m^2 siendo c un factor de empuje, sin dimensiones, que depende de la forma e inclinación de la superficie expuesta y V la velocidad de diseño en km/h. En los edificios, para los muros rectangulares verticales perpendiculares a la acción del viento se tomará $c = 0.75$ del lado de barlovento y $c = -0.68$ (succión) del lado de sotovento. En los

muros paralelos a la acción del viento, así como en el techo, si este es horizontal, se distinguirán tres zonas: en la primera, que se extiende desde la arista de barlovento hasta una distancia igual a un tercio de la altura de la construcción, $c = -1.75$; en la segunda, que abarca hasta una y media veces la altura de la construcción medida desde la misma arista, $c = -1.00$; y en el resto $c = -0.4$.

De acuerdo con lo anterior, la presión o succión hasta 10 m de altura será de

$$p = 0.0055 c V_{10}^2 = 32.5 c \text{ kg/m}^2 \text{ para } V_{10} = 80 \text{ km/h}$$

$$p = 66.55 c \text{ kg/m}^2 \text{ para } V_{10} = 110 \text{ km/h}$$

y para alturas superiores $p = 0.00118 c Z^{2/3} V_{10}^2$

$$p = 7.55 c Z^{2/3} \quad \text{ó} \quad p = 14.28 c Z^{2/3} \text{ para } V_{10} = 80 \text{ km/h ó } 110 \text{ km/h}$$

respectivamente.

Cabe mencionar que para edificios altos, la presión que se obtiene con las expresiones anteriores es demasiado grande, (mayor que el efecto sísmico) comparado con lo que especifican otros reglamentos, como el Uniform Building Code para Chicago y Miami. La fig 5, tomada de la ref 7 muestra claramente lo antes dicho.

Como se indicó anteriormente, en edificios con periodo mayor de 2 seg, o con sección transversal reducida o forma que favorezca la generación de vórtices existe la posibilidad de que se generen efectos dinámicos importantes por la acción del viento. El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal clasifica las estructuras en distintos tipos en función de su posible respuesta al viento. El tipo 1 comprende las estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento, incluyendo entre otros a los edificios de habitación y oficinas con altura menor de 60 m o periodo natural menor de 2 seg. En el tipo 2 se incluyen las estructuras cu-

ya esbeltez o dimensiones reducidas de su sección transversal las hacen especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Están dentro de este tipo los edificios para habitación y oficinas con esbeltez, definida como relación entre la altura y la mínima dimensión en planta, mayor de 5 en las que además el periodo fundamental sea mayor de 2 segundos o la altura mayor de 60 metros. En el tipo 2 se incluyen las estructuras cuya forma de sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos de ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura, como pueden ser las estructuras de forma aproximadamente cilíndrica de pequeño diámetro como tuberías o chimeneas y finalmente en el tipo 4 se incluyen las estructuras que por su forma o por lo largo de sus periodos de vibración presentan problemas aerodinámicos especiales, como algunas cubiertas colgantes. La forma en que se recomienda tomar en cuenta los efectos de las ráfagas de corta duración en las estructuras tipo 2, es mediante el incremento de la velocidad de diseño, usando un factor de ráfaga de 1.3. Para la determinación de las vibraciones causadas por vórtices alternantes en las estructuras tipo 3 se proponen varias expresiones en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento (Ref 8).

En algunas ocasiones es recomendable hacer estudios en túnel de viento para determinar la forma en que responderá la estructura ante el viento, ref 2.

En algunos edificios importantes, como las torres gemelas del Centro de Comercio de Nueva York se han usado dispositivos especiales para amortiguar las vibraciones ocasionadas por el viento y reducir molestias a los ocupantes. Es posible que este tipo de dispositivos se usen cada vez más en el futuro tanto para reducir los efectos de viento como de sismo.

Efectos de temperatura y contracción volumétrica

Los efectos de temperatura y contracción volumétrica en los edificios altos afectan principalmente a los elementos verticales de soporte, columnas o muros, lo que a su vez propicia distorsiones del sistema de piso y de los muros divisorios por movimientos diferenciales, que pueden ser de varios centímetros, entre los distintos elementos de apoyo. El efecto es más importante en los últimos pisos, ya que es acumulativo de abajo hacia arriba.

En el caso de los cambios térmicos los efectos son mayores cuando los elementos verticales de la periferia están expuestos total o parcialmente sin recubrimientos que los protejan. Cuando las columnas o muros están por dentro de las fachadas, o protegidas por recubrimientos especiales la temperatura a que se ven sometidos es más uniforme y los movimientos diferenciales entre las distintas columnas por este concepto son despreciables.

Si las columnas de la periferia están expuestas y sin protección, puede haber movimientos diferenciales importantes con respecto a las columnas interiores, ya sea por contracción o expansión debidas a cambios térmicos, especialmente para edificios de más de 20 o 30 pisos.

La amplitud de estos efectos dependerá de la variación climática y del material con que esté hecha la estructura. Las columnas metálicas son más sensibles a los cambios de temperatura que se tienen a lo largo del día, mientras que las columnas de concreto tienen mayor inercia a esas variaciones, siendo afectadas más bien por cambios de temperatura estacionales, sobre todo en lugares donde las temperaturas exteriores pueden bajar considerablemente con respecto a la temperatura interior en los edificios. En algunos estudios se recomienda el uso de la mínima temperatura media diaria con un período de --

recurrencia de 40 años, como la temperatura invernal equivalente exterior - para fines de diseño de miembros de concreto reforzado de tamaño usual sujetos a variaciones de temperatura exterior. Estas variaciones son más importantes que las que ocurren en el verano.

Una vez determinada la temperatura a emplear es necesario establecer las -- isothermas y gradientes de temperatura hacia el interior de las columnas expuestas. Para esto se tienen métodos gráficos similares a los empleados para establecer redes de flujo de agua a través de los suelos, o métodos analíticos, ver refs. 2 y 9. Conocidos los gradientes térmicos se procede a determinar los cambios de longitud de las columnas expuestas y los esfuerzos correspondientes por arqueado de las columnas. Se lleva a cabo el análisis de los marcos para obtener los momentos y transferencias de cargas verticales debido a los cambios de longitud y se diseña para ellos, detallando además los muros divisorios, recubrimientos de fachada, ventanas y otros -- elementos sujetos a distorsiones como resultado de los movimientos térmicos.

Alternativamente se puede reducir la exposición de columnas aplicando recubrimientos aislantes y moviendo la línea de fechadas, para limitar a valores tolerables los movimientos térmicos con respecto a los claros entre columnas de fachada e interiores, o detallar la estructura de modo que los movimientos no la afecten, articulando algunos elementos.

Por lo que respecta a los efectos de contracción, a medida que los edificios de concreto son más altos, la importancia del acortamiento de columnas y muros en función del tiempo se vuelve crítico, debido a la naturaleza acumulativa de dicho acortamiento. Se sabe que las columnas con distintos por-

centajes de refuerzo y distintas relaciones volumen/superficie tienen diferentes deformaciones unitarias por efecto de flujo plástico y contracción volumétrica; el aumento del porcentaje de refuerzo y de la relación volumen/superficie reduce las deformaciones unitarias debidas a flujo plástico y contracción volumétrica para la misma intensidad de esfuerzos.

En un edificio alto las columnas adyacentes pueden tener distintos porcentajes de refuerzo debido a diferencias en áreas tributarias o en efectos sísmicos o de viento, como resultado de lo cual los acortamientos diferenciales elásticos e inelásticos producirán momentos en las vigas o losas que se unen a las columnas y causarán transferencias de cargas a los elementos que se acortan menos. A medida que crece el número de pisos el acortamiento diferencial acumulativo se incrementa y sus efectos se vuelven más severos. Un ejemplo común es el caso de una gran columna fuertemente reforzada que atrae cargas adicionales de muros de cortante adyacentes que tienen mayor acortamiento debido al menor porcentaje de refuerzo y menor relación volumen-superficie. También puede ocurrir acortamiento diferencial importante debido al defasamiento de tiempo de colado entre muros colados con cimbra deslizante y las losas y trabes que apoyan en él; en este caso las columnas están sujetas al acortamiento total por flujo y contracción mientras que los muros pueden haber tenido la mayor parte de su acortamiento antes del colado de las columnas adyacentes.

Actualmente es común despreciar los efectos de acortamiento elástico de columnas y muros en el análisis de marcos. Esto puede ser aceptable en estructuras de altura intermedia o pequeña, pero puede conducir a distorsiones importantes y daños en elementos no estructurales en edificios altos. Edificios hasta 30 pisos con sistemas de piso flexibles, como losas planas de

claros medios o con largueros de claros grandes, suelen no tener problemas con acortamientos diferenciales de los apoyos; sin embargo, deben tomarse en cuenta los acortamientos totales, para detallar los muros divisorios, fachadas, recubrimientos y otros elementos no estructurales.

El acortamiento diferencial puede reducirse buscando que las columnas y -- muros adyacentes tengan esfuerzos semejantes, (calculando con sección transformada) y porcentajes de refuerzo similares. El efecto de la relación volumen/superficie en el acortamiento es menor.

Aunque se dispone de bastante información relativa a deformaciones por flujo y contracción, no es directamente aplicable al caso de edificios altos, pues generalmente se refiere a un sólo incremento de carga y en el caso de los edificios altos debe tomarse en cuenta que el proceso constructivo difiere la aplicación de la carga total en tantos incrementos como número de pisos tenga el edificio, lo que modifica los resultados de las pruebas.

A fines de los años 60 se estableció un procedimiento para la consideración estructural de efectos de acortamiento diferencial debido a flujo y contracción de edificios altos, consistente en la determinación de la magnitud del flujo y contracción que ocurre en columnas y muros tomando en cuenta la historia de cargas, tamaño de los miembros, porcentaje de refuerzo y medio ambiente, estableciendo el valor del acortamiento elástico de las columnas y muros que debe considerarse en el análisis y analizando y diseñando para los efectos estructurales debido a acortamientos elásticos e inelásticos de los miembros estructurales que transmiten las cargas verticales, ref. 10.

Solo en edificios muy altos es necesario un análisis riguroso de los mar--

cós, aunque también puede ser necesario en el caso de sistemas de piso -- rígidos que conecten elementos con acortamiento diferencial importante -- o en estructuras en que los elementos que se acortan diferencialmente --- están muy próximos entre sí.

Con respecto al cálculo del acortamiento debido a flujo y contracción, -- debe tomarse en cuenta que la contracción es independiente del tiempo de de construcción mientras que el flujo plástico depende de la secuencia y de la intensidad de las cargas, por lo que deben calcularse por separado y después combinarse.

Un espécimen cargado relativamente pronto después del colado se acorta más que cuando la carga se aplica a mayor edad, lo que hace que sea muy impor- tante la historia de carga en la determinación del flujo plástico. Si to- da la carga se aplica a los siete días de colado el espécimen tendrá un - flujo del doble del que tendría si la carga se aplica incrementalmente -- en un período de 262 días, por ejemplo.

La contracción depende más del tamaño de los miembros que el flujo plásti- co, debido a que está relacionada con la evaporación superficial; depende también de la humedad relativa del medio ambiente.

El efecto del tiempo transcurrido es similar para ambos casos, flujo y -- contracción; después de 3 y 6 meses ha tenido lugar, aproximadamente el -- 60 y 70% de la deformación mientras que a los 28 días se tiene solo el -- 40% de ella. Al cabo de 5 años ha ocurrido el 95% de los movimientos por estos conceptos.

El efecto del refuerzo longitudinal es muy importante para limitar las de

formaciones por flujo y contracción; si la deformación específica es de -- 0.8 in/in/psi, una columna con el 4% de refuerzo tendrá aproximadamente la mitad de la deformación de una columna sin refuerzo, mientras que si el porcentaje es de 2% la deformación será del 70% de la que no tiene refuerzo y si el porcentaje es de 1% la deformación correspondiente es de 80%; cuando la deformación específica se reduce a 0.1 in/in/psi los valores anteriores cambian a 70% para 4%, 85% para 2% y 90% para el 1% de refuerzo. (La deformación específica se define como la deformación última debida a flujo, por unidad de esfuerzo sostenido para un espécimen cargado a la edad de 28 días) En las referencias 9 y 10 se trata con mayor amplitud este tema y se presentan ejemplos de aplicación.

Cargas accidentales: fuego, explosión, impacto.

La consideración explícita de este tipo de carga es muy difícil puesto que no es posible estimar la intensidad que tendrá en un momento dado. Los reglamentos de construcción contienen en general una serie de recomendaciones tendientes a reducir la severidad de los efectos de este tipo de carga. En particular, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, ref 1, está obsoleto en este sentido, pues a pesar de que desde fines de 1978 la Comisión de Estudios sobre reformas al Reglamento terminó de elaborar una versión revisada del actual Reglamento, en la cual se incorporan muchas recomendaciones hechas por la Oficina Técnica de Seguridad Urbana sobre prevención de efectos de fuego en las construcciones, a la fecha (agosto de 1983) no se ha publicado esa versión revisada e incluso, desde entonces no se ha reunido a la Comisión, por lo que incluso la revisión que se hizo habría que volver a revisarla.

La ref 2 trata ampliamente el tema, exponiendo los riesgos y los efectos que el fuego o explosiones pueden tener sobre los edificios altos en particular, incluyendo numerosas referencias adicionales.

En el caso de fuego es importante la máxima temperatura que puede alcanzarse, que depende de los materiales que haya en el edificio; la propagación del fuego de un piso a otro a través de ductos de elevadores y de otro tipo; la generación de humo y gases tóxicos; el tiempo de exposición al fuego de la estructura, ya sea de acero o de concreto; los tipos de protección que puedan usarse; el pánico de los ocupantes y las facilidades para evacuar con seguridad el inmueble

Empuje de tierras o de líquidos

Constituyen usualmente efectos locales en los edificios, por efecto de cisternas - o de empujes de tierras contra los muros de retención de los sótanos o contra la estructura cuando ésta está situada en un terreno con pendiente fuerte y se construye de manera escalonada. Su valuación dependerá de las condiciones específicas de cada caso en particular, y deberán seguirse recomendaciones de mecánica de suelos.

Efectos de movimientos diferenciales por asentamiento o emersión de la cimentación.

Las grietas inexplicables que aparecen en algunos edificios pueden deberse a esta causa. Cuando los edificios se desplantan sobre pilotes de punta en zonas como la Ciudad de México hay una tendencia a emerger debido a la consolidación regional del terreno alrededor del edificio, lo que genera fricciones negativas en los pilotes que pueden ocasionar deformaciones diferentes de éstos, provocándose movimientos diferenciales en la cimentación que se propagan al resto de la estructura. En el caso de pilotes de fricción también puede haber movimientos diferentes en los pilotes a largo plazo, sobre todo en los pilotes de las esquinas, que tienden a sufrir más los efectos de la consolidación regional.

Cuando el edificio está cimentado por superficie, con o sin compensación, también puede haber movimientos diferenciales de la cimentación por efecto de distribución no uniforme de las cargas o diferencias en el terreno bajo el edificio, por existir zonas con mayor consolidación que otras.

Existen distintos métodos para tratar de valorar estos efectos sobre los edificios, estimando de que orden pueden ser los movimientos y obligando a la cimentación y estructura a seguirlos para valorar los elementos mecánicos que pueden gene

rarse. En algunos casos será necesario hacer estudios de interacción suelo-estructura.

Combinación de las distintas solicitaciones:

Como se indico al principio, las distintas cargas que actúan sobre un edificio lo afectan de manera diferente. Algunas actúan permanentemente como es el caso de las cargas muertas, otras lo hacen eventualmente, con mayor o menor frecuencia.

En los reglamentos suelen aplicarse factores de carga diferentes para cada tipo de solicitación dependiendo de la incertidumbre que se tenga en su valor y se especifica que combinaciones deben hacerse. Por ejemplo, las cargas muertas y vivas, que actúan la mayor parte del tiempo, en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, se multiplican por un factor de carga de 1.4 para obtener las cargas últimas sobre la estructura, cuyos efectos se comparan con las resistencias calculadas con distintas fórmulas, multiplicadas por un factor de reducción de resistencia menor que la unidad, cuyo valor que dependerá de que tan confiable es la fórmula empleada en la predicción de resistencia (por ejemplo 0.9 para reducir la resistencia a flexión de una viga de concreto y 0.8 para la resistencia a cortante).

Para la combinación de efectos de cargas muertas, vivas y sismo o viento, el Reglamento especifica un factor de carga menor (1.1) por la menor frecuencia de ocurrencias de esa combinación, y al mismo tiempo, reduce el valor de la carga viva que debe emplearse.

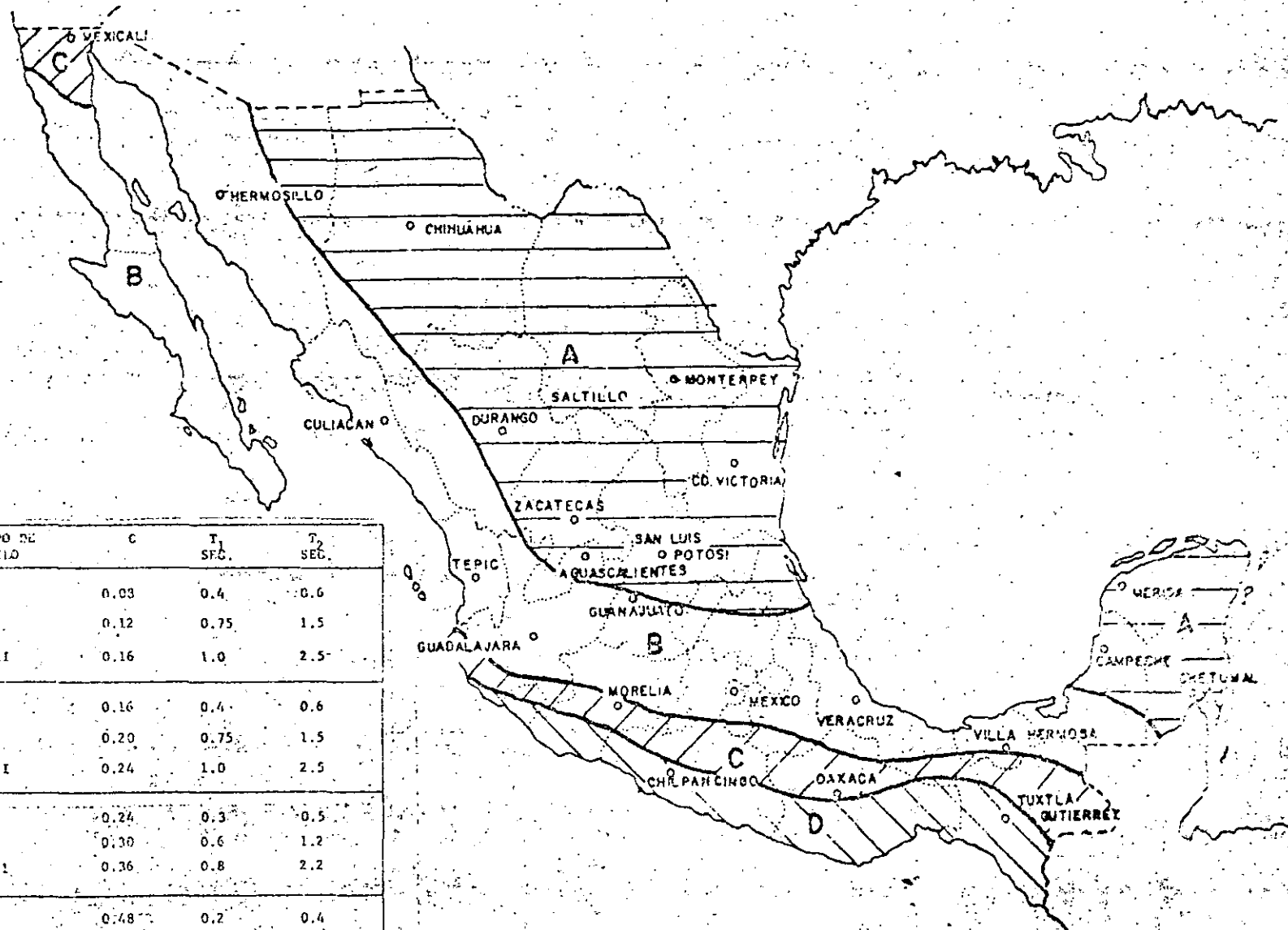
En otras recomendaciones, por ejemplo las del ACI, hay un factor para carga muerta otro para cargas vivas y otro para el efecto sísmico.

Usualmente no se considera la acción simultánea de sismo y viento; se toma una u otra combinada con cargas muertas y vivas.

Con respecto a efectos de temperatura y contracción, no se especifica usualmente la forma en que debe combinarse con las otras cargas y habrá que aplicar el criterio ingenieril para decidir el peso que se le da a estas cargas al combinarlas con otras.

Suele también usarse factores de carga adicionales en los casos en que la resistencia de la estructura depende de unos cuantos elementos. El Reglamento del D.F. especifica un factor de carga adicional de 1.2 para aquellos elementos que contribuyen en 20% o más a la resistencia de la estructura (art. 237 inciso VIII).

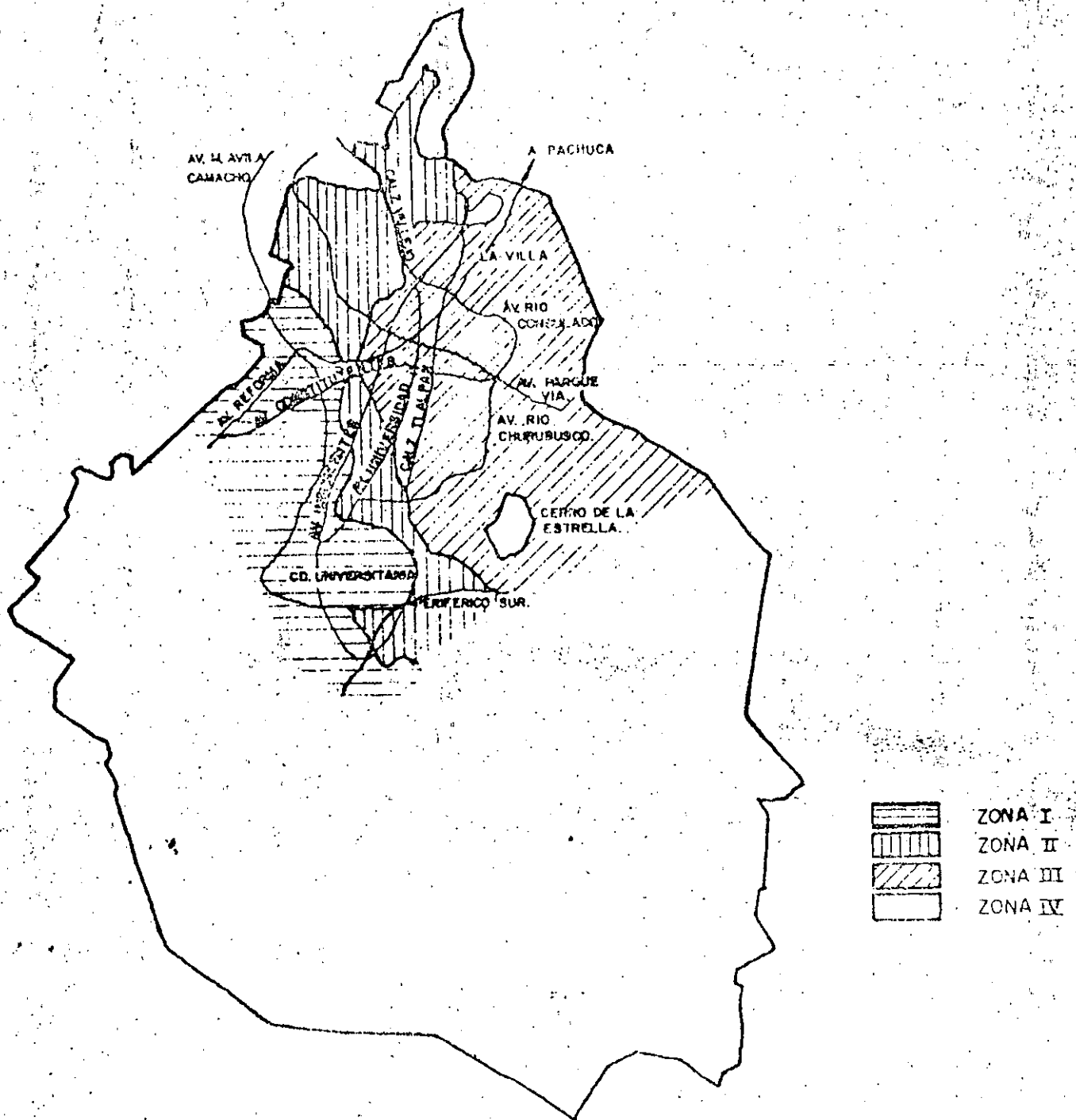
FIG. 1 MAPA DE REGIONALIZACION SISMICA.



GRUPO DE LA REGIONALIZACION	TIPO DE SUCIO	C	T SEC.	T ₂ SEC.
A	I	0.03	0.4	0.6
	II	0.12	0.75	1.5
	III	0.16	1.0	2.5
B	I	0.16	0.4	0.6
	II	0.20	0.75	1.5
	III	0.24	1.0	2.5
C	I	0.24	0.3	0.5
	II	0.30	0.6	1.2
	III	0.36	0.8	2.2
D	I	0.48	0.2	0.4
	II	0.56	0.4	1.0
	III	0.64	0.6	2.0

En la construcción del grupo "A" los coeficientes deben ser incrementados.

FIG. 2 ZONIFICACION DEL DISTRITO FEDERAL EN CUANTO A TIPOS DE SUBSUELO.



NOTA IMPORTANTE: Las fronteras entre las zonas I a IV indicadas en este plano, solo tienen valor indicativo. La zona en la que se localiza un predio dado, será determinada a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo.

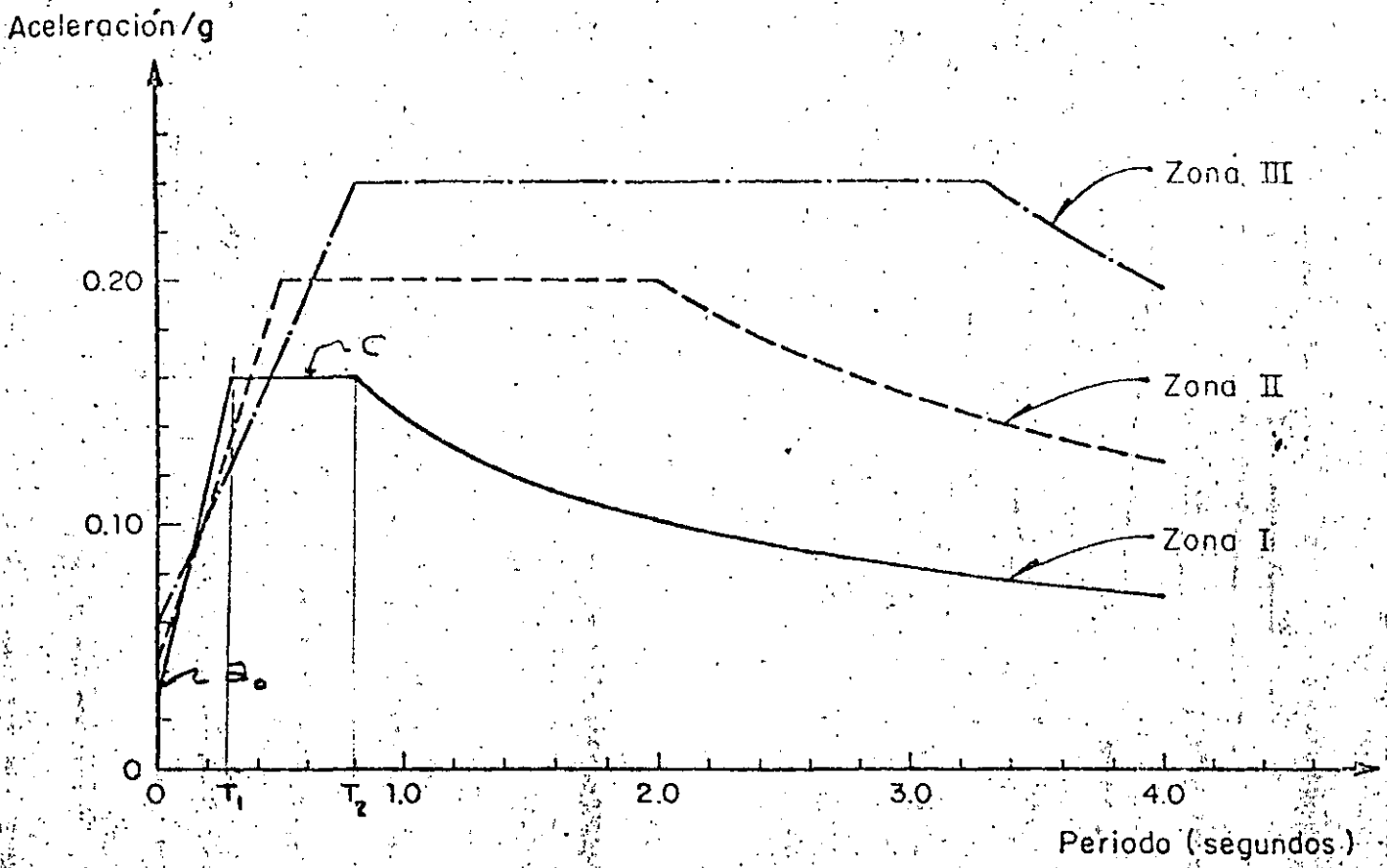


Fig 3 Espectros de diseño elásticos, edificios grupo B. D.F.

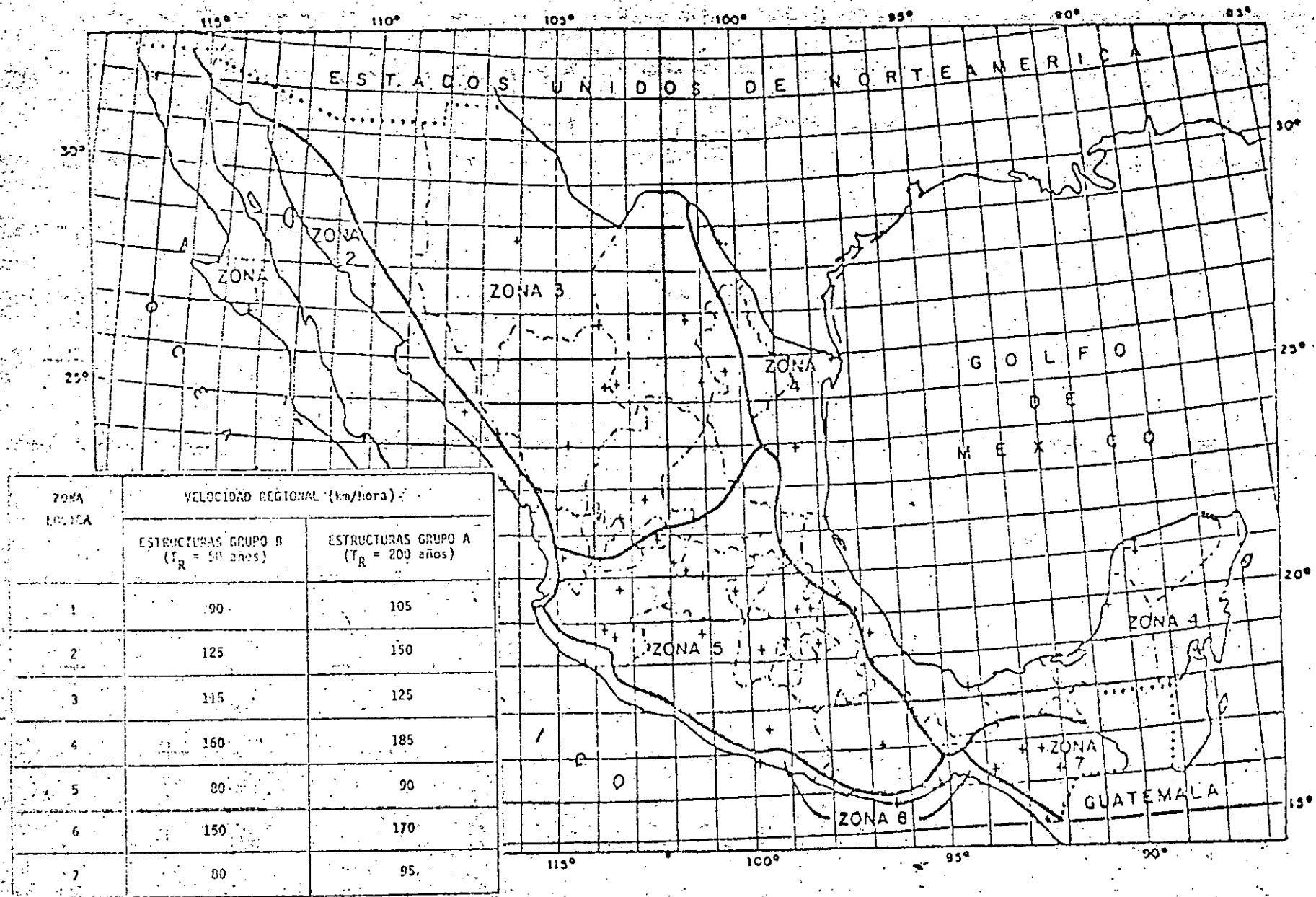


Fig. 4 Regionalización Eólica de la República Mexicana

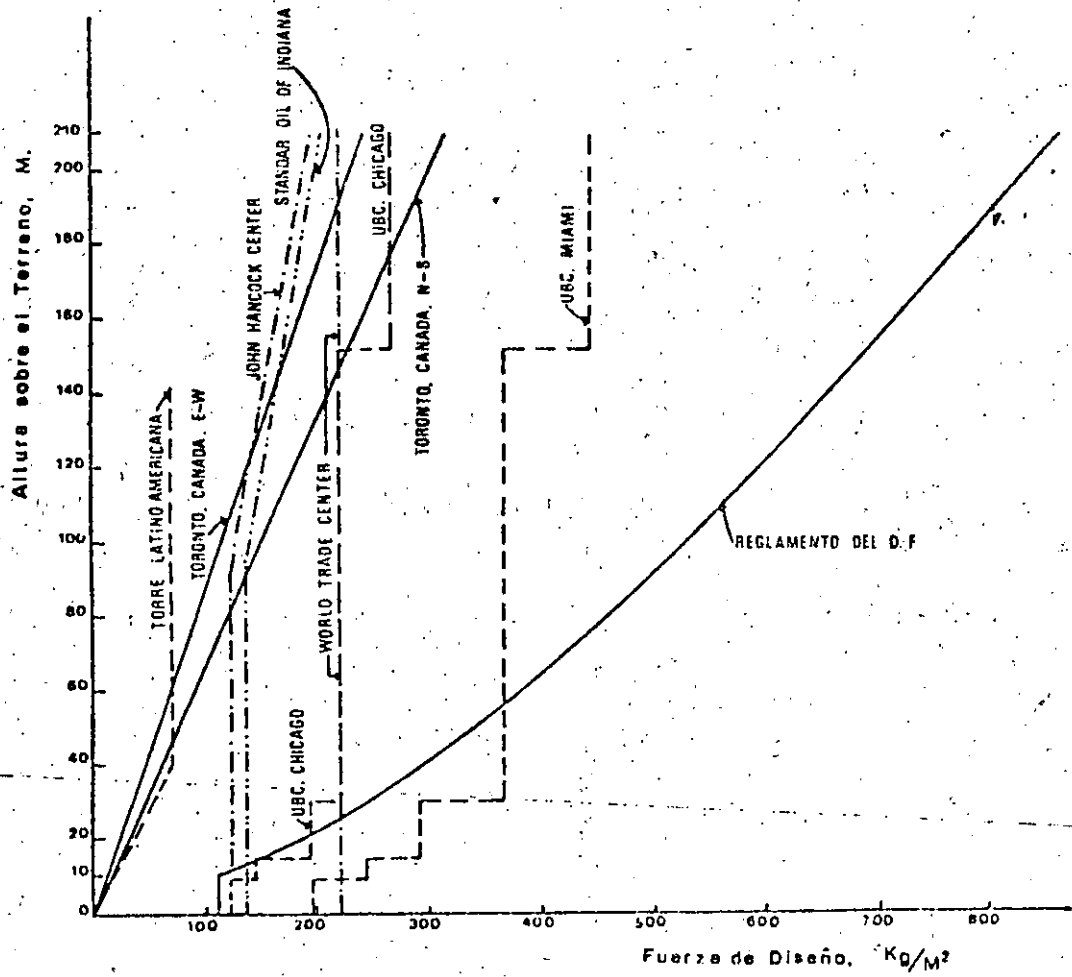
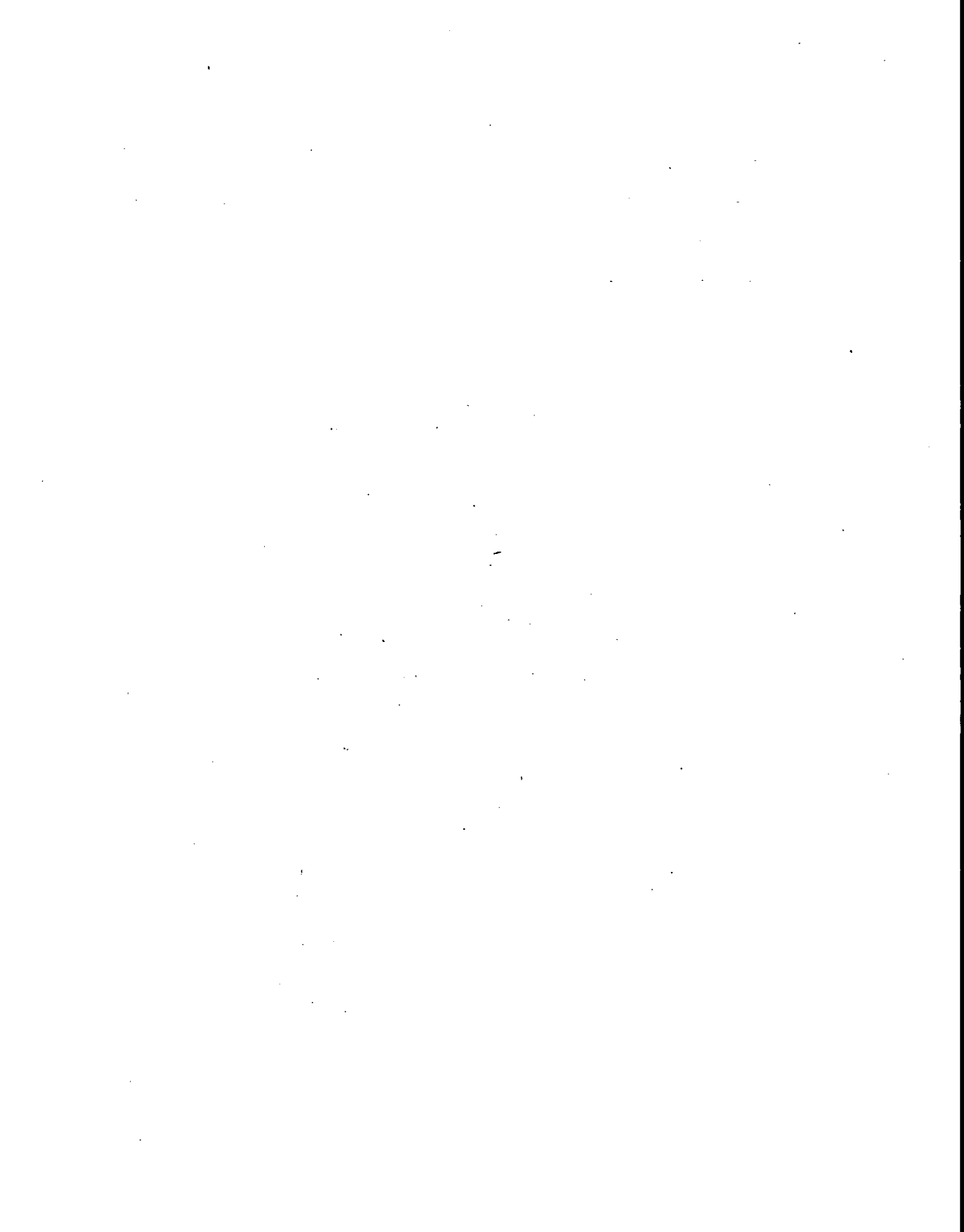


Fig 5. Comparación de Fuerzas Horizontales de Diseño

R E F E R E N C I A S

1. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Título IV. Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras. Publicación No. 400 del Instituto de Ingeniería, UNAM, 1977.
2. Monograph on Planning and Design of Tall Buildings, Vol. CL. American -- Society of Civil Engineers (ASCE) 1980.
3. Manual de Diseño de Obras Civiles. Instituto de Investigaciones de la In dustria Eléctrica.
4. Dowrick D.J. Earthquake Resistant Design. A manual for engineers and architects. John Wiley & Sons, 1977.
5. Arnold, Christopher y Reitherman, Robert. Building Configuration and --- Seismic Design. John Wiley and Sons, 1982.
6. Meli, Roberto y Rodríguez Mario. Diseño sísmico de edificios con losas - reticulares. V Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. Guadalajara Jal., Nov. 1979.
7. De Buen, Oscar. El diseño por viento de edificios altos y el Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal. III Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Morelia, Mich, Marzo 1982.
8. Manual de Diseño por Viento. Según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Publicación No. 407 del Instituto de Ingeniería, -- UNAM. 1977.
9. Fintel, Mark. Handbook of Concrete Engineering, cap. 10. Multistory Structures. Van Nostrand Reinhold, Co. 1974.

10. Fintel M. y Khan F.R. "Effects of column creep and shrinkage in tall structures. Analysis for differential shortening of columns and field observations of structures" "Designing for effects of creep, shrinkage and temperature in Concrete structures". Publicación SP 27, American Concrete Institute, 1971.





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

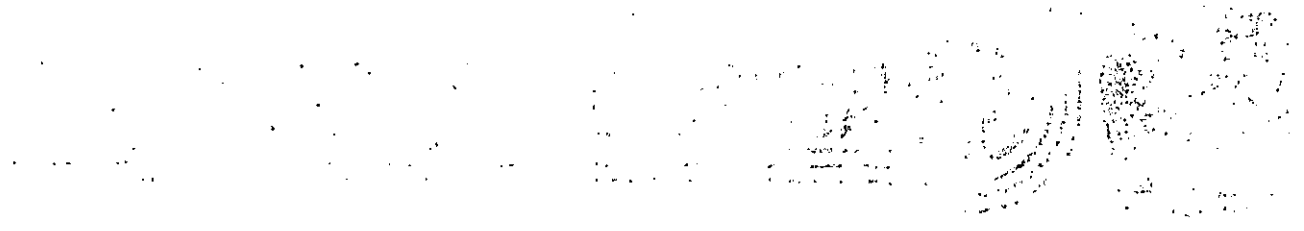
EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

Aspectos Generales Sobre Proyecto, Diseño y Construcción

CARGAS MUERTAS

M. EN C. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON

OCTUBRE, 1984.



CAPITULO XXXV

CARGAS MUERTAS

ARTICULO 223. VALORES NOMINALES

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán los pesos unitarios especificados en la tabla siguiente. Los valores mínimos señalados se emplearán, de acuerdo con el artículo 213 de este Reglamento, cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de flotación, lastre y succión producida por viento. En los otros casos se emplearán los valores máximos.

PESOS VOLUMETRICOS DE MATERIALES CONSTRUCTIVOS

MATERIAL	Peso volumétrico en ton/m ³		
	Máximo	Mínimo	
<u>Piedras naturales</u>			
Arenisca (chilucas y canteras)	secas	2.45	1.75
	saturadas	2.50	2.00
Basaltos (piedra braza)	secos	2.60	2.35
	saturados	2.65	2.45
Granito		3.20	2.40
Mármol		2.60	2.55

MATERIAL	2	Peso volumétrico, en ton/m ³	
		Máximo	Mínimo
Pizarras	secas	2.80	2.30
	saturadas	2.85	2.35
Tepetates	secos	1.60	0.75
	saturados	1.95	1.30
Tezontles	secos	1.25	0.65
	saturados	1.55	1.15
II <u>Suelos</u>			
Arena de grano de tamaño uniforme	seco	1.75	1.40
	saturada	2.10	1.85
Arena bien graduada	seca	1.90	1.55
	saturada	2.30	1.95
Arcilla típica del Valle de México en su condición natural		1.50	1.20
III <u>Piedras artificiales, concretos y morteros</u>			
Concreto simple con agregados de peso normal		2.20	2.00
Concreto reforzado		2.40	2.20
Mortero de cal y arena		1.50	1.40
Mortero de cemento y arena		2.10	1.90
Aplanado de yeso		1.50	1.10
Tabique macizo hecho a mano		1.50	1.30
Tabique macizo prensado		2.20	1.60
Bloque hueco de concreto ligero (volumen neto)		1.30	0.90
Bloque hueco de concreto intermedio (volumen neto)		1.70	1.30
Bloque hueco de concreto pesado (volumen neto)		2.20	2.00
Vidrio plano		3.10	2.80

MATERIAL	3	Peso volumétrico, en ton/m ³	
		Máximo	Mínimo
IV	Madera		
Cooba	seca	0.65	0.55
	saturada	1.00	0.70
Cedro	seco	0.55	0.40
	saturado	0.70	0.50
Oyamel	seco	0.40	0.30
	saturado	0.65	0.55
Encino	seco	0.90	0.80
	saturado	1.00	0.80
Pino	seco	0.65	0.45
	saturado	1.00	0.80
V	Recubrimientos	Pesos, en kg/m ²	
	Azulejo	15	10
	Mosaicos de pasta	35	25
	Granito o terrazo de 20 x 20	45	35
	30 x 30	55	45
	40 x 40	65	55
	Loseta asfáltica o vinílica	10	5

ARTICULO 224. CARGA MUERTA ADICIONAL PARA PISOS DE CONCRETO

El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 20 kg/m². Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 20 kg/m²; de manera que en losas coladas en el lugar que lleven una capa de mortero, el incremento total será de 40 kg/m².

Tratándose de losas y capas de mortero que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

Destino del piso o cubierta	w	w _a	w _m	Observaciones
I. Habitación (casas-habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares), oficinas, despachos y laboratorios	70	90	120+420A ^{-1/2}	(1)
II. Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)				
Cuando sirven a no más de 200 m ² de área habitable	40	150	150+200A ^{-1/2}	
Cuando sirven a un área habitable superior a 200 m ² e inferior a 400 m ²	40	150	150+400A ^{-1/2}	
Cuando sirven a 400 m ² o más de área habitable o a un lugar de reunión	40	150	150+600A ^{-1/2}	
III. Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450	
IV. Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares)	40	250	300	(2)
V. Comercios, fábricas y bodegas				
Área tributaria hasta de 20 m ²	0.8w _m	0.9w _m	w _m	(3)
Área tributaria mayor de 20 m ²	0.7w _m	0.8w _m	0.9w _m	(3) ^a
VI. Tanques y cisternas	0.7w _m	0.8w _m	w _m	(4)
VII. Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100	(5)
VIII. Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5% y menor de 20%	5	20	60	(6)
IX. Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 20%	5	20	30	(6) (7)
X. Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300	
XI. Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente)	40	100	150	(8)
XII. Andamios y cimbra para concreto	15	70	100	(9)

- 1) Por lo menos en una estancia o sala-comedor de las que contribuyen a la carga de una viga, columna u otro elemento estructural de una casa-habitación, edificio de apartamentos o similar, debe considerarse para diseño estructural $w_m = 250 \text{ kg/m}^2$ y en las demás según corresponda al área tributaria en cuestión.
- 2) Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de tabique ni de otros materiales de peso comparable, ni de cortinajes en salas de espectáculos, archivos importantes, cajas fuertes, libreros sumamente pesados ni el de otros objetos no usuales. Cuando se prevean tales cargas deberán diseñarse elementos estructurales destinados a ellas, especificarse en los planos estructurales y, mediante placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción, señalarse su ubicación y carga permisible.
- 3) Atendiendo al destino del piso se fijará la carga unitaria nominal w_m , que corresponda a un área tributaria menor de 20 m^2 , la que deberá especificarse en los planos estructurales y en placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción. La carga w_m será mayor de 350 kg/m^2 en todos los casos. Cuando se prevean cargas concentradas importantes se debe proceder como se especifica en 2).
- 4) $w_m =$ presión en el fondo del tanque o cisterna, correspondiente al tirante máximo posible.
- 5) Las cargas vivas en estas cubiertas y azoteas pueden disminuirse si mediante floraderos adecuados se asegura que el nivel máximo que puede alcanzar el agua de lluvia en caso de que se topen las bajadas no produce una carga viva superior a la propuesta; pero en ningún caso este valor será menor que el correspondiente al especificado para cubiertas y azoteas con pendiente mayor de cinco y menor de 20 por ciento.
Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por finacos y anuncios. Estas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.
En el diseño de pretiles de cubiertas, azoteas y barandales para escaleras, rampas, pasillos y balcones, se supondrá una carga viva horizontal no menor de 100 kg/m actuando al nivel y en la dirección más desfavorable.
- 6) Adicionalmente los elementos de las cubiertas deberán revisarse con una carga concentrada de 100 kg en la posición más crítica, si ésta resulta más desfavorable que la carga uniforme especificada.
- 7) Además, en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga, debida al granizo, de 30 kg por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desague hacia el valle.
- 8) Más una concentración de 1.5 ton en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.
- 9) Más una concentración de 100 kg en el lugar más desfavorable; debe cumplirse, además, con lo dispuesto en el capítulo de Cimbres y Andamios del Título V.

Sect. 1.3]

Live Load

9

Table 1.1 Typical recommended live loads

Occupancy (1)	Australia (AS1170, Part 1-1971)			Britain (CP3: Chap. V Part 1: 1967)		
	kPa (2)	psf (3)	kg/m ² (4)	kPa (5)	psf (6)	kg/m ² (7)
Assembly Halls					(Note 1)	
fixed seat	4.0	84	408	4.0	84	408
movable seat	5.0	104	510	5.0	104	510
platform	5.0	104	510	5.0	104	510
Balcony (exterior)						
public	4.0	84	408		(Note 3)	
Corridors		(Note 1)				
first floor	4.0	84	408		(Note 4)	
apartments	3.0	63	306		(Note 4)	
hospitals	3.0	63	306		(Note 4)	
offices	3.0	63	306		(Note 4)	
theaters	4.0	84	408		(Note 4)	
Dance Halls and Ballrooms	4.0	84	408	5.0	104	510
Dining Rooms and Restaurants	2.0	42	204	2.0	42	204
Fire Escapes						
general						
multifamily residential						
Garages						
passenger cars only	3.0	63	306	2.5	52	255
approach ramps	5.0	104	510	2.5	52	255
Hospitals						
operating rooms, labs	3.0	63	306	2.0	42	204
private rooms, wards	2.0	42	204	2.0	42	204
Libraries						
reading rooms	2.5	52	255	2.5	52	255
book stacks		(Note 2)			(Note 13)	
Office Buildings						
offices	3.0	63	306	2.5	52	255
lobbies	4.0	84	408	2.5	52	255
corridors	3.0	63	306		(Note 3)	
Residential						
apartments	2.0	42	204	1.5	31	153
hotels	2.0	42	204	2.0	42	204
public rooms	2.0	42	204	2.0	42	204
stairs	4.0	84	408		(Note 7)	
corridors	3.0	63	306		(Note 3)	
Stairs						
buildings over three stories	4.0	84	408		(Note 7)	
Stores						
first floor	5.0	104	510	4.0	84	408
upper floors	5.0	104	510	4.0	84	408
wholesale	5.0	104	510	4.0	84	408
Theaters						
aisles, corridors, lobbies	4.0	84	408		(Note 9)	
orchestra floor	4.0	84	408		(Note 9)	
balconies	4.0	84	408		(Note 9)	
stage floors	7.5	156	765	7.5	156	765

Table 1.1 (continued)

7

Occupancy	Canada (NHC 4:1)			CIB (Bulletin No. 4)			France (NF P06.001)		
	kPa (8)	psf (9)	kg/m ² (10)	kPa (11)	psf (12)	kg/m ² (13)	kPa (14)	psf (15)	kg/m ² (16)
Assembly Halls	(Note 10)								
fixed seat	2.4	50	244	4.0	84	408	4.9	102	500
movable seat	4.8	100	488	4.0	84	408	4.9	102	500
platform	4.8	100	488				4.9	102	500
Balcony (exterior)									
public	4.8	100	488				4.9	102	500
Corridors	(Note 5)								
first floor	4.8	100	488	(Note 11)			3.4	71	350
	(Note 12)								
apartments	1.9	40	195	3.0	63	306	1.7	35	175
hospitals	4.8	100	488	3.0	63	306			
offices	4.8	100	488	3.0	63	306			
theaters	4.8	100	488	3.0	63	306	4.9	102	500
Dance Halls and Ballrooms	4.8	100	488				4.9	102	500
Dining Rooms and Restaurants	4.8	100	488				4.9	102	500
Fire Escapes									
general	4.8	100	488						
multifamily residential	4.8	100	488						
Garages									
passenger cars only	2.4	50	244				(Note 6)		
approach ramps									
Hospitals									
operating rooms, labs	3.6	75	366						
private rooms, wards	1.9	40	195						
Libraries									
reading rooms	2.9	60	293						
book stacks	7.2	150	732						
Office Buildings									
offices	2.4	50	244				2.0	41	200
lobbies	4.8	100	488				2.5	51	250
corridors	4.8	100	488	(Note 10)					
	(Note 5)								
Residential									
apartments	1.9	40	195	1.5	31	153	1.7	35	175
hotels	1.9	40	195	1.5	31	153	1.7	35	175
public rooms	same as assembly						4.9	102	500
halls									
stairs	1.9	40	195				2.5	50	250
corridors	1.9	40	195	(Note 11)			1.7	35	175
	(Note 12)								
Stairs									
buildings over three stories	same as corridors						3.9	82	400
Stores				(Note 10)					
first floor	4.8	100	488	4.0	84	408	4.9	102	500
upper floors	4.8	100	488	4.0	84	408	3.9	82	400
wholesale	4.8	100	488				(Note 8)		
Theaters									
aides, corridors, lobbies	(Note 9)						4.9	102	500
orchestra floor	(Note 9)						4.9	102	500
balconies	(Note 9)						4.9	102	500
stage floors							4.9	102	500

Table 1.1 (continued)

1) g/m ² 16)	Occupancy	Germany (DIN 1055, 61.3)			Italy (C.N.R. UNI 10012-67)			Japan (All Standard)		
		kPa (17)	psf (18)	kgf/m ² (19)	kPa (20)	psf (21)	kgf/m ² (22)	kPa (23)	psf (24)	kgf/m ² (25)
	Assembly Halls							(Note 14)		
00	fixed seat	4.9	102	500	4.9	102	500	2.9	61	300
00	movable seat	4.9	102	500	4.9	102	500	3.5	74	360
00	platform	4.9	102	500	4.9	102	500			
	Balcony (exterior)									
00	public	4.9	102	500	4.9	102	500	2.9	61	300
	Corridors									
50	first floor				4.9	102	500			
	apartments	2.0	41	200	2.0	41	200	1.8	37	180
75	hospitals	3.4	72	350				1.8	37	180
	offices	2.0	41	200	3.4	72	350	2.9	61	300
	theaters	4.9	102	500	4.9	102	500	3.5	74	360
00	Dance Halls and									
	Ballrooms	4.9	102	500	5.9	122	600	3.5	74	360
00	Dining Rooms and									
	Restaurants	4.9	102	500	3.4	72	350	2.9	61	300
00	Fire Escapes									
	general									
	multifamily residential									
	Garages									
	passenger cars only	3.4	72	350	2.9	61	300	5.4	113	550
	approach ramps	4.9	102	500				5.4	113	550
	Hospitals									
	operating rooms, labs									
	private rooms, wards							1.8	37	180
	Libraries							(Note 13)		
	reading rooms									
	book stacks									
	Office Buildings									
	offices	2.0	41	200	3.4	72	350	2.9	61	300
40	lobbies				3.4	72	350			
00	corridors	2.0	41	200	3.4	72	350	2.9	61	300
	Residential									
	apartments	1.5	31	150	2.0	41	200	1.8	37	180
	hotels	1.5	31	150	2.0	41	200	1.8	37	180
5	public rooms				3.4	72	350	3.5	74	360
5	stairs				3.9	82	400	1.8	37	180
0	corridors	2.0	41	200	2.0	41	200	1.8	37	180
	Stairs									
0	buildings over									
5	three stories				4.9	102	500			
	Stores									
	first floor	4.9	102	500	4.9	102	500	2.9	61	300
	upper floors	4.9	102	500	4.9	102	500	2.9	61	300
0	wholesale	4.9	102	500	4.9	102	500			
	Theaters									
	aisles, corridors, lobbies	4.9	102	500	4.9	102	500	3.5	74	360
0	orchestra floor	4.9	102	500	4.9	102	500			
0	balconies	4.9	102	500	4.9	102	500	3.5	74	360
	stage floors	4.9	102	500	4.9	102	500			

Table 1.1 (continued)

Occupancy	South Africa (SBR: Ch. 3-1970)			U.S.A. (ANSI A58.1-1972)			U.S.S.R. (SN & PII-A.11-62)		
	kPa (26)	psf (27)	kgf/m ² (28)	kPa (29)	psf (30)	kgf/m ² (31)	kPa (32)	psf (33)	kgf/m ² (34)
Assembly Halls									(Note 16)
fixed seat	3.8	80	391	2.9	60	293	3.9	82	400
movable seat	4.8	100	488	4.8	100	488	4.9	102	500
platform				4.8	100	488	4.9	102	500
Balcony (exterior)									
public				4.8	100	488	3.9	82	400
Corridors									
first floor	4.8	100	488	4.8	100	488	2.9	61	300
apartments	1.9	40	195	3.8	80	391	2.9	61	300
hospitals	4.8	100	488	3.8	80	391	2.9	61	300
offices	2.4	50	244	3.8	80	391	2.9	61	300
theaters	4.8	100	488	4.8	100	488	3.9	82	400
Dance Halls and Ballrooms				4.8	100	488	3.9	82	400
Dining Rooms and Restaurants				4.8	100	488	2.9	61	300
Fire Escapes									
general				4.8	100	488			
multifamily residential				1.9	40	195			
Garages		(Note 15)							
passenger cars only	1.4	30	143	2.4	50	244			
approach ramps									
Hospitals									
operating rooms, labs				2.9	60	293	2.0	41	200
private rooms, wards				1.9	40	195	1.5	31	150
Libraries					(Note 17)				
reading rooms				2.9	60	293	2.0	41	200
book stacks				7.2	150	732	4.9	102	500
Office Buildings									
offices	2.4	50	244	2.4	50	244	2.0	41	200
lobbies	3.8	80	391	4.8	100	488	2.9	61	300
corridors	2.4	50	244	3.8	80	391	2.9	61	300
Residential									
apartments	1.9	40	195	1.9	40	195	1.5	31	150
hotels	1.9	40	195	1.9	40	195	2.0	41	200
public rooms				4.8	100	488	2.0	41	200
stairs				4.8	100	488	2.9	61	300
corridors	1.9	40	195	3.8	80	391	2.9	61	300
Stairs					(Note 3)				
buildings over three stories				4.8	100	488	2.9	61	300
Stores									
first floor	3.8	80	391	4.8	100	488	3.9	82	400
upper floors	3.8	80	391	3.6	75	366	3.9	82	400
wholesale				6.0	125	610	3.9	82	400
Theaters									
aisles, corridors, lobbies				4.8	100	488	3.9	82	400
orchestra floor				2.9	60	293	3.9	82	400
balconies				2.9	60	293	3.9	82	400
stage floors				7.2	150	732	4.9	102	500





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

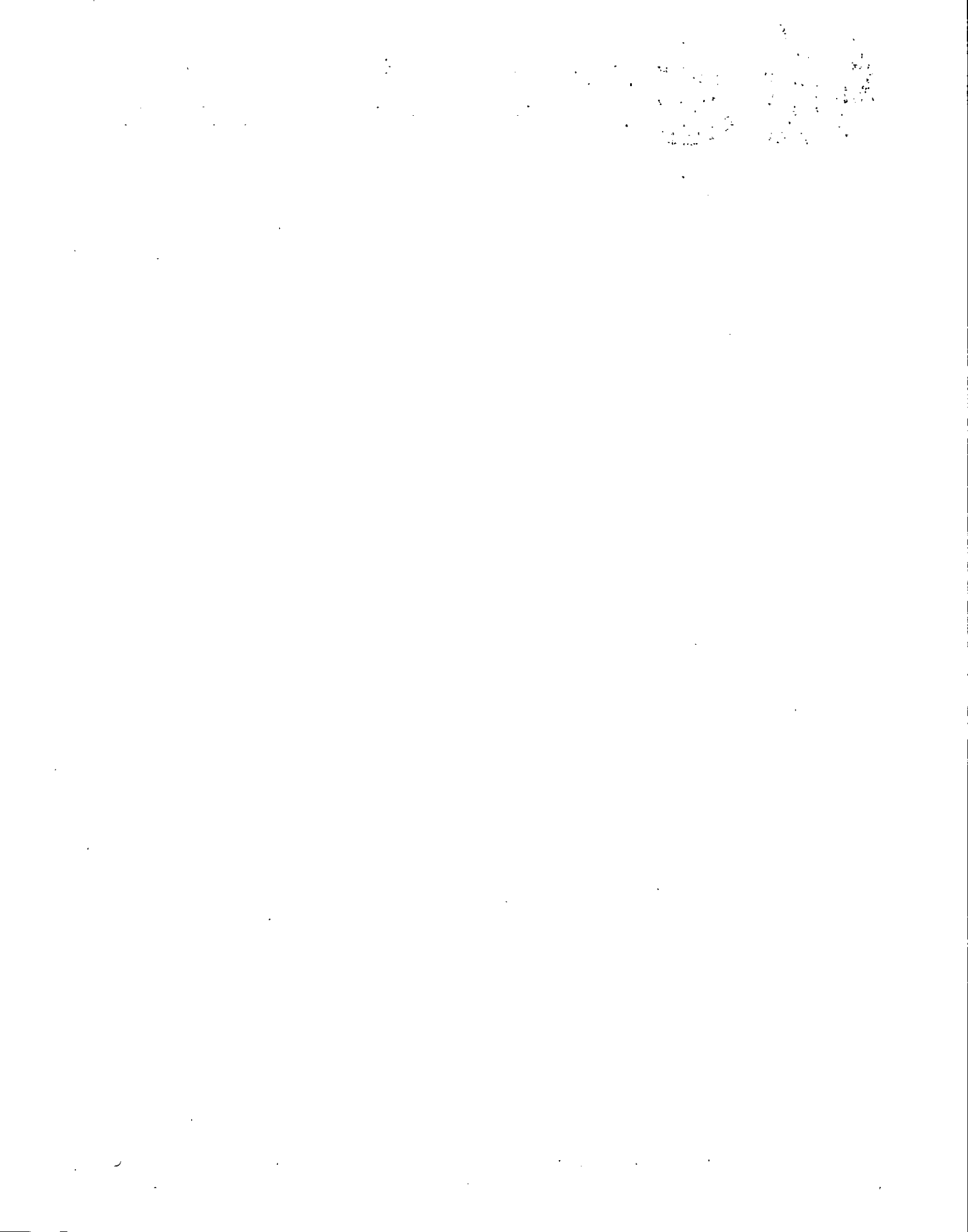
EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

Aspectos Generales Sobre Proyecto, Diseño y Construcción

A N A L I S I S

ING. PABLO ENRIQUEZ Y MEZA

OCTUBRE, 1984.



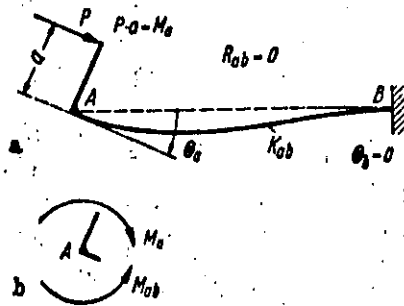
Método de Cross

El método de Cross de análisis de las vigas continuas y de las estructuras rígidas es muy conocido como el *Método de Distribución de Momentos*, y consiste en el cálculo aproximado de los momentos de las barras de una estructura estáticamente indeterminada. A continuación se expone un breve resumen del método:

5. Procedimiento de cálculo

a) Transmisión de momentos

Los momentos en los extremos M_{ab} y M_{ba} de una barra AB , cuando se desprecia el ángulo de giro de la viga R_{ab} , se expresan como sigue:



$$M_{ab} = 2 E K_{ab} \{ 2 \theta_a + \theta_b \} - M_{ab}$$

$$M_{ba} = 2 E K_{ab} \{ 2 \theta_b + \theta_a \} + M_{ba}$$

Figura II-1 a + b

Si no existe ninguna carga intermedia y se considera el extremo *B* perfectamente empotrado, se obtiene

$$\begin{aligned} M_{ab} &= 4EK_{ab}\theta_a & \dots\dots (II.1) \\ M_{ba} &= 2EK_{ab}\theta_a \end{aligned}$$

Si en las dos ecuaciones anteriores se elimina θ_a , tenemos:

$$M_{ba} = \frac{1}{2} M_{ab} \quad \dots\dots (II.2)$$

y
$$M_{ab} = M_a \quad \dots\dots (II.3)$$

de todo ello se obtiene:

$$M_{ba} = \frac{1}{2} M_a \quad \dots\dots (II.4)$$

Esta última expresión indica que el momento M_a aplicado en el extremo *A* de la barra *AB* se transmite al otro extremo *B* con un valor de $\frac{1}{2} M_a$

b) Coeficiente de repartición y distribución de momentos

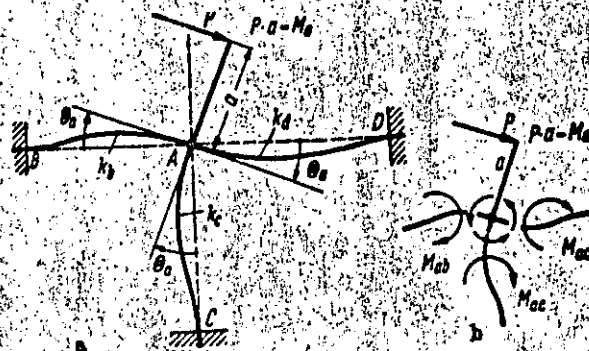


Figura II-2

Sean tres barras *AB*, *AC* y *AD*, concurrentes en el nudo *A*, al que se aplica un momento M_a como indica la figura II-2. Se trata aquí de averiguar en qué proporción se distribuye dicho momento entre cada una de las barras, suponiendo que todas ellas están perfectamente empotradas por el otro extremo.

Teniendo en cuenta la condición de equilibrio del nudo *A* puede escribirse:

$$M_a - M_{ab} - M_{ac} - M_{ad} = 0 \quad \dots\dots (II.5)$$

o bien:

$$M_a = M_{ab} + M_{ac} + M_{ad} \quad \dots\dots (II.6)$$

En donde

$$\begin{aligned} M_{ab} &= 4EK_b\theta_a, & M_{ac} &= 4EK_c\theta_a \\ M_{ad} &= 4EK_d\theta_a. \end{aligned}$$

Sustituyendo los valores de (II-6) en la expresión (II-5) resulta:

$$M_o = 4 E \theta_a (k_b + k_c + k_d) \quad \dots (II.7)$$

De las expresiones (II-6) y (II-7) se obtiene:

$$\frac{M_{ob}}{M_o} = \frac{k_b}{k_b + k_c + k_d}, \quad \frac{M_{oc}}{M_o} = \frac{k_c}{k_b + k_c + k_d}, \quad \frac{M_{od}}{M_o} = \frac{k_d}{k_b + k_c + k_d} \quad \dots (II.8)$$

Llamemos:

$$\frac{k_b}{k_b + k_c + k_d} = \nu_b, \quad \frac{k_c}{k_b + k_c + k_d} = \nu_c, \quad \frac{k_d}{k_b + k_c + k_d} = \nu_d \quad \dots (II.9)$$

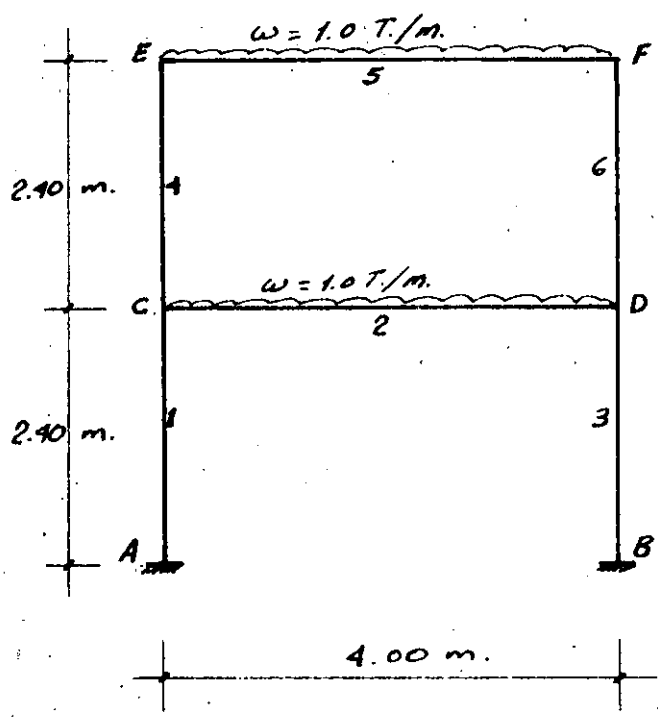
Si llevamos los valores de las ecuaciones (II-9) a las (II-8) nos queda:

$$\begin{aligned} M_{ob} &= \nu_b M_o \\ M_{oc} &= \nu_c M_o \\ M_{od} &= \nu_d M_o \end{aligned} \quad \dots (II.10)$$

Las ecuaciones (II-10) indican que el momento aplicado M_o se reparte entre las distintas barras según los valores de ν , por lo que los momentos distribuidos son proporcionales al valor de las rigideces k .

Los valores de ν_b , ν_c y ν_d se llaman en el método de Cross *Coefficientes de repartición* y $\nu_b M_o$, $\nu_c M_o$ y $\nu_d M_o$ son los *Momentos distribuidos*.

(4)



EJEMPLO
CROSS

(5)

NUDO	C			E	
BARRA	1	2	4	4	5
δ	0.34	0.32	0.34	0.51	0.49
H.E.	0	+1.33	0	0	+1.33
D.	-0.45	-0.43	-0.45	-0.68	-0.65
T.	0	+0.22	-0.34	-0.23	+0.33
D.	+0.04	+0.04	+0.04	-0.05	-0.05
T.	0	-0.02	-0.025	+0.02	+0.025
D.	+0.015	+0.014	+0.015	-0.023	-0.022
T.	0	-0.007	-0.012	+0.008	+0.011
D.	+0.006	+0.006	+0.006	-0.010	-0.009
H.F.	-0.389	+1.153	-0.766	-0.965	+0.965
NUDO	E				
T.	-0.23				
T.	+0.02				
T.	+0.008				
H.F.	-0.20				

H.E. Momento de empotramiento
 $\frac{wl^2}{12}$

H.F. Momento final.

Método de Kani

Tal como se han deducido por la Teoría de los trabajos virtuales, por el Teorema de Castigliano, por la ecuación de la Elástica y por los Teoremas de Mohr (I-14), las expresiones fundamentales de los momentos en los extremos de una barra vienen dadas por las ecuaciones (I-4) :

$$\begin{aligned} M_{ab} &= k_{ab} (2m_a + m_b + \bar{m}_{ab}) - \mathfrak{M}_{ab} \\ M_{ba} &= k_{ab} (2m_b + m_a + \bar{m}_{ab}) + \mathfrak{M}_{ba} \end{aligned} \quad \dots (II.22)$$

cuyas notaciones referidas a las ecuaciones (I-4) y (I-14) son las siguientes:

$$\begin{aligned} M_{ab} &= \text{Momento total en } a \\ M_{ba} &= \text{Momento total en } b \\ m_a &= 2EK\theta_a, \quad m_b = 2EK\theta_b, \end{aligned}$$

$\bar{m}_{ab} = -6EK(\delta_a/l_{ab})$, δ_a = desplazamiento relativo de los extremos de la barra ab .

$k_{ab} = K_{ab}/K$, K = cualquier valor constante tomado como módulo de las rigideces.

Sin embargo, en el Método de Kani las ecuaciones que se emplean son las siguientes:

$$\begin{aligned} M_{ab} &= 2M'_{ab} + M'_{ba} + M''_{ab} - C_{ab}, \\ M_{ba} &= 2M'_{ba} + M'_{ab} + M''_{ab} + C_{ba}, \end{aligned} \quad \dots (II.23)$$

en las cuales

$$\begin{aligned} M'_{ab} &= \text{Momento parcial debido a } \theta_a = 2EK_{ab}\theta_a, \\ M'_{ba} &= \text{Momento parcial debido a } \theta_b = 2EK_{ab}\theta_b, \\ M''_{ab} &= \text{Momento parcial debido a } \delta_a = -6EK_{ab}(\delta_a/l_{ab}), \dots (II.24) \\ C_{ab} &= \text{Momento de empotramiento perfecto de la viga en } a \\ C_{ba} &= \text{Momento de empotramiento perfecto de la viga en } b. \end{aligned}$$

8. Estructuras en las que se consideran solamente los giros de los nudos

En primer lugar estudiaremos el problema de las estructuras rígidas en las que se consideran solamente los giros de los nudos. El nudo m (Figura II-8) se considera en equilibrio, es decir: $\sum M_m = 0$, o bien:

$$M_{ma} + M_{mb} + M_{mc} + M_{md} = 0, \quad \dots (II.25)$$

en la cual, teniendo en cuenta la disposición de las cargas:

$$\begin{aligned} M_{ma} &= 2M'_{ma} + M'_{am} - C_{ma}, \\ M_{mb} &= 2M'_{mb} + M'_{bm} - C_{mb}, \\ M_{mc} &= 2M'_{mc} + M'_{cm} - C_{mc}, \\ M_{md} &= 2M'_{md} + M'_{dm} - C_{md}. \end{aligned} \quad \dots (II.26)$$

La expresión general de la ecuación (II-25) será, pues:

$$2 \sum_{r=a}^{r=d} M'_{mr} + \sum_{r=a}^{r=d} M'_{rm} = \tau_m \quad \dots (II.27)$$

en donde:

$$\begin{aligned} \tau_m &= \text{suma de los momentos de empotramiento perfecto en } m = \\ &= C_{ma} + C_{mb} + C_{mc} + C_{md}. \end{aligned} \quad \dots (II.28)$$

De la ecuación (II-27) se deduce que:

$$\sum_{r=a}^{r=d} M'_{mr} = \frac{\tau_m}{2} - \frac{1}{2} \sum_{r=a}^{r=d} M'_{rm} \quad \dots (II.29)$$

en la cual, como todas las barras giran el mismo ángulo alrededor del nudo m , se obtiene:

$$\begin{aligned} M'_{ma} &= 2 E K_{ma} \Theta_m, & M'_{mc} &= 2 E K_{mc} \Theta_m, \\ M'_{mb} &= 2 E K_{mb} \Theta_m, & M'_{md} &= 2 E K_{md} \Theta_m. \end{aligned} \quad \dots (II.30)$$

y entonces la ecuación (II-29), se transforma:

$$\Theta_m E \Theta_m = \frac{\tau_m}{2} - \frac{1}{2} \sum_{r=a}^{r=d} M'_{rm} \quad \dots (II.31)$$

en donde

$$\Theta_m = 2 (K_{ma} + K_{mb} + K_{mc} + K_{md}).$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones (II-30) y (II-31), tendremos:

$$M'_{ma} = \mu_{ma} \left\{ -\tau_m + \sum_{r=a}^{r=d} M'_{rm} \right\} \dots (II.32) \quad M'_{mb} = \mu_{mb} \left\{ -\tau_m + \sum_{r=a}^{r=d} M'_{rm} \right\} \dots (II.33)$$

en las cuales

$$\mu_{ma} = \frac{-K_{ma}}{\Theta_m} \quad \mu_{mb} = \frac{-K_{mb}}{\Theta_m} \quad \text{etc.} \quad \dots (II.34)$$

La ecuación (II-32) indica que una vez obtenidos los momentos parciales M'_{am} , M'_{bm} , etc., se puede determinar el momento parcial M'_{ma} .

Valores aproximados de M'_{ma} y M'_{mb} .

Al iniciar los cálculos se considera que:

$$\Theta_a = \Theta_b = \Theta_c = \Theta_d = 0$$

lo que corresponde a:

$$M'_{am} = M'_{bm} = M'_{cm} = M'_{dm} = 0;$$

De las ecuaciones (II-32) y (II-33), se obtiene:

$$M'_{ma}^{(0)} = -\mu_{ma} \tau_m, \quad M'_{mb}^{(0)} = -\mu_{mb} \tau_m. \quad \dots (II.35)$$

Estos son unos valores aproximados de M'_{ma} y M'_{mb} ; siguiendo análogo procedimiento se determinarán todos los valores de $M'_{(0)}$ aplicando la ecuación (II-35); empleando ahora los valores de $M'_{(0)}$ sustituyéndolos en la ecuación (II-32), podremos obtener el momento parcial $M'_{ma}^{(1)}$ de la forma siguiente:

$$M'_{ma}^{(1)} = \mu m a \left\{ -\tau_m + \sum_{r=a}^{r=d} M'_{rm}^{(0)} \right\} = M'_{ma}^{(0)} + \mu m a \sum_{r=a}^{r=d} M'_{rm}^{(0)} \quad \dots\dots (II.36)$$

Análogamente se obtendría el siguiente valor aproximado, como se expresa a continuación:

$$M'_{ma}^{(2)} = M'_{ma}^{(0)} + \mu m a \sum_{r=a}^{r=d} M'_{rm}^{(1)} \quad \dots\dots (II.36)_a$$

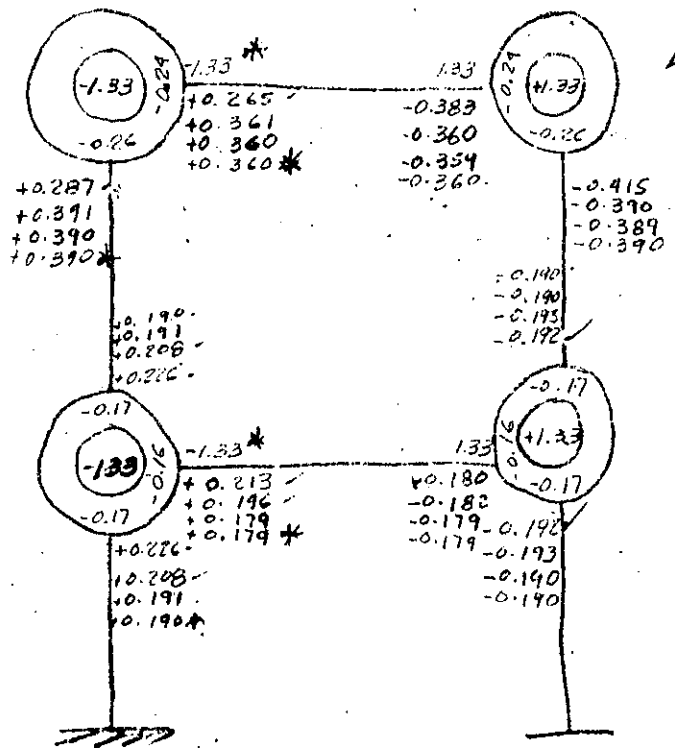
Este valor parcial da un valor más aproximado al verdadero de M'_{ma} .

En las ecuaciones (II-35) y (II-36), $M'_{(0)}$ y $M'_{(1)}$ indican, respectivamente, los valores aproximados de los momentos parciales primero y segundo.

A medida que avanza el cálculo se van obteniendo valores cada vez más próximos a los verdaderos. El cálculo se dará por terminado cuando dos resultados consecutivos proporcionen los mismos valores.

Finalmente, mediante las ecuaciones (II-26) se calcularán los momentos totales.

9

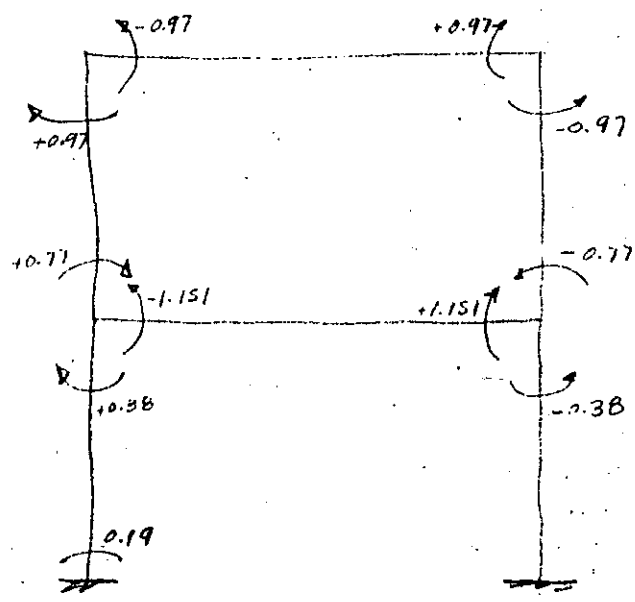


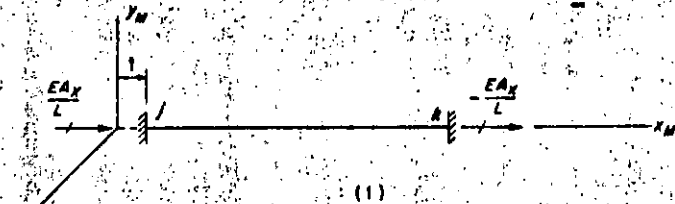
0.39

0.39
19

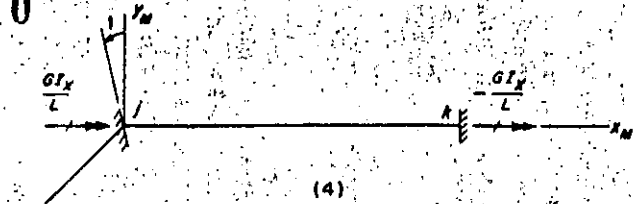
$$\frac{-1/2 \delta}{\epsilon r}$$

$$\epsilon r = -1/2$$

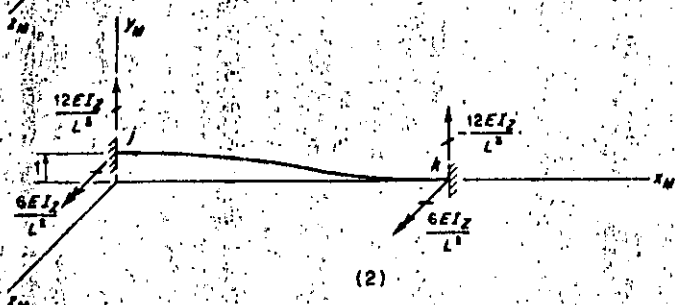




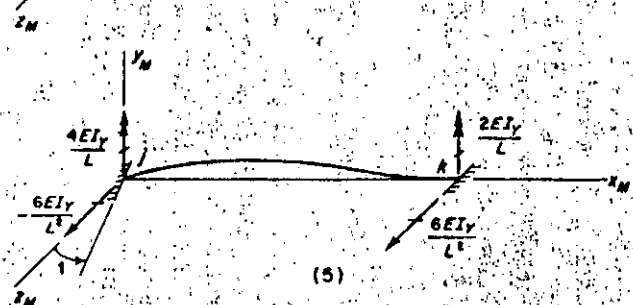
(1)



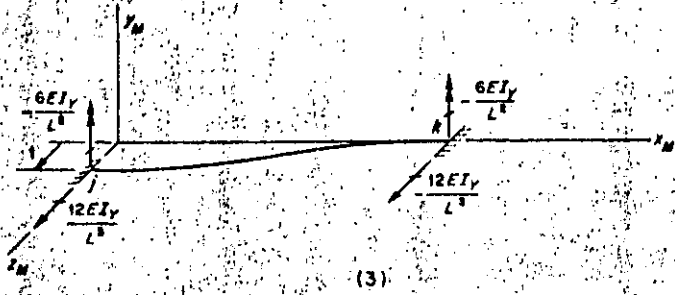
(4)



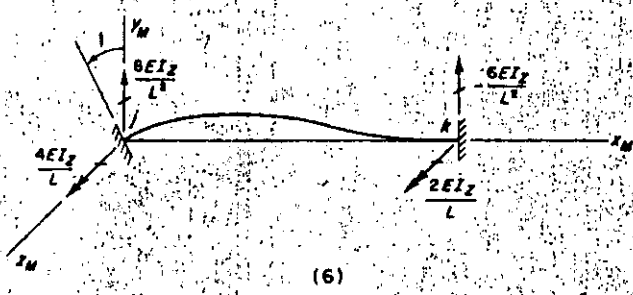
(2)



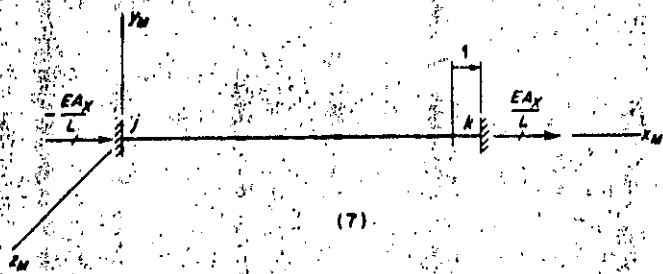
(5)



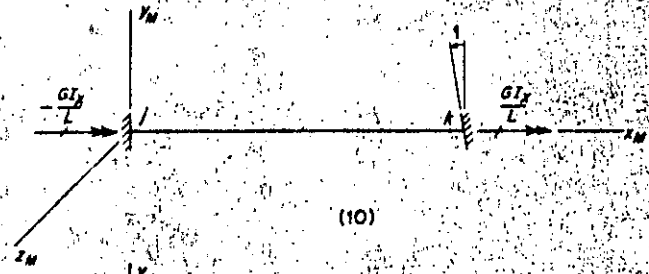
(3)



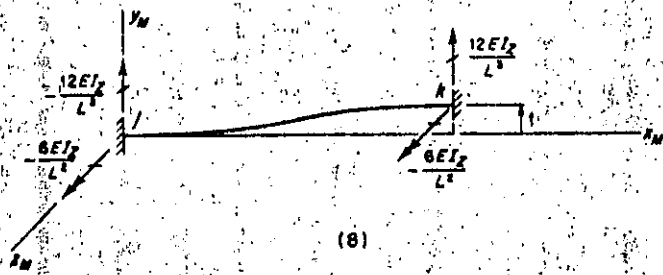
(6)



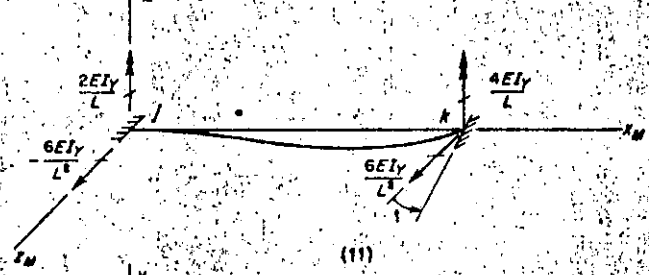
(7)



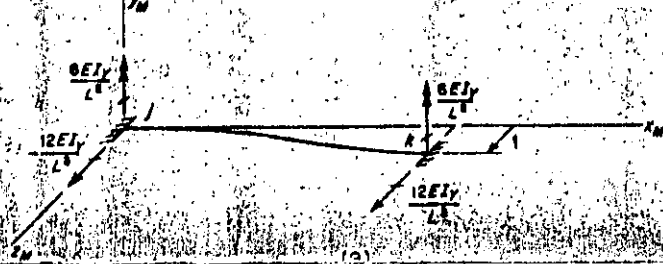
(10)



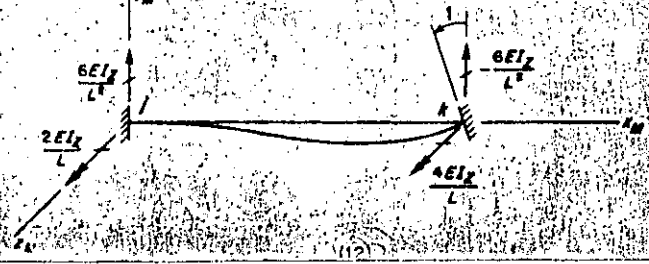
(8)



(11)



(9)



(12)

TABLA 4-26. MATRIZ DE RIGIDEZ DE MIEMBRO PARA UN MARCO PLANO PARA EJES DE MIEMBRO (FIG. 4-27b)

$$S_M = \begin{bmatrix} \frac{EA_x}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA_x}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{4EI_z}{L} & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{2EI_z}{L} \\ \frac{EA_x}{L} & 0 & 0 & \frac{EA_x}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{2EI_z}{L} & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix}$$

TABLA 4-27

MATRIZ DE RIGIDEZ DE MIEMBRO DE UN MARCO PLANO PARA EJES DE LA ESTRUCTURA (FIG. 4-27c)

$$S_{MD} = \begin{bmatrix} \frac{EA_x}{L} C_x^2 + \frac{12EI_z}{L^3} C_y^2 & \left(\frac{EA_x}{L} - \frac{12EI_z}{L^3}\right) C_x C_y & -\frac{6EI_z}{L^2} C_y & -\left(\frac{EA_x}{L} C_x^2 + \frac{12EI_z}{L^3} C_y^2\right) & -\left(\frac{EA_x}{L} - \frac{12EI_z}{L^3}\right) C_x C_y & -\frac{6EI_z}{L^2} C_y \\ \left(\frac{EA_x}{L} - \frac{12EI_z}{L^3}\right) C_x C_y & \frac{EA_x}{L} C_y^2 + \frac{12EI_z}{L^3} C_x^2 & \frac{6EI_z}{L^2} C_x & -\left(\frac{EA_x}{L} - \frac{12EI_z}{L^3}\right) C_x C_y & -\left(\frac{EA_x}{L} C_y^2 + \frac{12EI_z}{L^3} C_x^2\right) & \frac{6EI_z}{L^2} C_x \\ -\frac{6EI_z}{L^2} C_y & \frac{6EI_z}{L^2} C_x & \frac{4EI_z}{L} & \frac{6EI_z}{L^2} C_y & -\frac{6EI_z}{L^2} C_x & \frac{2EI_z}{L} \\ -\left(\frac{EA_x}{L} C_x^2 + \frac{12EI_z}{L^3} C_y^2\right) & -\left(\frac{EA_x}{L} - \frac{12EI_z}{L^3}\right) C_x C_y & \frac{6EI_z}{L^2} C_y & \frac{EA_x}{L} C_x^2 + \frac{12EI_z}{L^3} C_y^2 & \left(\frac{EA_x}{L} - \frac{12EI_z}{L^3}\right) C_x C_y & \frac{6EI_z}{L^2} C_y \\ -\left(\frac{EA_x}{L} - \frac{12EI_z}{L^3}\right) C_x C_y & -\left(\frac{EA_x}{L} C_y^2 + \frac{12EI_z}{L^3} C_x^2\right) & -\frac{6EI_z}{L^2} C_x & -\left(\frac{EA_x}{L} - \frac{12EI_z}{L^3}\right) C_x C_y & \frac{EA_x}{L} C_y^2 + \frac{12EI_z}{L^3} C_x^2 & -\frac{6EI_z}{L^2} C_x \\ -\frac{6EI_z}{L^2} C_y & \frac{6EI_z}{L^2} C_x & \frac{2EI_z}{L} & \frac{6EI_z}{L^2} C_y & -\frac{6EI_z}{L^2} C_x & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix}$$

A 4-37. MATRIZ DE RIGIDEZ DE UN MIEMBRO DE PARRILLA PARA EJES DEL MIEMBRO (FIG. 4-32b)

$$S_{xx} = \begin{bmatrix} \frac{GI_x}{L} & 0 & 0 & -\frac{GI_x}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{4EI_y}{L} & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{2EI_y}{L} & \frac{6EI_y}{L^2} \\ 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & \frac{12EI_y}{L^3} \\ -\frac{GI_x}{L} & 0 & 0 & \frac{GI_x}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{2EI_y}{L} & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & \frac{6EI_y}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & -\frac{12EI_y}{L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & \frac{12EI_y}{L^3} \end{bmatrix}$$

TABLA 4-38. MATRIZ DE RIGIDEZ DE MIEMBRO DE UNA PARRILLA PARA LOS EJES DE ESTRUCTURA (FIG. 4-32c)

$$S_{xx} = \begin{bmatrix} \frac{GI_x}{L} C_x^2 + \frac{4EI_y}{L} C_y^2 & \left(\frac{GI_x}{L} - \frac{4EI_y}{L}\right) C_x C_y & \frac{6EI_y}{L} C_y & -\frac{GI_x}{L} C_x^2 + \frac{2EI_y}{L} C_y^2 & -\left(\frac{GI_x}{L} + \frac{2EI_y}{L}\right) C_x C_y & \frac{6EI_y}{L} C_x \\ \left(\frac{GI_x}{L} - \frac{4EI_y}{L}\right) C_x C_y & \frac{GI_x}{L} C_y^2 + \frac{4EI_y}{L} C_x^2 & -\frac{6EI_y}{L} C_x & -\left(\frac{GI_x}{L} + \frac{2EI_y}{L}\right) C_x C_y & \frac{GI_x}{L} C_y^2 + \frac{2EI_y}{L} C_x^2 & \frac{6EI_y}{L} C_y \\ \frac{6EI_y}{L} C_y & -\frac{6EI_y}{L} C_x & \frac{12EI_y}{L} & \frac{6EI_y}{L} C_y & -\frac{6EI_y}{L} C_x & -\frac{12EI_y}{L} \\ -\frac{GI_x}{L} C_x^2 + \frac{2EI_y}{L} C_y^2 & -\left(\frac{GI_x}{L} + \frac{2EI_y}{L}\right) C_x C_y & \frac{6EI_y}{L} C_y & \frac{GI_x}{L} C_x^2 + \frac{4EI_y}{L} C_y^2 & \left(\frac{GI_x}{L} - \frac{4EI_y}{L}\right) C_x C_y & \frac{6EI_y}{L} C_x \\ -\left(\frac{GI_x}{L} + \frac{2EI_y}{L}\right) C_x C_y & -\frac{GI_x}{L} C_y^2 + \frac{2EI_y}{L} C_x^2 & -\frac{6EI_y}{L} C_x & \left(\frac{GI_x}{L} - \frac{4EI_y}{L}\right) C_x C_y & \frac{GI_x}{L} C_y^2 + \frac{4EI_y}{L} C_x^2 & \frac{6EI_y}{L} C_y \\ -\frac{6EI_y}{L} C_y & \frac{6EI_y}{L} C_x & -\frac{12EI_y}{L} & \frac{6EI_y}{L} C_y & -\frac{6EI_y}{L} C_x & \frac{12EI_y}{L} \end{bmatrix}$$

(17)

TABLA 4-1.
TABLA 4-1. MATRIZ DE RIGIDEZ DE MIEMBRO DE UNA ESTRUCTURA EN EL ESPACIO

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	$\frac{EA_x}{L}$	0	0	0	0	0	$-\frac{EA_x}{L}$	0	0	0	0	0
2	0	$\frac{12EI_z}{L^3}$	0	0	0	$\frac{6EI_z}{L^2}$	0	$-\frac{12EI_z}{L^3}$	0	0	0	$\frac{6EI_z}{L^2}$
3	0	0	$\frac{12EI_y}{L^3}$	0	$-\frac{6EI_y}{L^2}$	0	0	0	$\frac{12EI_y}{L^3}$	0	$-\frac{6EI_y}{L^2}$	0
4	0	0	0	$\frac{GI_x}{L}$	0	0	0	0	0	$-\frac{GI_x}{L}$	0	0
5	0	0	$-\frac{6EI_y}{L^2}$	0	$\frac{4EI_y}{L}$	0	0	0	$\frac{6EI_y}{L^2}$	0	$\frac{2EI_y}{L}$	0
6	0	$\frac{6EI_z}{L^2}$	0	0	0	$\frac{4EI_z}{L}$	0	$-\frac{6EI_z}{L^2}$	0	0	0	$\frac{2EI_z}{L}$
7	$-\frac{EA_x}{L}$	0	0	0	0	0	$\frac{EA_x}{L}$	0	0	0	0	0
8	0	$-\frac{12EI_z}{L^3}$	0	0	0	$-\frac{6EI_z}{L^2}$	0	$\frac{12EI_z}{L^3}$	0	0	0	$-\frac{6EI_z}{L^2}$
9	0	0	$-\frac{12EI_y}{L^3}$	0	$\frac{6EI_y}{L^2}$	0	0	0	$\frac{12EI_y}{L^3}$	0	$\frac{6EI_y}{L^2}$	0
10	0	0	0	$-\frac{GI_x}{L}$	0	0	0	0	0	$\frac{GI_x}{L}$	0	0
11	0	0	$-\frac{6EI_y}{L^2}$	0	$\frac{2EI_y}{L}$	0	0	0	$\frac{6EI_y}{L^2}$	0	$\frac{4EI_y}{L}$	0
12	0	$\frac{6EI_z}{L^2}$	0	0	0	$\frac{2EI_z}{L}$	0	$-\frac{6EI_z}{L^2}$	0	0	0	$\frac{4EI_z}{L}$

DIAGRAMA DE FLUJO PARA UN PROGRAMA DE MARCO PLANO

1. Datos de entrada y de impresión de la estructura

a. Parámetros de la estructura y módulo elástico

Título: ANALISIS DE MARCOS PLANOS
 Encabezado: DATOS DE LA ESTRUCTURA
 Subencabezado: M N NJ NR NRJ E

^{NRJ}
 M,NJ, NR, NRJ, E

$N \leftarrow 3NJ - NR$

^{NRJ}
 M,N,NJ, NR, NRJ, E

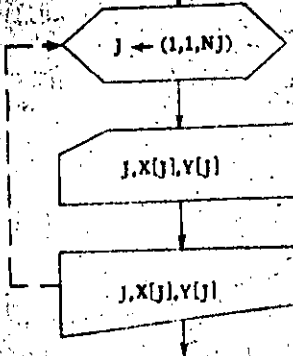
b. Coordenadas de nudo

Encabezado: COORDENADAS DE NUDOS
 Subencabezado: NUDO X Y

$J \leftarrow (1,1,N)$

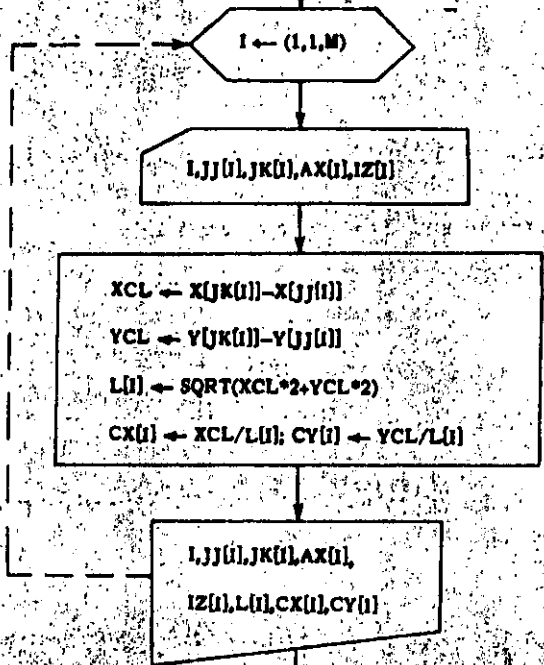
J, X(J), Y(J)

J, X(J), Y(J)



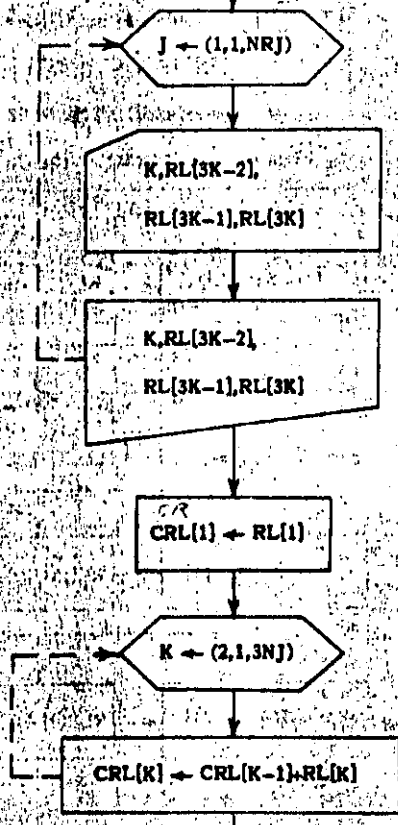
Encabezado: DESIGNACIONES Y PROPIEDADES DE MIEMBROS
 Subencabezado: MIEMBRO JJ JK AX IZ L CX CY

15



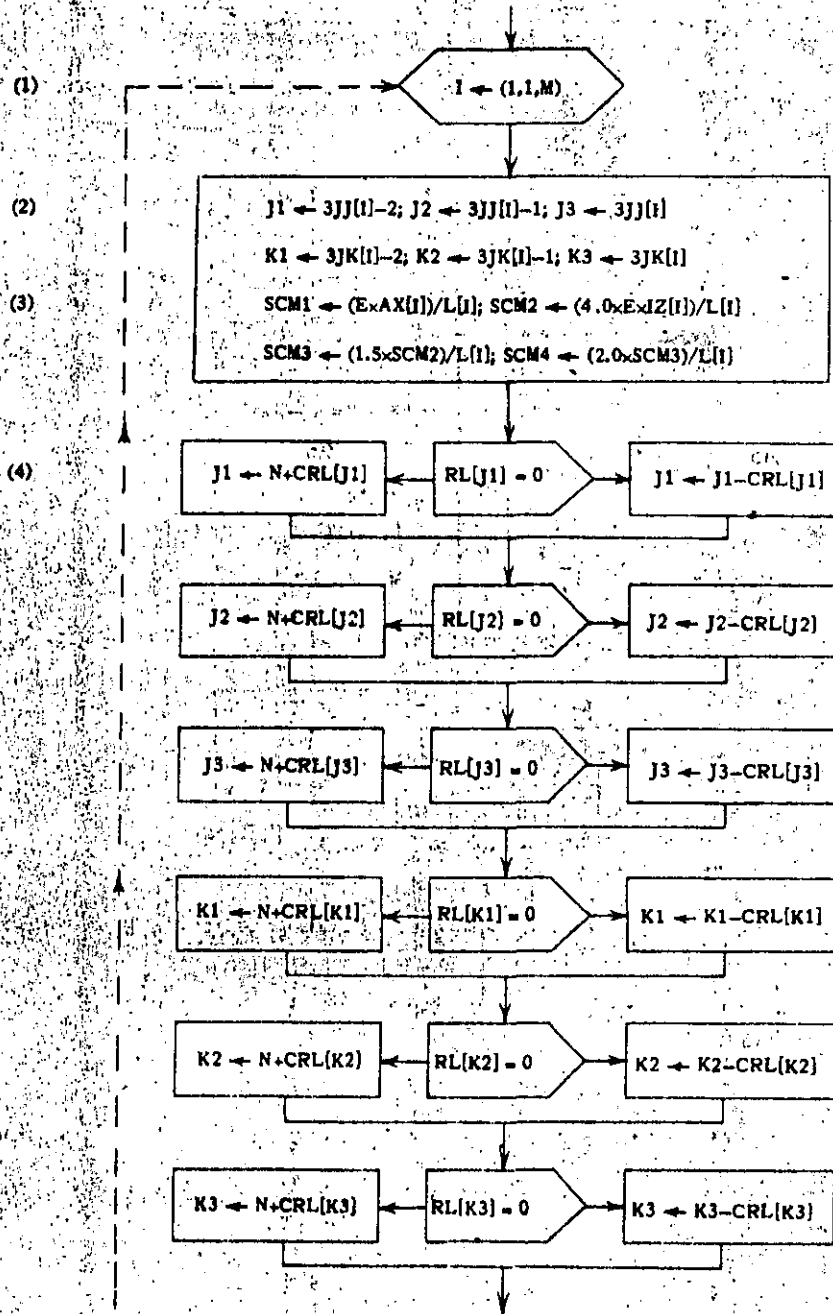
d: Lista de restricciones de nudo; lista de restricciones acumulativas

Encabezado: RESTRICCIONES DE NUDO
 Subencabezado: NUDO RESTR. X RESTR. Y RESTR. Z



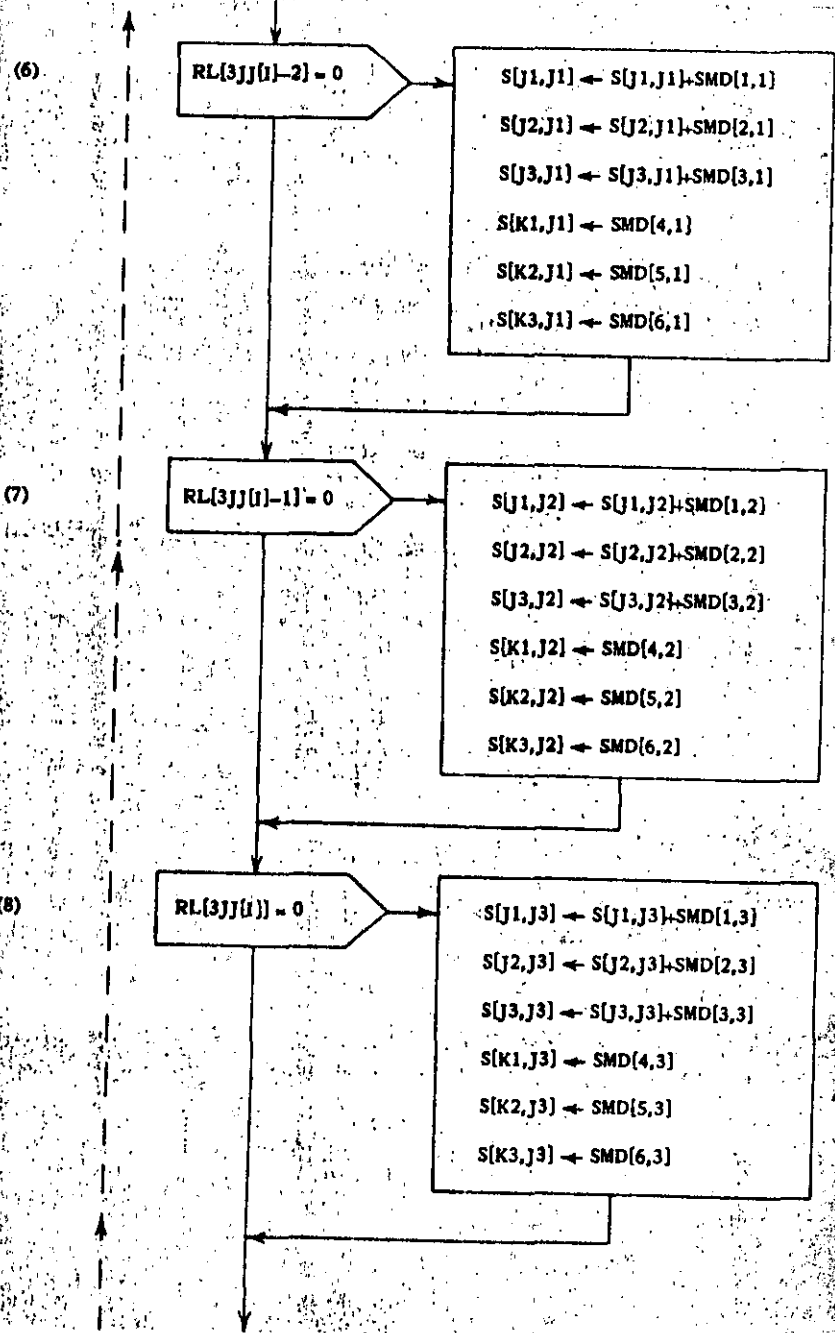
2. Matriz de rigidez de la estructura

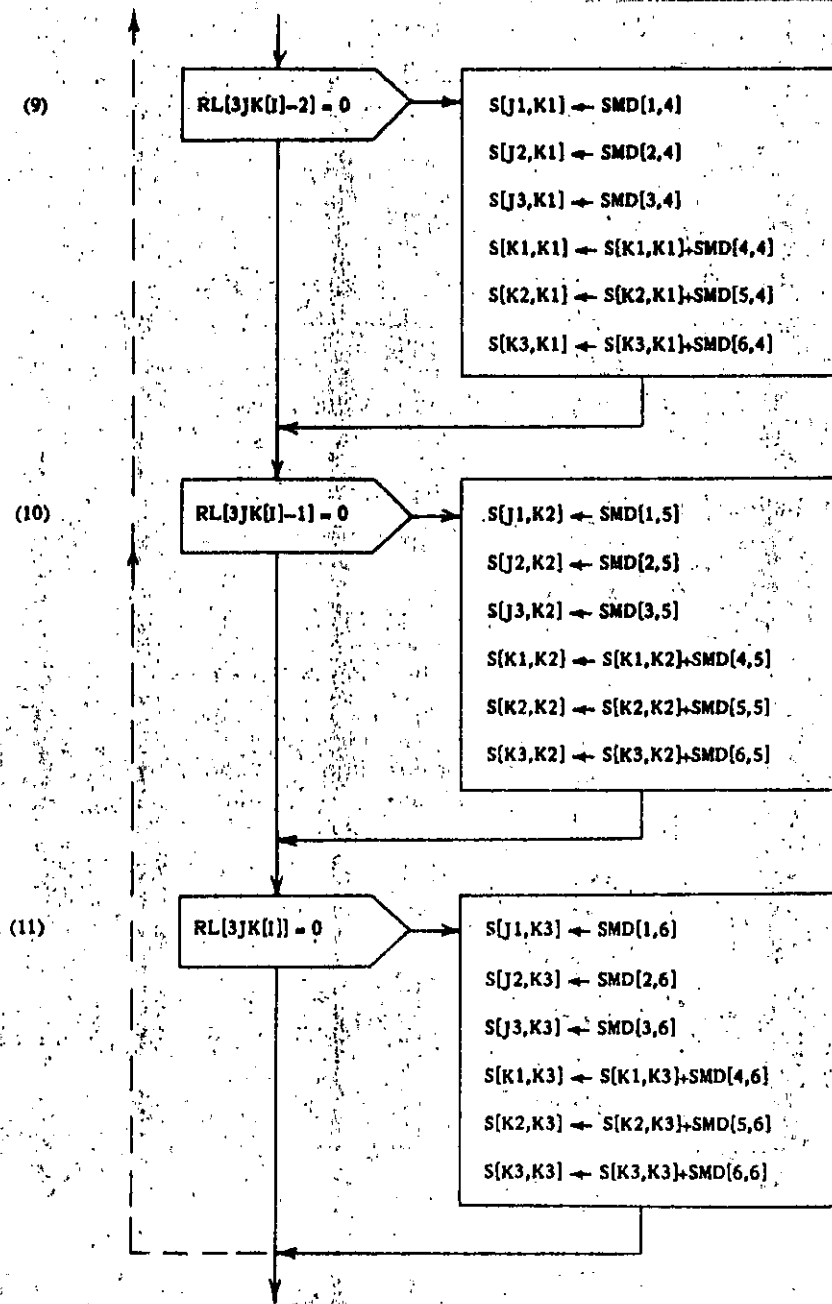
a. Generación de la matriz de rigidez



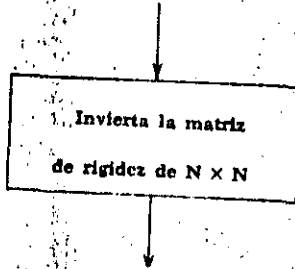
(5)

$$\begin{aligned}
 & \text{SMD}[1,1] \leftrightarrow \text{SMD}[4,4] \leftrightarrow \text{SCM1} \times \text{CX}[1]^2 + \text{SCM4} \times \text{CY}[1]^2 \\
 & \text{SMD}[1,4] \leftrightarrow \text{SMD}[4,1] \leftrightarrow -\text{SMD}[1,1] \\
 & \text{SMD}[1,2] \leftrightarrow \text{SMD}[2,1] \leftrightarrow (\text{SCM1} - \text{SCM4}) \times \text{CX}[1] \times \text{CY}[1] \\
 & \text{SMD}[4,5] \leftrightarrow \text{SMD}[5,4] \leftrightarrow \text{SMD}[1,2] \\
 & \text{SMD}[1,5] \leftrightarrow \text{SMD}[5,1] \leftrightarrow \text{SMD}[2,4] \leftrightarrow \text{SMD}[4,2] \leftrightarrow -\text{SMD}[1,2] \\
 & \text{SMD}[1,3] \leftrightarrow \text{SMD}[3,1] \leftrightarrow \text{SMD}[1,6] \leftrightarrow \text{SMD}[6,1] \leftrightarrow -\text{SCM3} \times \text{CY}[1] \\
 & \text{SMD}[3,4] \leftrightarrow \text{SMD}[4,3] \leftrightarrow \text{SMD}[4,6] \leftrightarrow \text{SMD}[6,4] \leftrightarrow -\text{SMD}[1,3] \\
 & \text{SMD}[2,2] \leftrightarrow \text{SMD}[5,5] \leftrightarrow \text{SCM1} \times \text{CY}[1]^2 + \text{SCM4} \times \text{CX}[1]^2 \\
 & \text{SMD}[2,5] \leftrightarrow \text{SMD}[5,2] \leftrightarrow -\text{SMD}[2,2] \\
 & \text{SMD}[2,3] \leftrightarrow \text{SMD}[3,2] \leftrightarrow \text{SMD}[2,6] \leftrightarrow \text{SMD}[6,2] \leftrightarrow \text{SCM3} \times \text{CX}[1] \\
 & \text{SMD}[3,5] \leftrightarrow \text{SMD}[5,3] \leftrightarrow \text{SMD}[5,6] \leftrightarrow \text{SMD}[6,5] \leftrightarrow -\text{SMD}[2,3] \\
 & \text{SMD}[3,3] \leftrightarrow \text{SMD}[6,6] \leftrightarrow \text{SCM2} \\
 & \text{SMD}[3,6] \leftrightarrow \text{SMD}[6,3] \leftrightarrow \text{SCM2}/2.0
 \end{aligned}$$



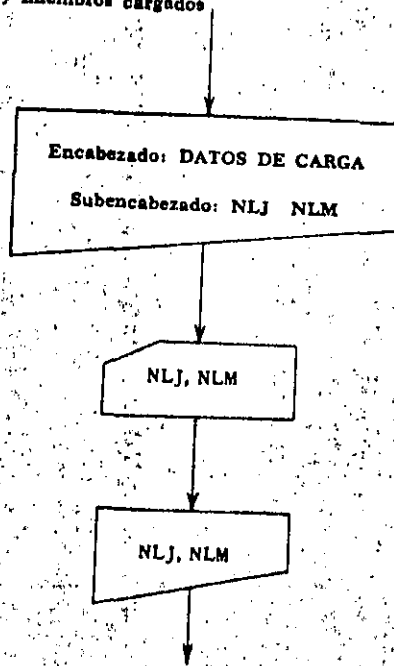


2. b. Inversión de la matriz de rigidez

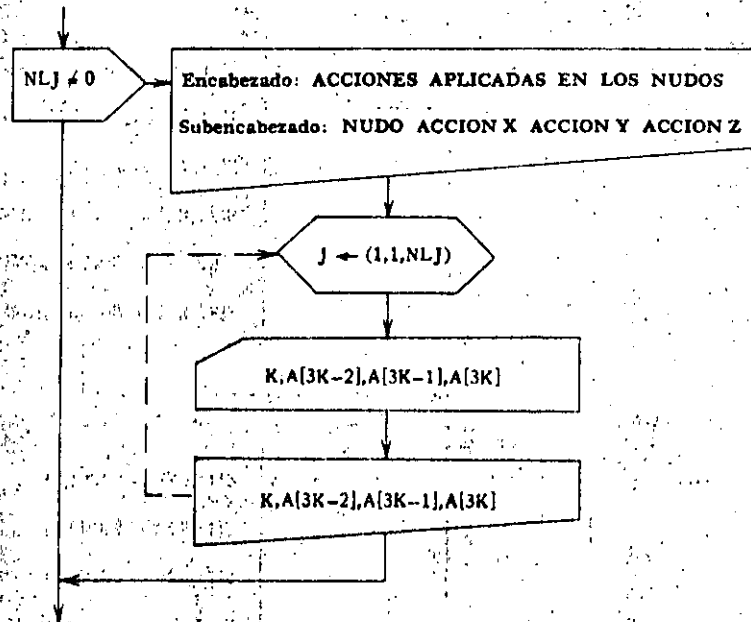


3. Entrada e impresión de datos de carga

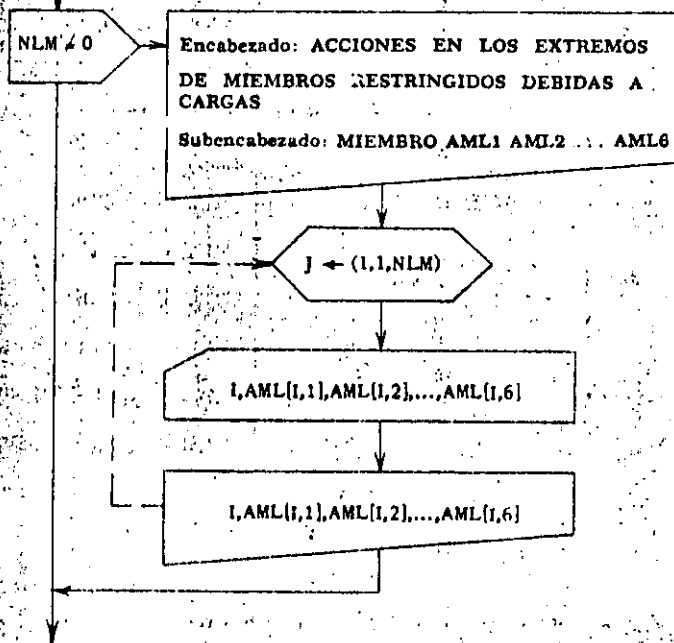
a. Números de nudos y miembros cargados



3b. Acciones aplicadas en los nudos.



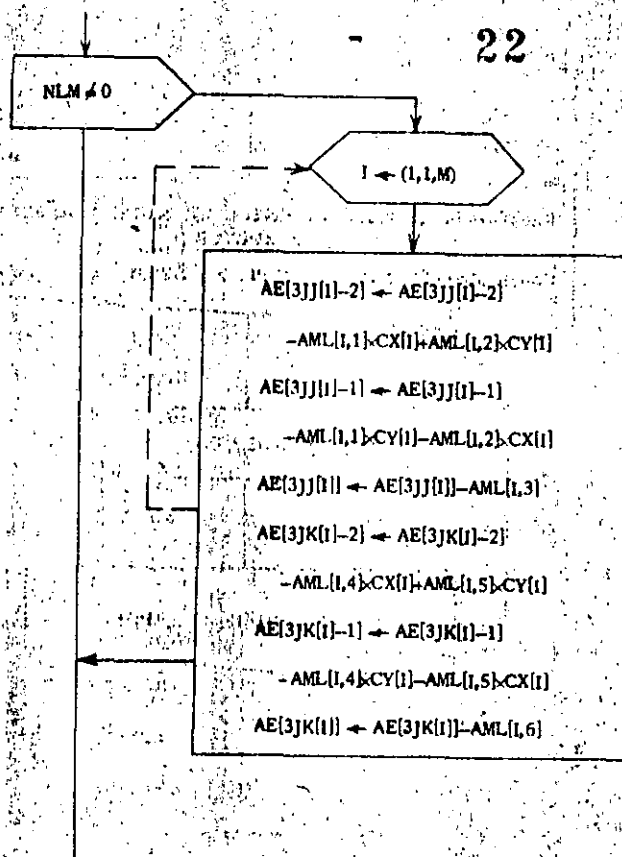
c. Acciones en los extremos de miembros restringidos debidas a cargas



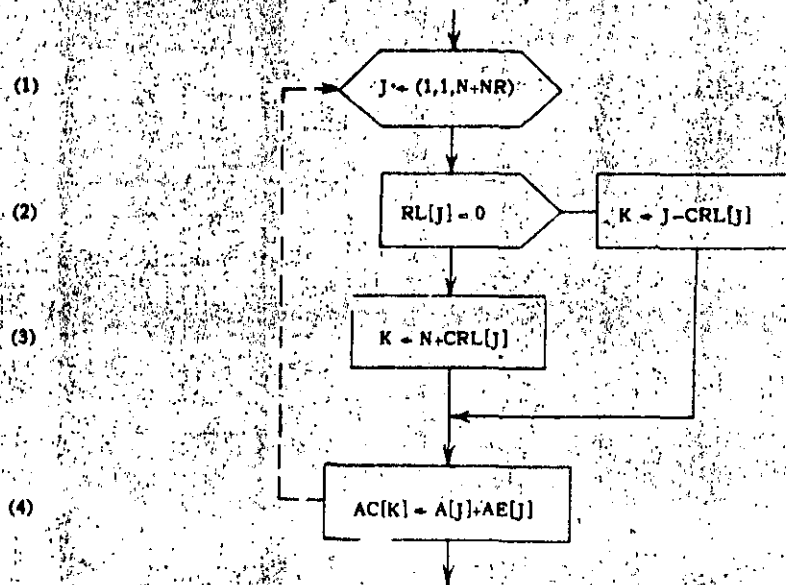
4. Construcción de vectores asociados con cargas

a. Cargas de nudo equivalentes

22

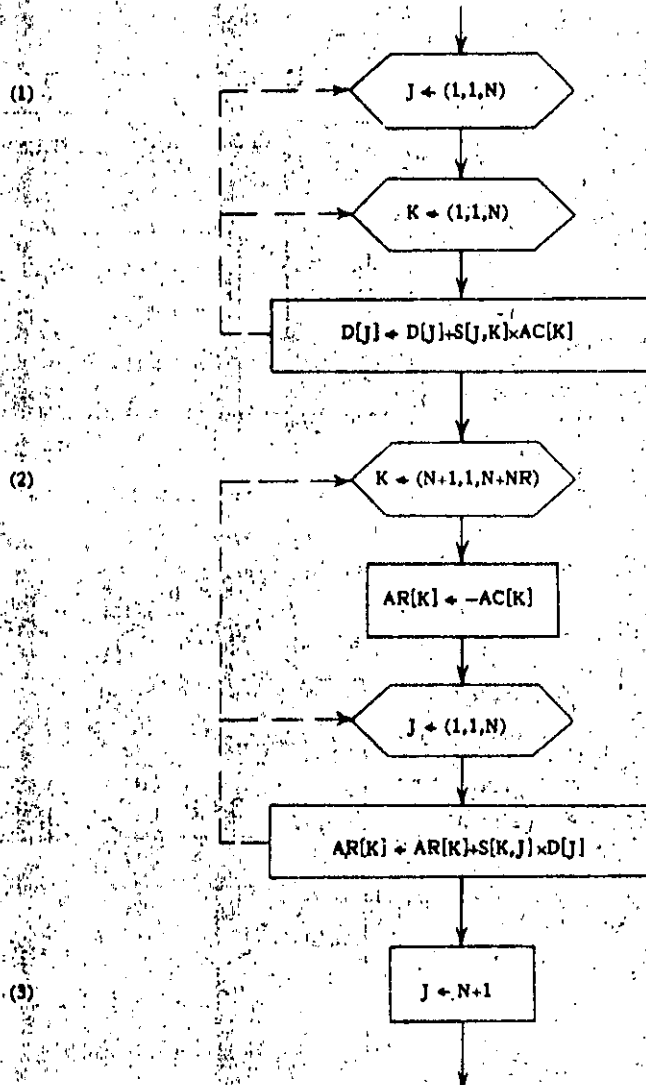


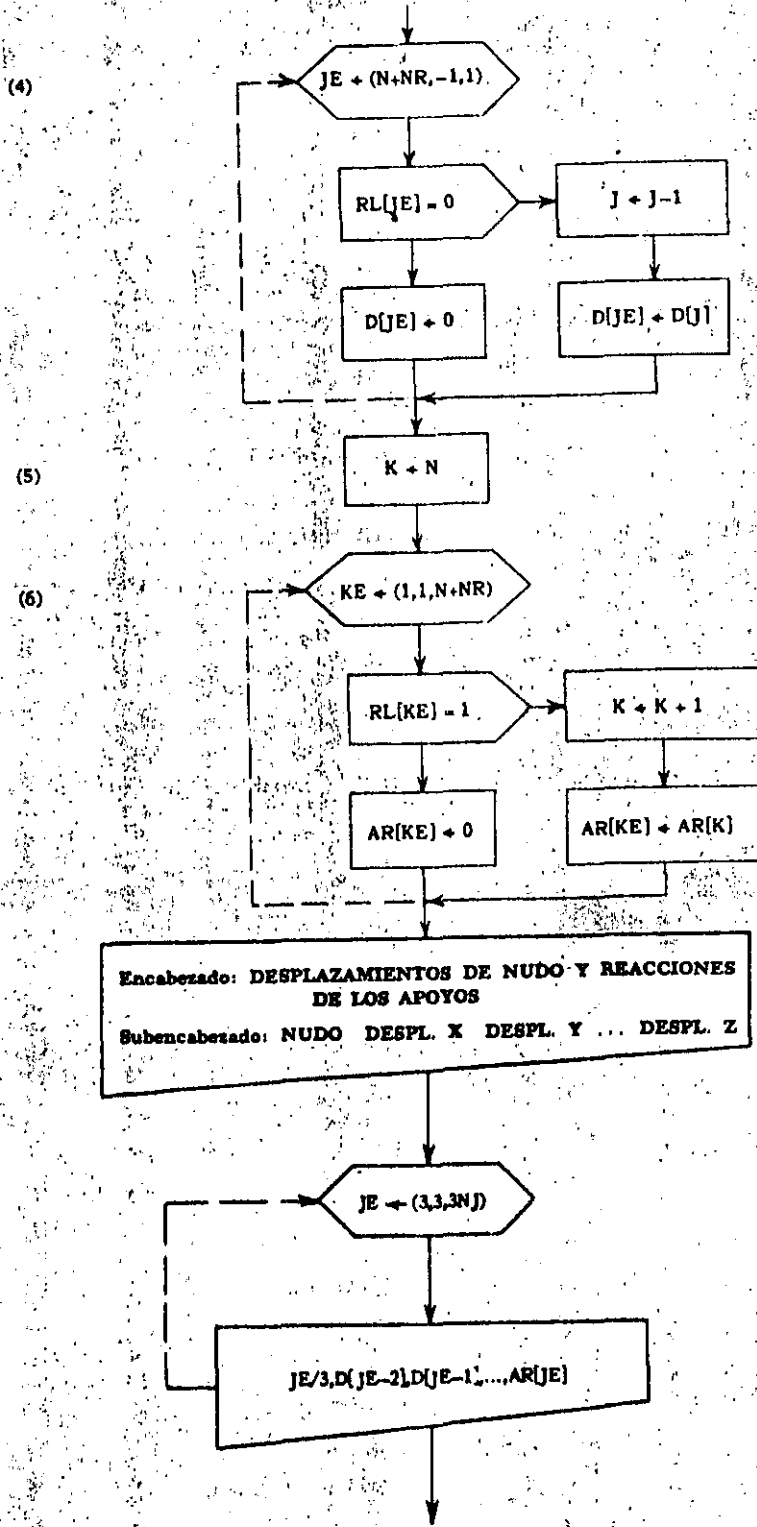
b. Cargas de nudo combinadas



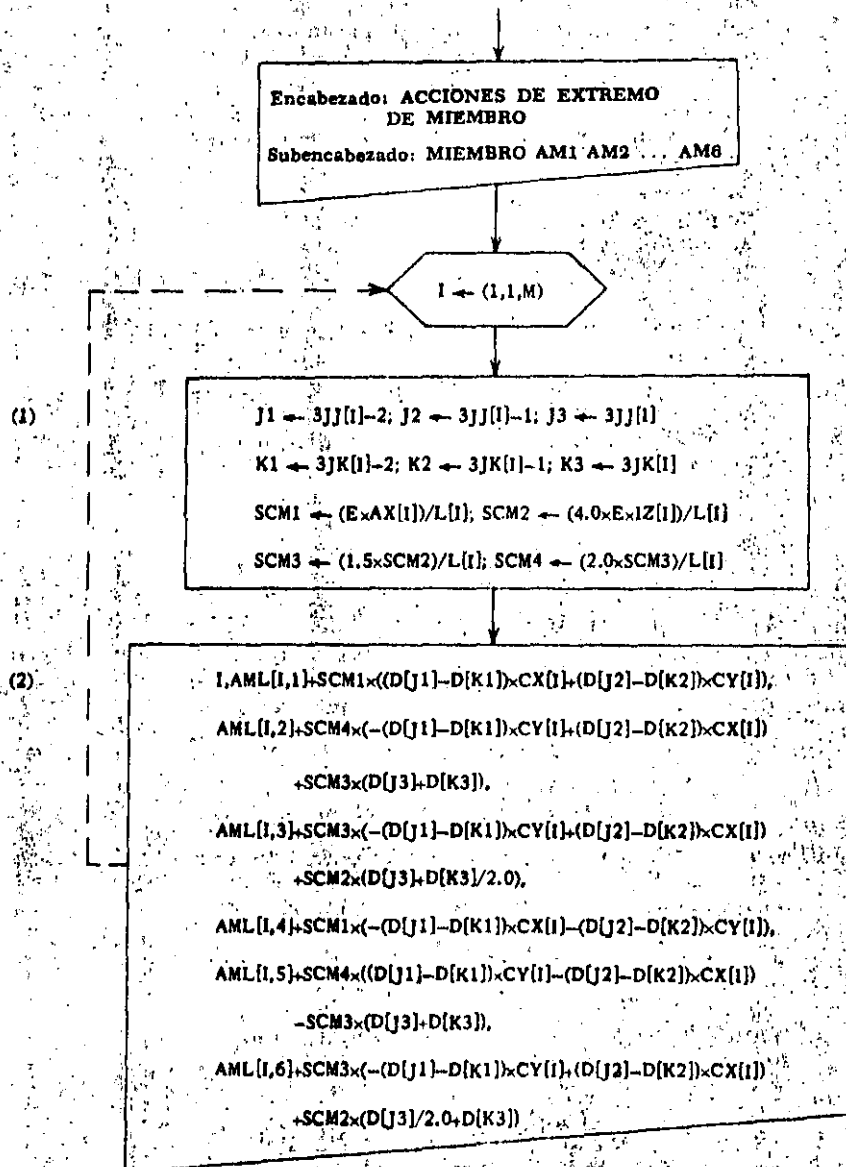
5. Cálculo y salida de resultados

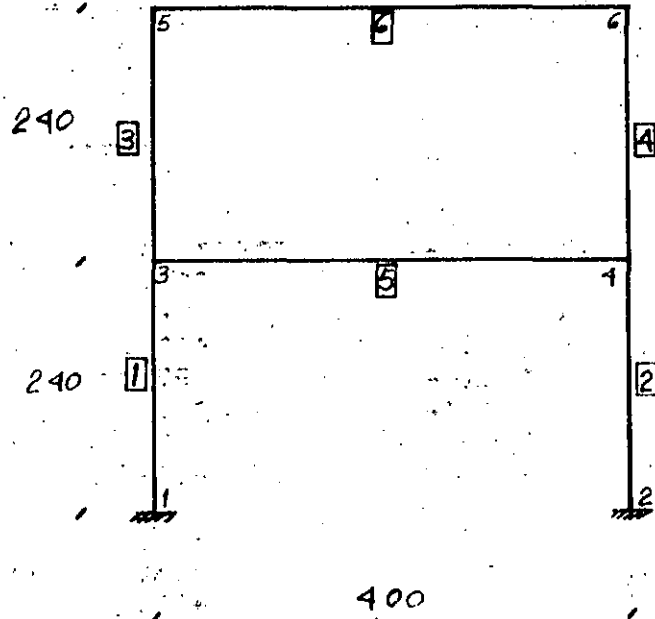
a. Desplazamientos de nudos y reacciones de apoyos





5b. Acciones de extremo de miembro





EJEMPLO

STRUCTURE MARCO PRUEBA
 TYPE PLANE FRAME
 NUMBER OF JOINTS 6
 NUMBER OF MEMBERS 6
 NUMBER OF SUPPORTS 2
 NUMBER OF LOADINGS 1

JOINT COORDINATES
 1 0.00 0.00 S
 2 4.00 0.00 S
 3 0.00 2.40
 4 4.00 2.40
 5 0.00 4.80
 6 4.00 4.80

MEMBER INCIDENCES
 1 1 3
 2 2 4
 3 3 5
 4 4 6
 5 3 4
 6 5 6

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC
 1 THRU 4 AX 0.09 IZ 0.00068
 5 THRU 6 AX 0.08 IZ 0.00107

CONSTANTS E 1414213.6 ALL
 TABULATE ALL

LOADING 1 CARGA VERTICAL
 MEMBER LOADS

5 THRU 6 FORCE Y UNIF -1.0
 SOLVE

PROBLEM CORRECTLY SPECIFIED, EXECUTION TO PROCEED.

STRUCTURE MARCO PRUEBA

LOADING 1 CARGA VERTICAL

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	3.999	-0.247	-0.20
1	3	-3.999	0.247	-0.39
2	2	3.999	0.247	0.20
2	4	-3.999	-0.247	0.39
3	3	2.000	-0.716	-0.75
3	5	-2.000	0.716	-0.96
4	4	1.999	0.716	0.75
4	6	-1.999	-0.716	0.96
5	3	-0.468	2.000	1.15
5	4	0.468	1.999	-1.15
6	5	0.716	2.000	0.96
6	6	-0.716	1.999	-0.96

APPLIED JOINT LOADS, FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
3	-0.000	0.000	0.00
4	0.000	0.000	-0.00
5	0.000	-0.000	0.00
6	-0.000	-0.000	-0.00

REACTIONS, APPLIED LOADS SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
1	0.247	3.999	-0.20
2	-0.247	3.999	0.20

FREE JOINT DISPLACEMENTS..

29

JOINT	X-DISPLACEMENT	Y-DISPLACEMENT	ROTATION
3	-0.0000	-0.0000	-0.0002
4	0.0000	-0.0000	0.0002
5	0.0000	-0.0001	-0.0004
6	-0.0000	-0.0001	0.0004

PROGRAMAS GENERALES DE ANALISIS ESTRUCTURAL.

ASKA.- Desarrollado en el Institut Fur Statik und Dynamik de la Universidad de Stuttgart en Alemania es probablemente el precursor de los programas generales de análisis estructural. Su biblioteca de elementos finitos (Tabla 1) es amplia y formada en gran parte con resultados de investigaciones efectuadas bajo la dirección de Argyris. Aun cuando no tiene opciones de pre y postproceso, la estrada de datos es por un lenguaje de facil uso. Contiene opciones para guardar información de solución parcial y continuar el proceso por subestructura, opción que también incluye este programa.

DAISY.- El el programa de análisis general que utiliza la Lockheed Missile and Space Company. La biblioteca de elementos finitos contempla los mismos tipos de elementos que STRUDL (Tabla 1). La entrada de datos es por medio de un lenguaje de simple comunicación usuario-computadora que permite llamar a los submódulos conforme se requiera. Las opciones de pre y postproceso son, tal vez, las más elaboradas en este tipo de programas.

Lockheed ha desarrollado un extenso sistema interactivo de gráficas en pantalla que permite al usuario la fácil verificación del modelo y resultados. El sistema de gráficas incluye: rotación del modelo, vistas por ángulos arbitrarios, amplificación de secciones, cortes, graficación de configuraciones deformados, etc.

NASTRAN.- Desarrollado por Computer Sciences Corporation para la NASA, es un programa general muy completo con amplia biblioteca de elementos (Tabla 1), donde la falta del elemento sólido tridimensional es evidente y tal vez se tenga en versiones recientes del programa. La entrada de datos es por medio de un lenguaje simplificado a la manera de ASKA y DAISY. Además de los tipos usuales de análisis; estático y dinámico, NASTRAN incluye pandeo análisis no lineal y análisis dinámico con amortiguamiento general y en consecuencia, eigen-valores complejos.

SAP.- Desarrollado en la U. de California, Berkeley, es a la fecha el programa más eficiente para análisis general de estructuras. Esta eficiencia está centrada en el método directo de rigideces implementando con indicadores para ensamble de una matriz global compacta y en el algoritmo de solución del sistema de ecuaciones por bloques y columnas activas (pero no compactas). Sin embargo, SAP no es un programa orientado totalmente al uso práctico y por esto carece de un lenguaje usuario-computadora y la entrada de datos es en formato rígido. No tiene capacidad de pre y postproceso, pero usuarios independientes han desarrollado en fechas recientes programas adicionales para estas funciones, los cuales son compatibles con SAP. La versión más usada (SAP IV) está formada por una amplia biblioteca de elementos finitos (Tabla 1).

STRUDL.- Desarrollado en el MIT, STRUDL es un subsistema del paquete ICES para análisis de problemas de ingeniería civil. El lenguaje de comunicación POL (Problem Oriented Language) es elaborado y de fácil manejo para el usuario. La biblioteca de elementos (Tabla 1) es amplia, notándose la ausencia de elementos axisimétricos. STRUDL sin embargo, tiene el problema de producir costos elevados de operación. El programa proporciona al usuario con un paquete de diseño para armaduras y marcas de acero y concreto, pero el uso de estas opciones no tiene mucha aceptación.

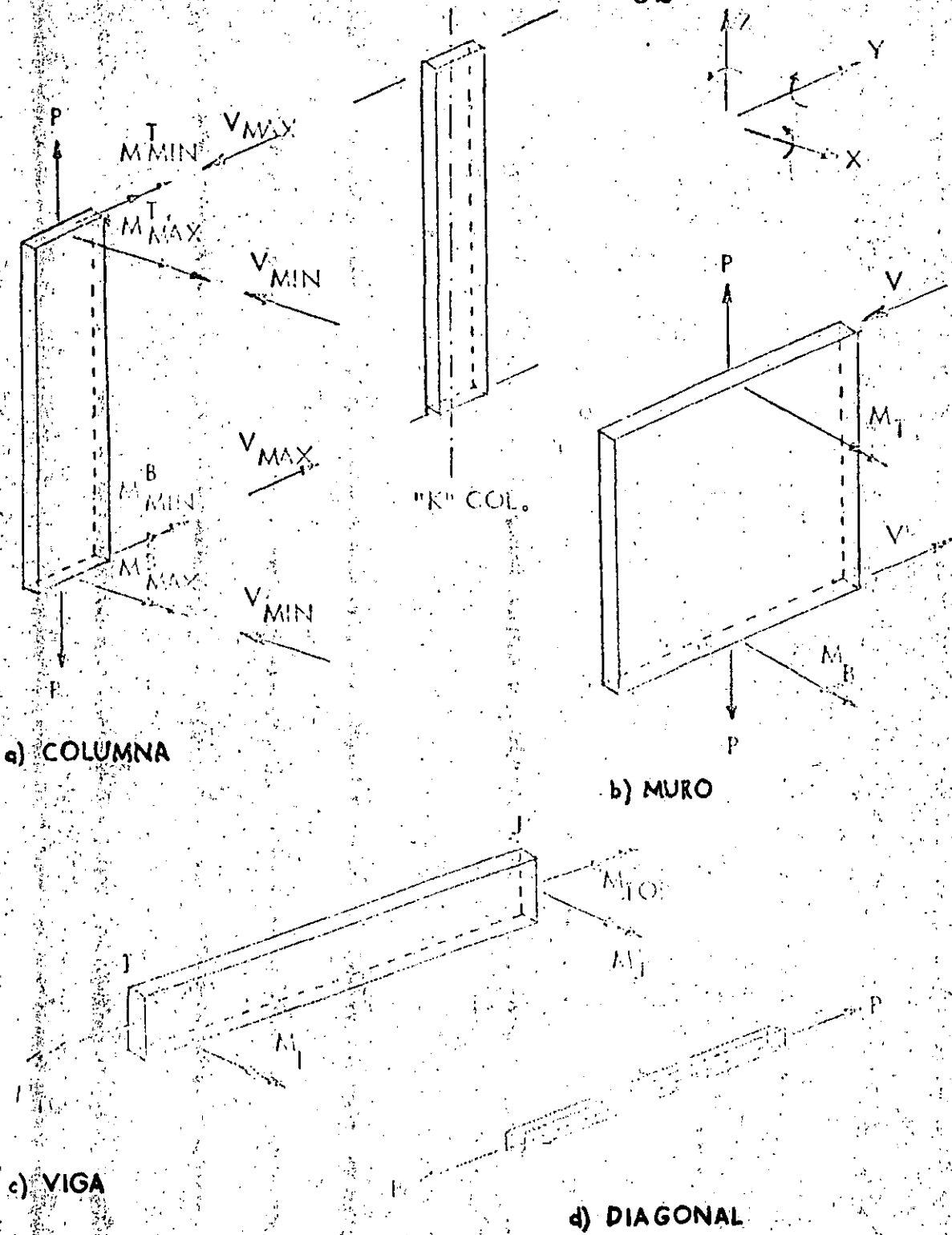


Fig 3 Convención de signos para las acciones en los miembros

Approximate Analytical Model for Multistory Frames

WILLIAM J. LEMESSURIER, ROBERT J. McNAMARA, AND J. C. SCRIVENER

33

$$I_{mc} = q \sum_{i=1}^q (I_{pc})_i$$

$$A_{mc} = \frac{1}{q} \sum_{i=1}^q (A_{pc})_i$$

$$I_{mg} = \sum_{i=1}^q (I_{pg})_i$$

$$A_{mg} = \sum_{i=1}^q (A_{pg})_i$$

where

- q = Number of stories modeled into one
- I_{mc}, I_{mg} = Moments of inertia of the model column and model girder, respectively
- A_{mc}, A_{mg} = Cross-sectional areas of the model column and girder, respectively
- $(I_{pc})_i, (I_{pg})_i$ = Moments of inertia of the i th story of the q stories modeled into one for the prototype column, and girder, respectively
- $(A_{pc})_i, (A_{pg})_i$ = Cross-sectional area of the i th story of the q stories modeled into one for the prototype column and girder, respectively

Lateral Loading

$$P_m = \sum_{i=1}^q (P_p)_i$$

Internal Moments and Forces

$$M_{pg} = \frac{M_{mg}}{q}$$

$$M_{pc} = \frac{M_{mc}}{q}$$

$$N_{pg} = \frac{N_{mg}}{q}$$

$$N_{pc} = N_{mc}$$

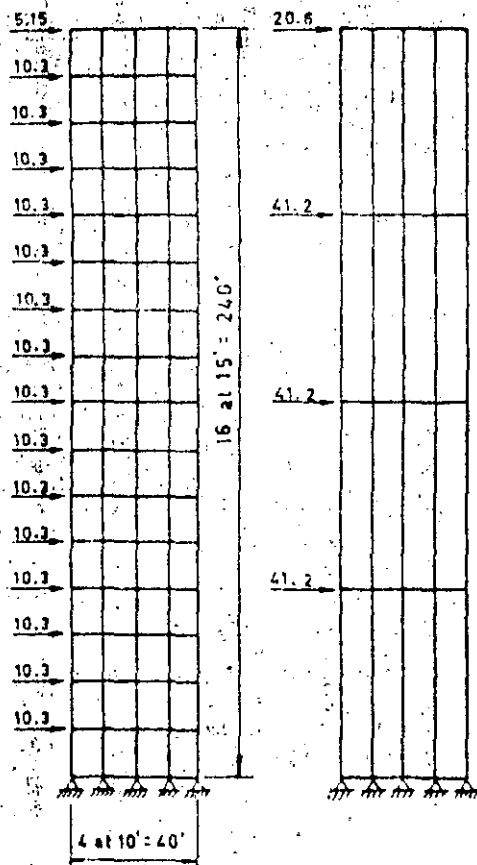


Fig. 1a-Prototype.

Fig. 1b-Model.

Fig. 1. Unbraced prototype and model frames--Example 1

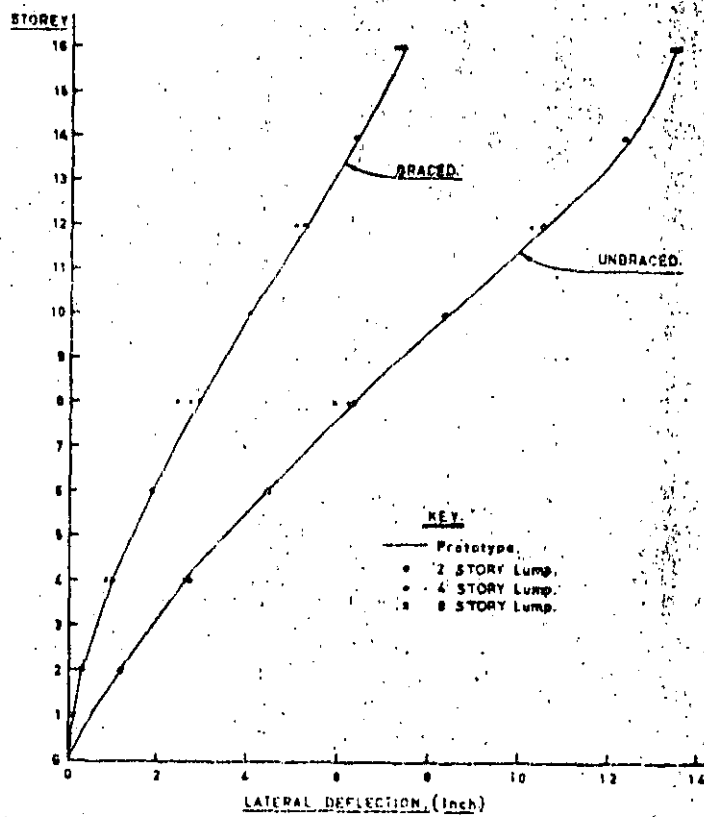
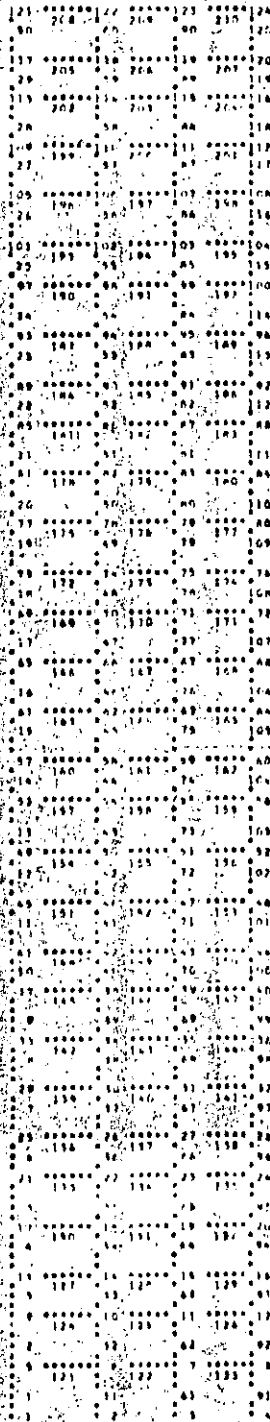


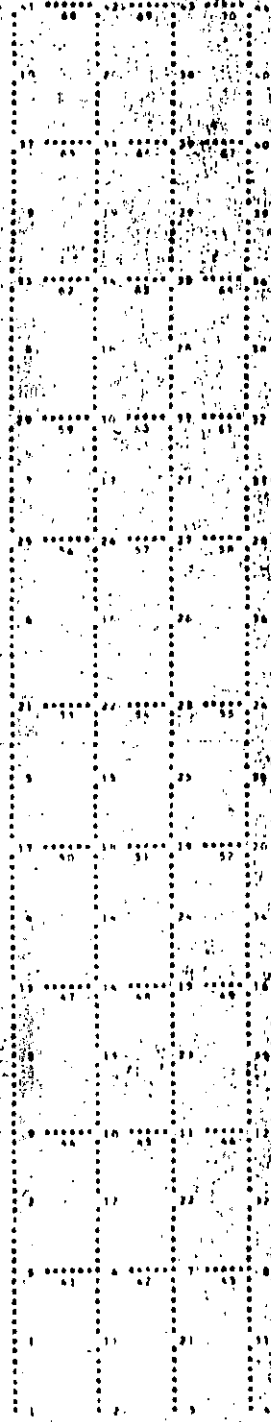
Fig. 3. Comparison of deflected profiles of prototype and models of Example 1

STRUCTURA MARCO MODELO B



prototipo (fig. 1A)

STRUCTURA MARCO MODELO B



modelo B (fig. 1B)

STRUCTURA MARCO MODELO C



modelo C (fig. 1C)

STRUCTURE MODEL B (Fig. 1A)

121	264	208	210
13	238	208	207
15	202	203	251
20	202	203	251
27	202	203	251
28	202	203	251
30	202	203	251
31	202	203	251
32	202	203	251
33	202	203	251
34	202	203	251
35	202	203	251
36	202	203	251
37	202	203	251
38	202	203	251
39	202	203	251
40	202	203	251
41	202	203	251
42	202	203	251
43	202	203	251
44	202	203	251
45	202	203	251
46	202	203	251
47	202	203	251
48	202	203	251
49	202	203	251
50	202	203	251
51	202	203	251
52	202	203	251
53	202	203	251
54	202	203	251
55	202	203	251
56	202	203	251
57	202	203	251
58	202	203	251
59	202	203	251
60	202	203	251
61	202	203	251
62	202	203	251
63	202	203	251
64	202	203	251
65	202	203	251
66	202	203	251
67	202	203	251
68	202	203	251
69	202	203	251
70	202	203	251
71	202	203	251
72	202	203	251
73	202	203	251
74	202	203	251
75	202	203	251
76	202	203	251
77	202	203	251
78	202	203	251
79	202	203	251
80	202	203	251
81	202	203	251
82	202	203	251
83	202	203	251
84	202	203	251
85	202	203	251
86	202	203	251
87	202	203	251
88	202	203	251
89	202	203	251
90	202	203	251
91	202	203	251
92	202	203	251
93	202	203	251
94	202	203	251
95	202	203	251
96	202	203	251
97	202	203	251
98	202	203	251
99	202	203	251
100	202	203	251

modelo B (Fig. 1A)

STRUCTURE MODEL B (Fig. 1B)

1	2	3	4
5	6	7	8
9	10	11	12
13	14	15	16
17	18	19	20
21	22	23	24
25	26	27	28
29	30	31	32
33	34	35	36
37	38	39	40
41	42	43	44
45	46	47	48
49	50	51	52
53	54	55	56
57	58	59	60
61	62	63	64
65	66	67	68
69	70	71	72
73	74	75	76
77	78	79	80
81	82	83	84
85	86	87	88
89	90	91	92
93	94	95	96
97	98	99	100

modelo B (Fig. 1B)

STRUCTURE MODEL C (Fig. 1C)

1	2	3	4
5	6	7	8
9	10	11	12
13	14	15	16
17	18	19	20
21	22	23	24
25	26	27	28
29	30	31	32
33	34	35	36
37	38	39	40
41	42	43	44
45	46	47	48
49	50	51	52
53	54	55	56
57	58	59	60
61	62	63	64
65	66	67	68
69	70	71	72
73	74	75	76
77	78	79	80
81	82	83	84
85	86	87	88
89	90	91	92
93	94	95	96
97	98	99	100

modelo C (Fig. 1C)

PROPIEDADES

	Prototipo	Modelo B (3 pisos/1)	Modelo C (6 pisos/1)
Columnas (area)	0.40	$1/3(0.40 + 0.40 + 0.40) = 0.40$	$1/6(0.4 + 0.4 + 0.4 + 0.4 + 0.4 + 0.4) = 0.40$
Trabes (area)	0.21	$(0.21 + 0.21 + 0.21) = 0.63$	$(0.21 + 0.21 + 0.21 + 0.21 + 0.21 + 0.21) = 1.26$
Columnas (inercia)	0.0144	$3(0.0144 + 0.0144 + 0.0144) = 0.1296$	$6(0.0144 + 0.0144 + 0.0144 + 0.0144 + 0.0144 + 0.0144) = 0.5184$
Trabes (inercia)	0.008575	$(0.008575 + 0.008575 + 0.008575) = 0.025725$	$(0.008575 + 0.008575 + 0.008575 + 0.008575 + 0.008575 + 0.008575) = 0.5145$

Tabla 1

STRUCTURE MARCO MODELO (6 PISOS EN 1)

TYPE PLANE FRAME
 NUMBER OF JOINTS 24
 NUMBER OF MEMBERS 35
 NUMBER OF SUPPORTS 4
 NUMBER OF LOADINGS 1

38

JOINT COORDINATES

1	0.00	0.00	S
2	6.00	0.00	S
3	12.00	0.00	S
4	18.00	0.00	S
5	0.00	18.00	
6	6.00	18.00	
7	12.00	18.00	
8	18.00	18.00	
9	0.00	36.00	
10	6.00	36.00	
11	12.00	36.00	
12	18.00	36.00	
13	0.00	54.00	
14	6.00	54.00	
15	12.00	54.00	
16	18.00	54.00	
17	0.00	72.00	
18	6.00	72.00	
19	12.00	72.00	
20	18.00	72.00	
21	0.00	90.00	
22	6.00	90.00	
23	12.00	90.00	
24	18.00	90.00	

MEMBER INCIDENCES

1	1	5
2	5	9
3	9	13
4	13	17
5	17	21
6	2	6
7	6	10
8	10	14
9	14	18
10	18	22
11	3	7
12	7	11
13	11	15
14	15	19
15	19	23
16	4	8
17	8	12
18	12	16
19	16	20
20	20	24
21	5	6
22	6	7

23	7	8
24	9	10
25	10	11
26	11	12
27	13	14
28	14	15
29	15	16
30	17	18
31	18	19
32	19	20
33	21	22
34	22	23
35	23	24

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

1 THRU 20 AX 0.40000 IZ 0.51840000
 21 THRU 32 AX 1.26000 IZ 0.05142000
 33 THRU 35 AX 0.84000 IZ 0.03428000

CONSTANTS E 1414214.0 ALL

TABULATE ALL

LOADING I FUERZAS LATERALES

JOINT LOADS

5 FORCE X 9.10
 9 FORCE X 17.94
 13 FORCE X 26.30
 17 FORCE X 36.66
 21 FORCE X 29.64

SOLVE

PROBLEM CORRECTLY SPECIFIED. EXECUTION TO PROCEED.

STRUCTURE MARCO MODELO (6 PISOS EN 1)

24

LOADING 1 FUERZAS LATERALES

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	-296.355	25.709	430.22
1	5	296.355	-25.709	32.54
2	5	-215.641	19.441	217.04
2	9	215.641	-19.441	132.90
3	9	-130.254	15.656	130.40
3	13	130.254	-15.656	151.40
4	13	-61.617	10.913	60.69
4	17	61.617	-10.913	135.74
5	17	-17.670	3.087	0.01
5	21	17.670	-3.087	55.55
6	2	-61.677	34.044	480.18
6	6	61.677	-34.044	132.60
7	6	-54.838	35.739	364.75
7	10	54.838	-35.739	278.55
8	10	-41.122	30.562	267.77
8	14	41.122	-30.562	282.35
9	14	-25.572	22.200	169.93
9	18	25.572	-22.200	229.68
10	18	-9.687	11.683	77.75
10	22	9.687	-11.683	132.55
11	3	61.738	34.032	480.04
11	7	-61.738	-34.032	132.53
12	7	54.869	35.737	364.74
12	11	-54.869	-35.737	278.53
13	11	41.144	30.562	267.76
13	15	-41.144	-30.562	282.35
14	15	25.581	22.196	169.89
14	19	-25.581	-22.196	229.64
15	19	9.687	11.684	77.76
15	23	-9.687	-11.684	132.55
16	4	296.295	25.680	429.83
16	8	-296.295	-25.680	32.40
17	8	215.610	19.441	217.08
17	12	-215.610	-19.441	132.87
18	12	130.232	15.657	130.39

18	16	-130.232	-15.657	151.43
19	16	61.608	10.904	60.61
19	20	-61.608	-10.904	135.65
20	20	17.670	3.088	0.05
20	24	-17.670	-3.088	55.53
21	5	2.825	-80.714	-249.59
21	6	-2.825	80.714	-234.69
22	6	4.522	-87.554	-262.67
22	7	-4.522	87.554	-262.65
23	7	6.226	-80.684	-234.62
23	8	-6.226	80.684	-249.48
24	9	14.125	-85.387	-263.31
24	10	-14.125	85.387	-249.01
25	10	8.974	-99.102	-297.31
25	11	-8.974	99.102	-297.29
26	11	3.779	-85.377	-249.00
26	12	-3.779	85.377	-263.26
27	13	21.489	-68.636	-212.10
27	14	-21.489	68.636	-199.71
28	14	13.046	-84.186	-252.57
28	15	-13.046	84.186	-252.55
29	15	4.690	-68.624	-199.70
29	16	-4.690	68.624	-212.04
30	17	28.765	-43.947	-135.75
30	18	-28.765	43.947	-127.92
31	18	18.250	-59.832	-179.50
31	19	-18.250	59.832	-179.48
32	19	7.735	-43.938	-127.91
32	20	-7.735	43.938	-135.71
33	21	26.469	-17.670	-55.54
33	22	-26.469	17.670	-50.47
34	22	14.786	-27.357	-82.07
34	23	-14.786	27.357	-82.06
35	23	3.056	-17.670	-50.48
35	24	-3.056	17.670	-55.53

APPLIED JOINT LOADS, FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
5	9.093	-0.000	0.00
6	0.001	0.000	-0.00
7	-0.001	-0.000	0.00
8	0.011	0.000	0.00
9	17.911	-0.000	-0.00
10	0.025	0.000	0.00
11	-0.020	-0.000	0.00
12	0.005	-0.000	0.00
13	26.232	-0.000	0.00
14	-0.081	0.000	0.00
15	0.010	0.000	0.00
16	0.061	-0.000	0.00
17	36.591	0.000	0.00

18	0.002	0.000	0.00
19	-0.002	-0.000	0.00
20	0.079	-0.000	0.00
21	29.557	0.000	0.00
22	0.100	-0.000	0.00
23	-0.046	-0.000	0.00
24	0.032	-0.000	0.00

42

41

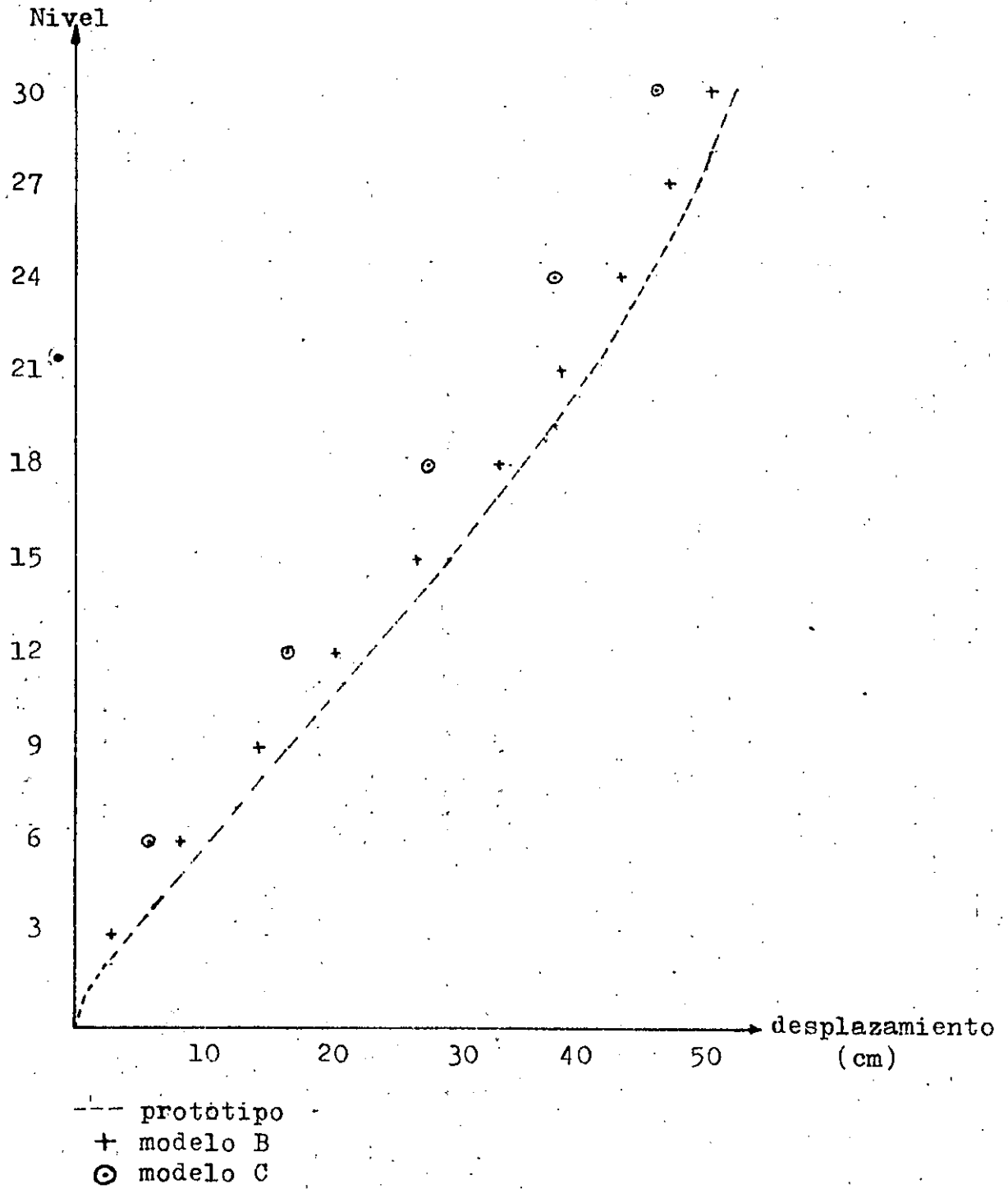
REACTIONS, APPLIED LOADS SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
1	-25.709	-296.355	430.22
2	-34.044	-61.677	480.18
3	-34.032	61.738	480.04
4	-25.680	296.295	429.83

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-DISPLACEMENT	Y-DISPLACEMENT	ROTATION
5	0.0609	0.0094	-0.0048
6	0.0609	0.0019	-0.0042
7	0.0609	-0.0019	-0.0042
8	0.0609	-0.0094	-0.0048
9	0.1710	0.0162	-0.0059
10	0.1709	0.0037	-0.0053
11	0.1709	-0.0037	-0.0053
12	0.1709	-0.0162	-0.0059
13	0.2855	0.0204	-0.0056
14	0.2854	0.0050	-0.0051
15	0.2854	-0.0050	-0.0051
16	0.2854	-0.0204	-0.0056
17	0.3863	0.0223	-0.0047
18	0.3862	0.0058	-0.0044
19	0.3861	-0.0058	-0.0044
20	0.3861	-0.0223	-0.0047
21	0.4674	0.0229	-0.0040
22	0.4673	0.0061	-0.0037
23	0.4672	-0.0061	-0.0037
24	0.4672	-0.0229	-0.0040

GRAFICA DE DEFORMACIONES (fig 2)



ELEMENTOS MECANICOS

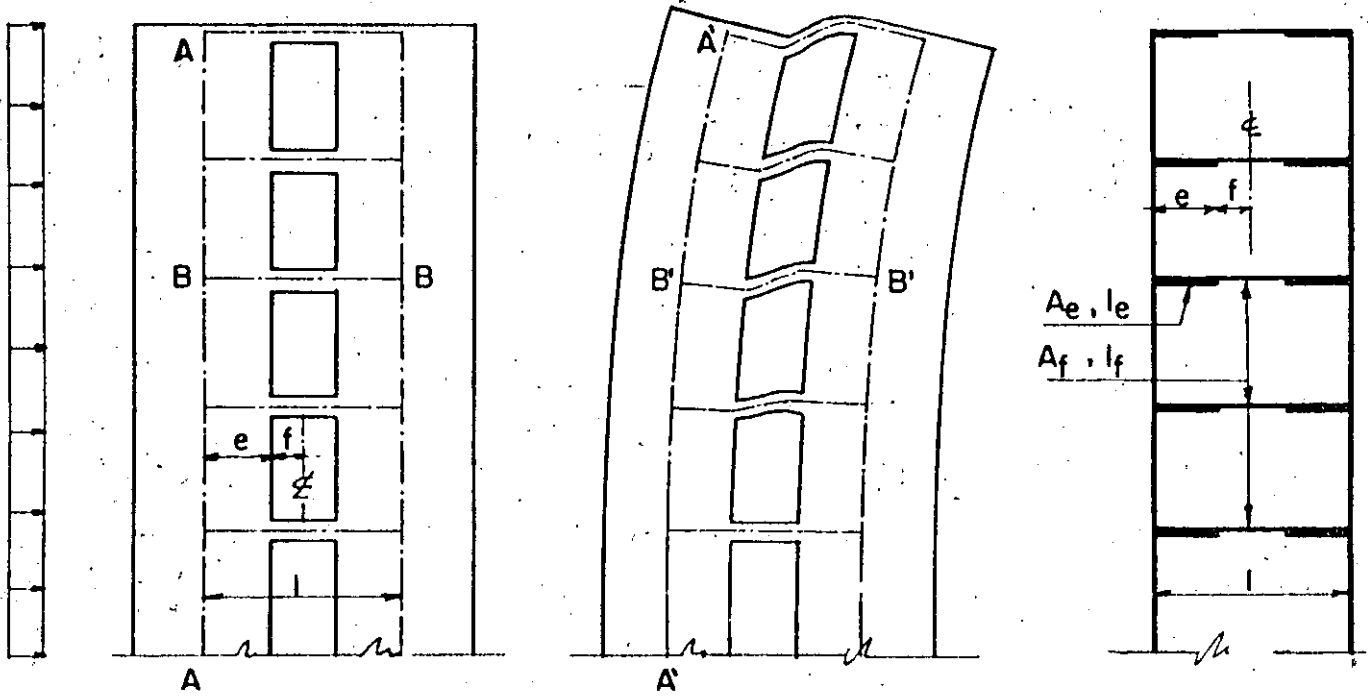
Prototipo		Modelo b		Modelo C	
axial	momento	axial	momento	axial	momento
1.556	-55.73	4.677	-167.11	8.974	-297.31
1.556	-55.73	1.559	-55.70	1.496	-49.55

Tabla 2

Nota: los elementos mecánicos corresponden a la trabe central del piso # 12

Análisis de Muros de Cortante Usando Programas Estándar para Computadoras

Se analizan muros y marcos de muros de cortante por medio de programas de computadoras con los que están familiarizados los ingenieros. Este método permite analizar muros de cortante con un número arbitrario de franjas de aberturas de cualquier forma y de muros de cortante escalonados. Se pueden tomar en cuenta las alturas variables de piso y cualquier distribución de carga de viento.



I(a) SHEAR WALL

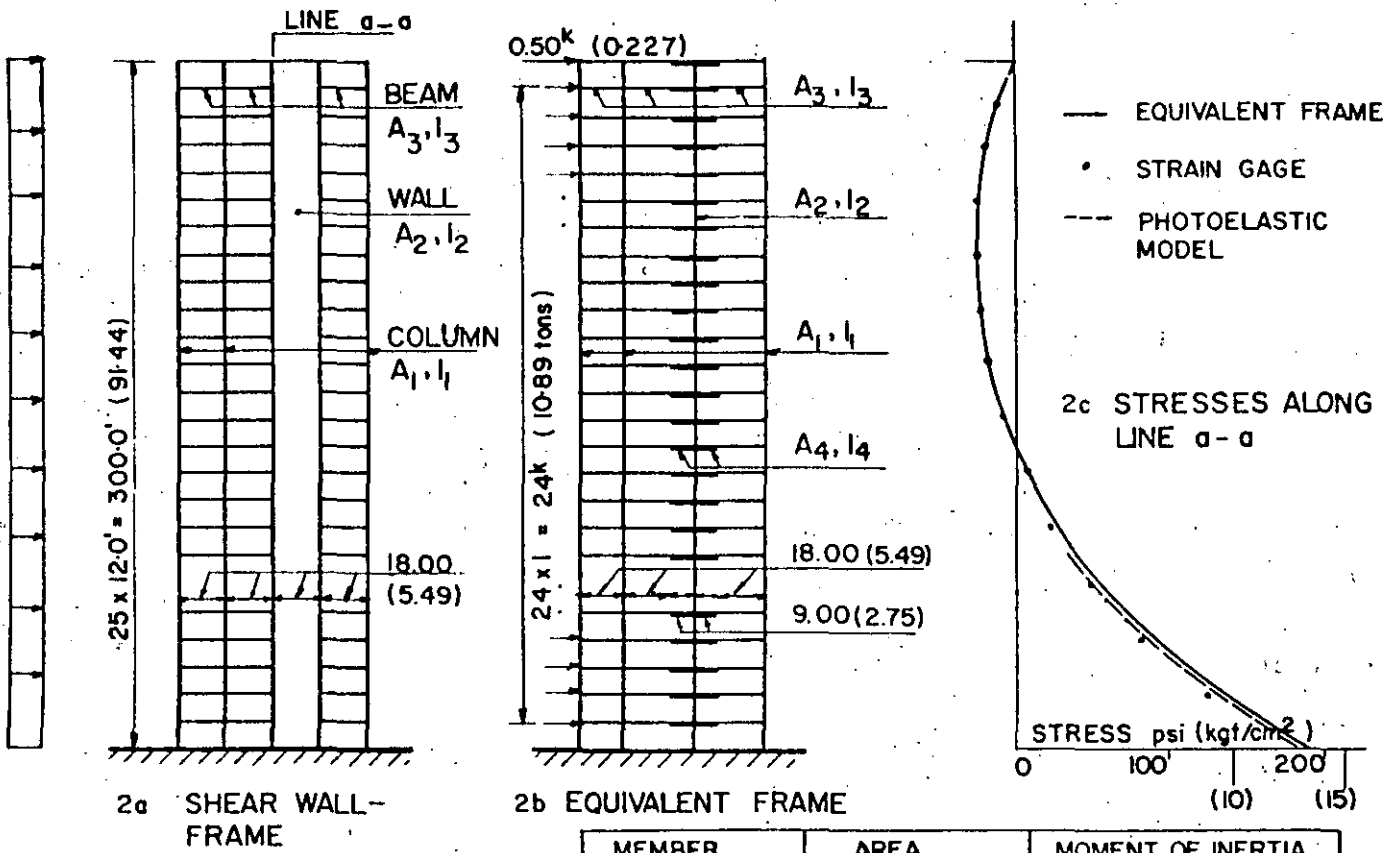
I(b) SHEAR WALL UPON LOADING

I(c) EQUIVALENT FRAME

TABLE I—RELATIONSHIP BETWEEN CROSS-SECTIONAL PROPERTIES OF CENTER SECTIONS AND END SECTIONS OF CONNECTING BEAMS OF SHEAR WALLS

ef	K_1	K_2
0.5	50	238
1.0	100	700
2.0	200	2600
3.0	300	6300
5.0	600	21500

Cross-sectional area: $A_e = K_1 A_f$ (see Fig. 1)
 Moment of inertia: $I_e = K_2 I_f$



MEMBER	AREA ft ² (m ²)	MOMENT OF INERTIA ft ⁴ (m ⁴)
COLUMN	2.0 (0.19)	0.67 (0.0058)
WALL	18.0 (1.67)	486.00 (4.18)
BEAM	15 (0.14)	0.28 (0.0024)
END SECTION	150.0 (13.94)	196.00 (1.690)



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

Aspectos Generales Sobre Proyecto, Diseño y Construcción

ANALISIS ESTRUCTURAL

S. T. R. E. S. S.

OCTUBRE, 1984.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION PROFESIONAL

INSTRUCTIVO DE USUARIO

STRUCTURAL ENGINEERING SYSTEM SOLVER

S T R E S S

(ANALISIS DE ESTRUCTURAS MEDIANTE COMPUTADORA)

CENTRO DE CALCULO (CECAFI)

PABLO ENRIQUEZ Y MEZA

S T R E S S

1

Sistema para resolver problemas de Ingeniería Estructural.

Es un programa que como su nombre lo indica, resuelve problemas de estructuras por medio de la computadora.

El usuario describe el problema en el lenguaje del STRESS para la computadora 1130; esta descripción incluye el tipo y tamaño de la estructura, así como sus dimensiones físicas, cargas actuantes y resultados que se deseen obtener.

El lenguaje del STRESS es fácil de comprender ya que los términos que se utilizan son los mismos que en la Ingeniería*, una ventaja muy grande es que no se necesita experiencia en programación.

Mediante este programa se pueden analizar vigas, vigas continuas, armaduras planas ó en el espacio, retículas planas, así como marcos planos ó en el espacio.

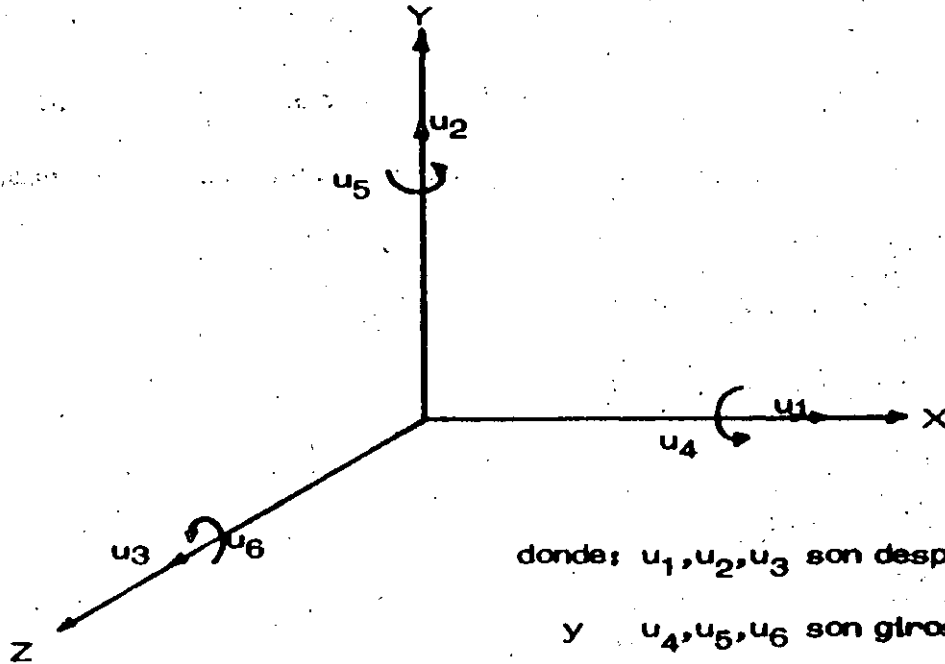
El STRESS analiza estructuras cargadas estáticamente por medio de la teoría elástica, para miembros prismáticos; esto es miembros que se pueden representar por su eje centroidal.

SISTEMAS COORDENADOS

El STRESS utiliza para situar una estructura, un Sistema de ejes coordenados (Cartesiano). Figura 1

* términos expresados en idioma Ingles.

EJES GENERALES



donde: u_1, u_2, u_3 son desplazamientos
 y u_4, u_5, u_6 son giros

Figura 1

En estos ejes se sitúa la estructura, esto es, las coordenadas de las juntas. Todas las cargas que se tengan actuando en una junta se referirán a éstos ejes; los desplazamientos, así como los elementos mecánicos resultantes del análisis, en los soportes, además de los grados de libertad con que pueda contar alguno de estos apoyos también se referirán a los ejes generales.

EJES LOCALES

Para las cargas que actúan en las barras, para la libertad de miembros así como para la interpretación de los resultados hay que referirlos a los ejes locales. Figura 2

Los ejes locales quedan definidos de la siguiente forma:

El eje x' está contenido en el eje centroidal y principal del miembro de que se trate, el sentido queda definido con las incidencias; (P.e. si el miem

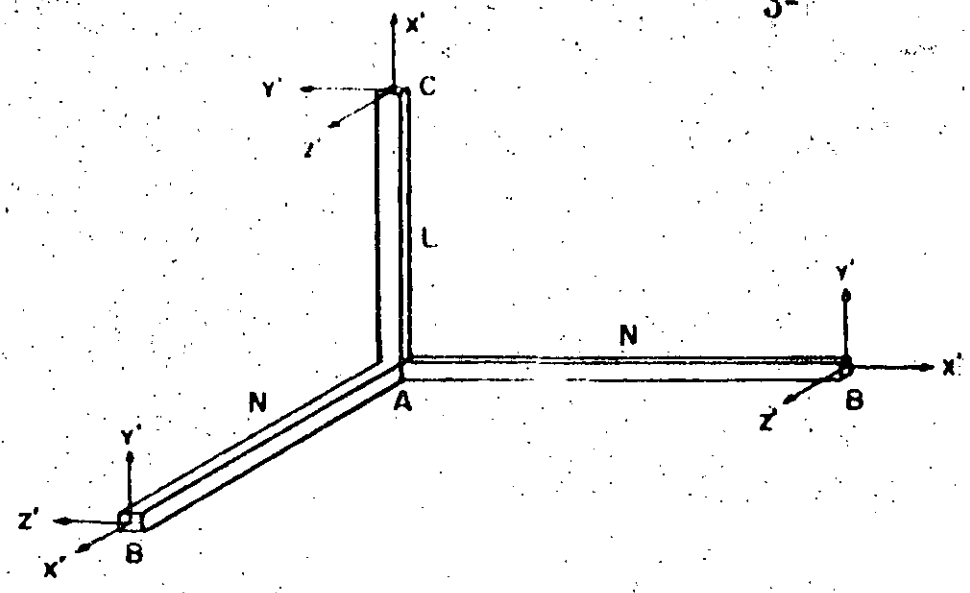


Figura 2

bro N, quedó establecido que va de A a B, el sentido sería el mostrado en la Figura 2). El eje y' será perpendicular al eje x' y el sentido será el del eje Y general. El eje z' queda obligado a ser perpendicular al plano formado por los ejes x' y y' y el sentido será el que de al seguir la regla del tornillo derecho, esto es abatiendo el eje x' sobre el eje y' .

En el caso del miembro L, si suponemos que el miembro va de A a C el sentido x' es el mostrado en la figura; el eje y' es paralelo al eje X general, pero de sentido contrario. El eje z' se localiza con la misma regla que en el ejemplo anterior

TIPOS DE ESTRUCTURAS

Los tipos de estructuras que analiza el STRESS son las siguientes:

- i.- Armaduras planas
- ii.- Marcos planos
- iii.- Retículas planas
- iv.- Armaduras en el espacio

v.- Marcos en el espacio

EL USO DE LIBERTADES EN SOPORTES O JUNTAS RIGIDAS

El lenguaje STRESS 1130 proporciona la palabra "releases" que sirve para indicar que algún componente del vector (Fig. 2) es igual a cero.

Dos tipos de releases son usados en el lenguaje:

- a) Joint releases
- b) Member releases

JOINT RELEASES

Este tipo de release es usado para las juntas que son soportes, y la libertad que se quiera proporcionar a los soportes deberá estar referida a los ejes generales. Este tipo de release no afecta la continuidad de los miembros que concurren a ese nudo.

Ejemplo

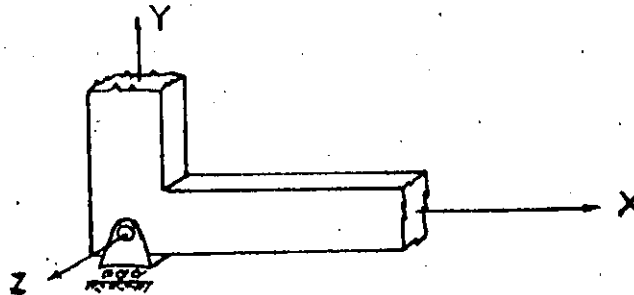


Figura 4

En este ejemplo la junta tiene libertad de desplazamiento en el sentido X así como libertad de giro alrededor del eje Z.

MEMBER RELEASES

Estos releases como su nombre lo indica se utilizan para dar libertad de giro ó de desplazamiento al principio ó final de un miembro.

UNIDADES

El STRESS no está programado para hacer transformación de unidades por lo tanto las unidades de entrada deben ser homogéneas. Por ejemplo

si las cargas están dadas en toneladas, las medidas en metros, entonces el módulo de elasticidad E del material deberá estar en ton/m^2 .

ORDENES DE ENCABEZADO

STRUCTURE comentario

Esta orden sirve para iniciar un nuevo problema por lo tanto es la primera tarjeta de datos. La parte de comentario se puede utilizar para identificación fecha etc.

Ejemplo

STRUCTURE MARCO SIN CONTRAVENTEADO

LOADING comentario

Sirve para definir un determinado número de cargas individuales que actúan como una condición de carga. Las labras que siguen a LOADING se consideran como comentarios.

Ejemplo

LOADING I CARGA VERTICAL

ORDENES DESCRIPTIVAS

Las siguientes cuatro órdenes definen el tamaño de un problema.

Son necesarias para cada nuevo problema.

NUMBER OF JOINTS N* número de juntas

* N número entero (sin punto decimal)

NUMBER OF MEMBERS	N	número de miembros
NUMBER OF SUPPORTS	N	número de apoyos (soportes)
NUMBER OF LOADINGS	N	número de condiciones de carga (no cargas individuales)

Ejemplo.- Si se tiene un grupo de cargas que son el peso propio de la estructura y otro grupo que pudieran ser las fuerzas de sismo entonces tendríamos:

NUMBER OF LOADINGS 2

La siguiente orden es la que especifica el tipo de estructura del que se trata.

TYPE PLANE TRUSS	armadura plana
TYPE PLANE FRAME	marco plano
TYPE PLANE GRID	retícula plana
TYPE SPACE TRUSS	armadura en el espacio
TYPE SPACE FRAME	marco en el espacio

Solamente una orden de TYPE se usará en cada problema.

Para pedir al programa los resultados se utiliza la orden de salida

TABULATE

Después de esta primera palabra se utilizará cualquiera de éstas otras cuatro:

FORCES	Se obtienen los elementos mecánicos en el principio y final de los miembros.
REACTIONS	Tabulación de las reacciones en los soportes, así como las cargas que actúan en las juntas
DISPLACEMENTS	Tabulación de los desplazamientos de las juntas.



ALL Todo lo referente a los tres anteriores

La palabra MEMBER 6 JOINT se puede intercalar entre la primera y segunda palabra, con objeto de obtener una mayor comprensión en la orden especificada.

Ejemplo.

TABULATE MEMBER FORCES

TABULATE JOINT REACTIONS

TABULATE ALL

Para la terminación del programa se utiliza la orden SOLVE

ORDENES DE DATOS DE/EN LA ESTRUCTURA

ORDEN DE COORDENADAS

JOINT COORDINATES

encabezado

J X α_1 Y α_2 Z α_3

tabulación

donde J es la junta que se esté tratando, α_1 coordenada X, α_2 coordenada Y y α_3 coordenada Z.

Ejemplo

JOINT COORDINATES

JOINT COORDINATES

1 X 0.0 Y 0.0 Z 0.0

1 0.0 0.0 0.0

2 X 2.0 Y 0.0 Z 0.0

2 2.0 0.0 0.0

3 X 0.0 Y 0.0 Z 1.0

3 0.0 0.0 1.0

4 X 2.0 Y 0.0 Z 1.0

4 2.0 0.0 1.0

El ejemplo de la derecha tiene la misma significación que el de la izquierda



ORDEN DE LIBERTAD EN LAS JUNTAS

JOINT RELEASES

encabezado

J FORCE X Y Z MOMENT X Y Z

tabular

donde J es la junta a la que se quiera dar libertad de desplazamiento ó de giro. El usuario escribirá el tipo de desplazamiento ó giro, según las necesidades en su estructura.

Ejemplo

JOINT RELEASES

5 FORCE X MOMENT Z

2 MOMENT Z

El primer ejemplo indica que la junta # 5 tiene libertad de desplazamiento en X y libertad de girar alrededor del eje Z.

ORDEN DE INCIDENCIA DE LOS MIEMBROS

MEMBER INCIDENCES

encabezado

M JA JB

tabular

donde M miembro del que se trate JA junta donde empieza el miembro y JB junta donde termina el miembro. El sentido del eje x' local queda definido de JA hacia JB.

Ejemplo

MEMBER INCIDENCES

1 4 6

2 7 2

3 1 8

El primer ejemplo significa que el miembro 1 empieza en la junta 4 y termina en la junta 6 .

ORDEN DE LIBERTAD EN LOS MIEMBROS

MEMBER RELEASES

encabezado

M END FORCE X Y Z MOMENT X Y Z

6

tabular

M START FORCE X Y Z MOMENT X Y Z

donde M miembro del que se trate, END al final del miembro y START al principio del mismo.

Ejemplo

MEMBER RELEASES

6 START MOMENT Z END MOMENT Z

15 START FORCE Y MOMENT Z

El primer ejemplo indica que la barra 6 tiene libertad de giro alrededor del eje z' en su principio y final.

ORDEN DE PROPIEDADES PRISMATICAS DE LOS MIEMBROS

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

encabezado

M AX α_1 , AY α_2 , AZ α_3 , IX α_4 , IY α_5 , IZ α_6

6

tabular

MA THRU MB AX α_1 , AY α_2 , AZ α_3 , IX α_4 , IY α_5 , IZ α_6

Se notará la presencia de la palabra THRU, mediante esta proposición es posible establecer, para éste y otros casos(member loads) que un determinado número de miembros tienen las mismas propiedades.

Notación

M miembro que se esté estudiando

MA miembro inicial

MB miembro final

THRU "hasta"

AX area normal

AY area efectiva de cortante en la dirección y'

- AZ area efectiva de cortante en la dirección z'
- IX constante de torsión
- IY momento de inercia alrededor del eje y'
- IZ momento de inercia alrededor del eje z'

Todas las propiedades anteriores sólo son necesarias para cuando se está estudiando un marco en el espacio. Para los otros tipos de estructuras no es necesario proporcionar todas las propiedades por ejemplo; para una armadura plana sólo se necesita dar el area normal, para un marco plano, el area normal y el momento de inercia alrededor del eje z'.

Ejemplo: para un marco plano

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

1 AX 0.25 IZ 0.00052

2 THRU 7 AX 0.30 IZ 0.00096

ORDEN DE CONSTANTES

CONSTANTS nombre α , ALL

6

CONSTANTS nombre α , ALL BUT $\alpha_2 M_1 \dots M_n$

donde el nombre se refiere se refiere a:

- E Módulo de Young
- G Módulo de cortante (si no es especificado es tomado como 0.4 de E)
- α el valor de la constante
- ALL para todos los miembros
- BUT para especificar un cambio para otros miembros (pero el otro valor de la constante)
- $M_1 \dots M_n$ miembros que tienen el segundo valor de la constante

Ejemplos

CONSTANTS E 2000000.0 ALL

CONSTANTS E 2000000.0 ALL BUT 21000000.0 13 18 21

En el segundo ejemplo especifica que el valor de E = 2000000.0 es para todos los miembros, pero que para los miembros 13, 18 y 21 el valor de E es de 21000000.0

ORDENES DE DATOS DE CARGAS

ORDEN DE CARGAS EN LAS JUNTAS

JOINT LOADS

encabezado

J FORCE X_{α_1} Y_{α_2} Z_{α_3} MOMENT X_{α_4} Y_{α_5} Z_{α_6}

tabular

donde J es la junta que se está tratando y $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5, \alpha_6$ son valores numéricos con punto decimal. En la forma tabular pueden entrar las 6 posibilidades, como se muestra anteriormente, ó en otros casos únicamente las que se necesiten. Estas cargas deben estar referidas a los ejes generales.

Ejemplos

5 FORCE Y 25.0 MOMENT Z 4.25

3 MOMENT Z -18.0 FORCE X -45.6

ORDEN DE DESPLAZAMIENTO EN LAS JUNTAS

JOINT DISPLACEMENTS

encabezado

J DISPLACEMENT X_{α_1} Y_{α_2} Z_{α_3} ROTATION X_{α_4} Y_{α_5} Z_{α_6} tabular

donde $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ están dados en radianes

Ejemplo



JOINT DISPLACEMENTS

8 DISPLACEMENT X 0.25 ROTATION Z -0.005

ORDEN DE CARGA EN LOS MIEMBROS

MEMBER LOADS

encabezado

M dirección, tipo, identificación de datos y datos

tabular

Dirección.- puede ser alguna de las siguientes:

FORCE X

FORCE Y

FORCE Z

MOMENT X

MOMENT Y

MOMENT Z

Tipo.- tres tipos de carga son admitidas por el programa y estan seguidas por la identificación y los datos,

CONCENTRATED P_{α_1} L_{α_2}

carga concentrada

UNIFORM W_{α_1} LA_{α_2} LB_{α_3}

carga uniforme

LINEAR WA_{α_1} WB_{α_2} LA_{α_3} LB_{α_4}

carga lineal

donde:

P carga puntual (concentrada)

L distancia medida del principio del miembro a donde actúa la fuerza

W intensidad de la carga (uniforme), entre LA y LB

LA distancia donde empieza la carga

LB distancia donde termina la carga

WA intensidad de la carga donde empieza ésta

WB intensidad de la carga donde termina la misma

Si LA y LB son omitidos el programa asume que la carga actúa a lo largo de todo el miembro.

Ejemplos:

5 FORCE Y CONCENTRATED P -5.0 L 4.50

12 MOMENT Z UNIFORM W 1.5

Nota: Las cargas en los miembros se deben referir a los ejes locales.

ORDEN DE CAMBIO DE TEMPERATURA EN LOS MIEMBROS

MEMBER TEMPERATURE CHANGES β encabezado

M α

6

tabular

MA THRU MB α

donde β es el coeficiente de expansión térmica y α la cantidad en 0°C

de cambio de temperatura, este cambio puede ser + ó -

Ejemplos:

MEMBER TEMPERATURE CHANGES 0.000065

1 THRU 10 30.0

MEMBER TEMPERATURE CHANGES 0.000065

11 -10.0

ORDEN DE COMBINACION DE CARGAS

LOADING L

COMBINE N₁ α_1 N₂ α_2

donde N₁ es una condición de carga, N₂ otra condición de carga y α_1 , α_2 porcentaje que se requiere de cada una.

Aclaración.- Durante el proceso de lectura el programa asigna un orden progresivo a las condiciones de carga dadas, esto es, el primer LOADING lo identifica con el número 1 el segundo como el 2 y así sucesivamente.

Solamente seis condiciones de carga se pueden combinar a la vez.

Ejemplo

LOADING IX

COMBINE 1 1.0 3 1.25 8 0.6

Lo cual quiere decir que la condición de carga IX combina el 100% de la condición 1 más el 125% de la condición 3 más el 60% de la condición 8.

Secuencia de las Ordenes.

- 1.- La primera orden debe ser STRUCTURE.
- 2.- La última orden será SOLVE.
- 3.- El número de juntas debe ser dado antes de cualquier dato de las juntas.
- 4.- El número de miembros será dado antes de cualquier dato de los miembros de la orden de CONSTANTS.
- 5.- El NUMBER OF LOADINGS será especificado antes de cualquier condición de cargas.
- 6.- El TYPE deberá ser dado antes de las propiedades.
- 7.- JOINT COORDINATES precederá a JOINT RELEASES.
- 8.- Si algún TABULATE se especifica antes de cualquier condición de carga,-- entonces ese TABULATE servirá para todas las demás condiciones de carga.- Si TABULATE va después de LOADING, entonces únicamente servirá para esa condición de carga.

Secuencia que se recomienda.

STRUCTURE	obligatoria
NUMBER OF JOINTS	obligatoria
NUMBER OF MEMBERS	obligatoria
NUMBER OF SUPPORTS	obligatoria
JOINT COORDINATES	obligatoria
JOINT RELEASES	opcional
MEMBER PROPERTIES PRISMATIC	obligatoria
MEMBER INCIDENCES	obligatoria
MEMBER RELEASES	opcional

TIPO DE
ERROR

CAUSA DEL ERROR

- 0 Palabra de entrada necesaria ó número no establecido.
- 1 Número de punto fijo en un lugar equivocado.
- 2 Número de punto flotante en un lugar equivocado.
- 3 Número de condición de carga más grande, que el número de condiciones especificadas.
- 4 Número de condiciones de carga no especificado.
- 5 Fin de los campos de datos, antes de que se proporcionen todos los datos.
- 6 Orden no aceptable debido a un formato incorrecto ó a un orden incorrecto de los datos de entrada.
- 7 No usado.
- 8 Combinación de cargas incorrectamente especificado.
- 9 Sólomente datos de cargas permitidos después del primer encabezado de condición de carga.
- 10 Número de miembros más grande que el número de miembros especificados.
- 11 Número de juntas más grande que el número de juntas especificado.
- 12 Solamente seis combinaciones son posibles en una condición de carga.
- 13 Datos en una condición de carga incorrectos.
- 14 Ejecución detenida. Las siguientes órdenes serán sólo re

TIPO DE
ERROR

CAUSA DEL ERROR

visadas.

- 15 Número de soportes no especificado.
- 16 Número de juntas no especificado.
- 17 Número de miembros no especificado.
- 18 Juntas incorrectamente numeradas.
- 19 Tipo de estructura no dado.
- 20 Datos de la estructura redundantes. Propiedades de miembro repetidas.
- 21 Tipo de estructura y libertad de (junta ó miembro) incompatibles.
- 22 Solamente cargas en los extremos de las juntas son posibles en miembros cuya rigidez ó flexibilidad sean dato.
- 23-30 No usada.
- 31 Número de soportes no igual al especificado.
- 33 Número de propiedades de miembro no igual al número de miembros especificado.
- 32 Número de juntas no igual al especificado.
- 34 Número de incidencias de miembro no igual al número de miembros especificado.
- 35 Número de condiciones de carga no igual al número especificado
- 36 Estructura incorrectamente especificada.

ANALISIS ESTRUCTURAL

I. BREVE HISTORIA

A PESAR DE QUE NO SE TIENEN MANUSCRITOS ACERCA DEL ANALISIS ESTRUCTURAL, SE SABE QUE ESTE TUVO PRINCIPIOS EN LA EPOCA ANTIGUA DE LOS EGIPCIOS, GRIEGOS Y ROMANOS, YA QUE LAS RUINAS QUE CONOCEMOS AHORA NOS INDICAN QUE SE TENIAN YA CONOCIMIENTOS ELEMENTALES.

YA EN LA EPOCA DEL RENACIMIENTO APARECEN LOS PRIMEROS MANUSCRITOS Y SE PODRIA DIVIDIR POR LA EPOCA EN QUE OCURRIERON, EN LAS SIGUIENTES ETAPAS:

1) GRANDES MAESTROS

A ESTA PERTENECEN LEONARDO DA VINCI Y GALILEO GALILEI, FONTANA Y MIMAR SINAN, LOS CUALES TUVIERON UN GRAN SENTIDO DE LAS ESTRUCTURAS, POR EJ.: LA CUPULA DE SAN PEDRO. DA VINCI INTRODUJO LOS CONCEPTOS DE FUERZA Y MOMENTO Y GALILEO EN SU LIBRO "DOS NUEVAS CIENCIAS" TRATA LAS VIGAS EN CANTILIVER, ASI COMO COLUMNAS ESBELTAS.

2) GRANDES MATEMATICOS.

EN ESTA ETAPA SE DESARROLLARON CONCEPTOS DE ENERGIA, LA RELACION ENTRE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES, LAS ECUACIONES DIFERENCIALES DE DEFORMACIONES Y SUS SOLUCIONES. ENTRE LOS PRINCIPALES PERSONAJES SE ENCUENTRAN HOOKE, JOHANN BERNOULLI, DANIEL BERNOULLI, EULER Y LAGRANGE QUE AUNQUE EL ENFOQUE DE SUS ESTUDIOS FUE PRIMORDIALMENTE MATEMATICO ES INDUDABLE SU CONTRIBUCION A LA TEORIA DE LAS ESTRUCTURAS.

3) GRANDES INGENIEROS.

LA QUE SE PODRIA CONSIDERAR LA EPOCA DE ORO DE LA INGENIERIA ESTRUCTURAL, YA QUE HOMBRES COMO NAVIER, SAINT-VENANT, CLAPEYRON, AIRY, MAXWELL, CASTIGLIANO, MOHR Y MULLER-BRESLAU, UTILIZARON LOS PRINCIPIOS MATEMATICOS DE LA ETAPA ANTERIOR Y FORMULARON LAS BASES DE LA TEORIA DE LAS ESTRUCTURAS DE LA EPOCA MODERNA.

4) EPOCA MODERNA.

EN EL PRESENTE SIGLO HOMBRES COMO MANEY, HARDY, CROSS, SOUTHWELL Y KANI, INTRODUCIERON METODOS MAS ACCESIBLES TALES COMO EL PENDIENTE-DEFORMACION, DISTRIBUCION DE MOMENTOS, RELAJACION Y DISTRIBUCION DE ESFUERZO CORTANTE. ESTOS METODOS SON UTILIZADOS EN LOS DESPACHOS DE INGENIEROS AUN EN LA ACTUALIDAD.

CABE MENCIONAR QUE EN CADA UNO DE ESTOS METODOS HACE CIERTAS HIPOTESIS PARA HACER MAS SIMPLE EL CALCULO Y ESTO HACE QUE LOS RESULTADOS SEAN MAS APROXIMADOS.

5) EPOCA MODERNA.

HACIA LA MITAD DEL SIGLO SURSIERON LAS COMPUTADORAS Y JUNTO CON ELLAS EL DESARROLLO DE METODOS QUE, CON ANTERIORIDAD, DEBIDO A SU COMPLEJIDAD ERAN IMPRACTICABLE.

SE DESARROLLO EL "METODO MATRICIAL" PARA EL ANALISIS DE ESTRUCTURAS, METODO QUE NO ES MUY NUEVO YA QUE SUS PRINCIPIOS FUERON ESTABLECIDOS POR CASTIGLIANO, MAXWELL Y MULLER-BRESLAU.

II. -- APLICACION DE LOS METODOS.

- 1) METODO DE CROSS O DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS.
- 2) METODO DE KANI.
- 3) METODO DE RIGIDECES.

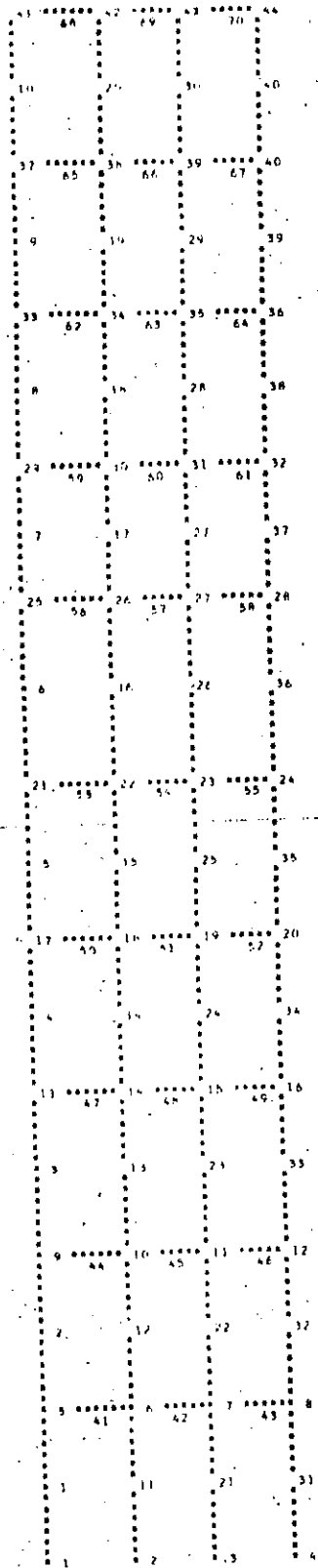
STRUCTURE OF THE PROTOPLASM

121	208	22	209	23	210	24
10		66		90		126
117	205	110	204	119	207	119
29		59		89		119
113	202	114	203	115	204	116
24		58		88		114
109	199	110	200	111	201	112
27		57		87		111
105	196	106	197	107	198	108
26		56		86		116
101	193	102	194	103	195	104
25		55		85		115
97	190	98	191	99	192	100
24		54		84		114
93	187	94	188	95	189	96
23		53		83		113
89	184	90	185	91	186	92
22		52		82		112
85	181	86	182	87	183	88
21		51		81		111
81	178	82	179	83	180	84
20		50		80		110
77	175	78	176	79	177	80
19		49		79		109
73	172	74	173	75	174	76
18		48		78		108
69	169	70	170	71	171	72
17		47		77		107
65	166	66	167	67	168	68
16		46		76		106
61	163	62	164	63	165	64
15		45		75		105
57	160	58	161	59	162	60
14		44		74		104
53	157	54	158	55	159	56
13		43		73		103
49	154	50	155	51	156	52
12		42		72		102
45	151	46	152	47	153	48
11		41		71		101
41	148	42	149	43	150	44
10		40		70		100
37	145	38	146	39	147	40
9		37		69		99
33	142	34	143	35	144	36
8		36		68		98
29	139	30	140	31	141	32
7		35		67		97
25	136	26	137	27	138	28
6		34		66		96
21	133	22	134	23	135	24
5		33		65		95
17	130	18	131	19	132	20
4		32		64		94
13	127	14	128	15	129	16
3		31		63		93
9	124	10	125	11	126	12
2		30		62		92
5	121	6	122	7	123	8
1		29		61		91
1		2		3		4

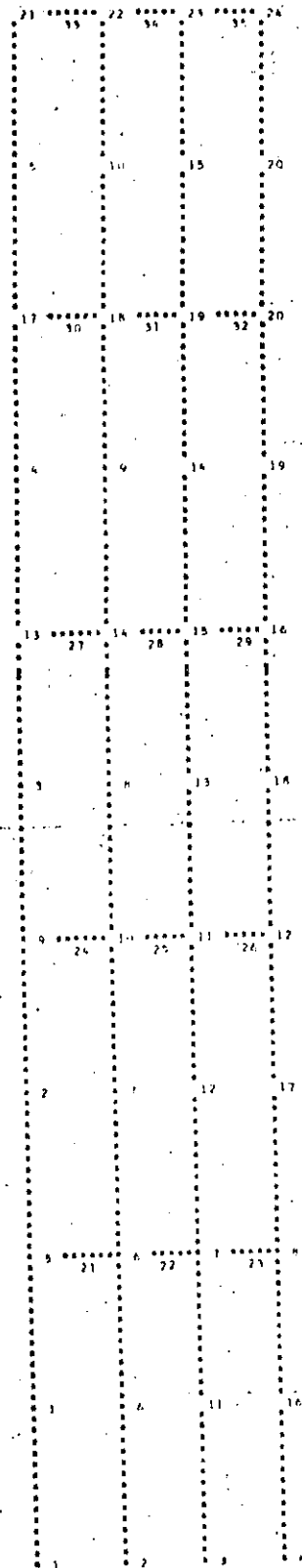
prototipo (fig 1A)

STRUCTURE DE COORDONNEES EN PILES EN 11

23

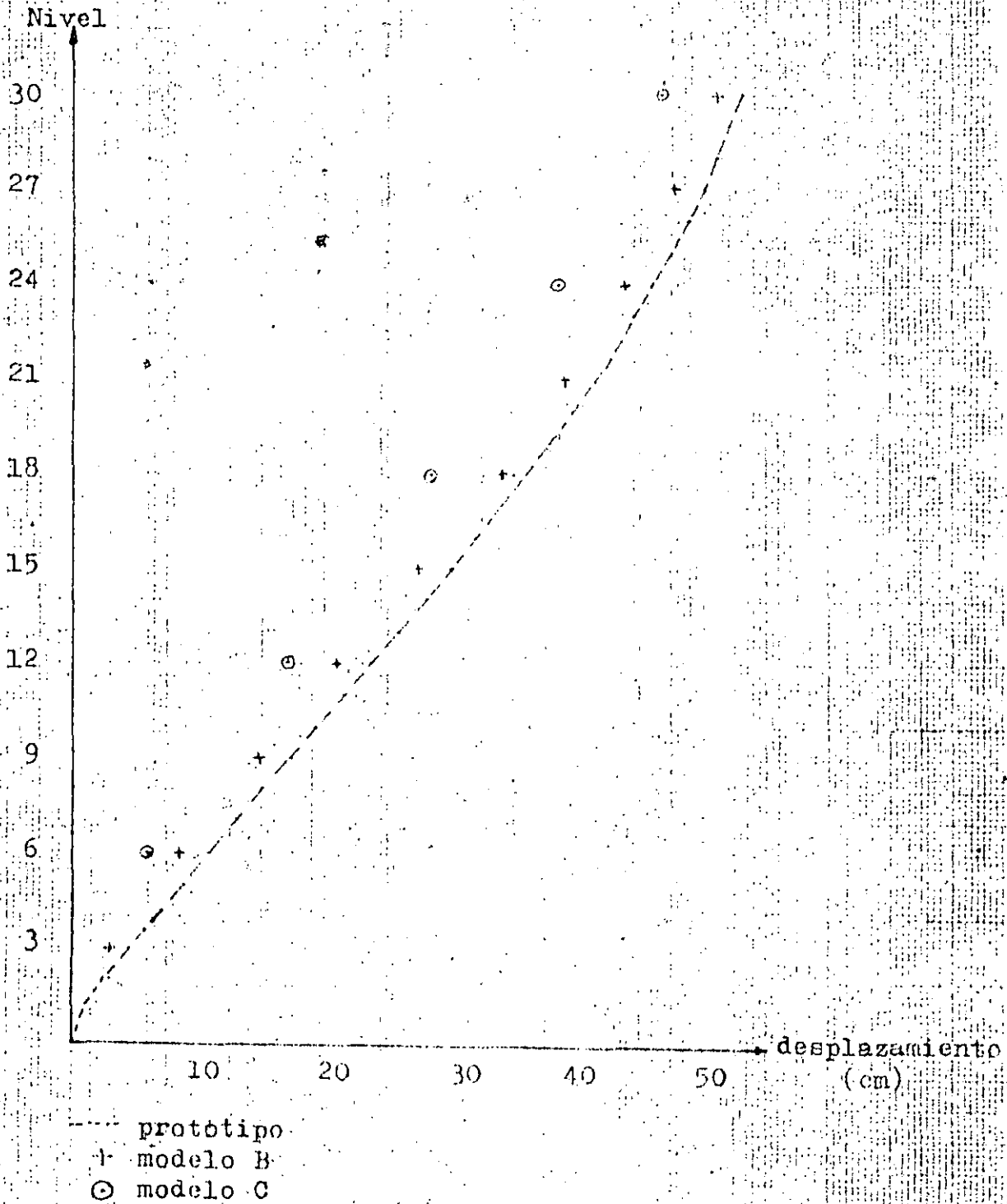


modelo B
(fig 1B)



modelo C
(fig 10)

GRAFICA DE DEFORMACIONES (fig 2)



PROPIEDADES

	Prototipo	Modelo B (3 pisos/l)	Modelo C (6 pisos/l)
Columnas (area)	0.40	$1/3(0.40 + 0.40 + 0.40) = 0.40$	$1/6(0.4 + 0.4 + 0.4 + 0.4 + 0.4 + 0.4) = 0.40$
Trabes (area)	0.21	$(0.21 + 0.21 + 0.21) = 0.63$	$(0.21 + 0.21 + 0.21 + 0.21 + 0.21 + 0.21) = 1.26$
Columnas (inercia)	0.0144	$3(0.0144 + 0.0144 + 0.0144) = 0.1296$	$6(0.0144 + 0.0144 + 0.0144 + 0.0144 + 0.0144 + 0.0144) = 0.5184$
Trabes (inercia)	0.008575	$(0.008575 + 0.008575 + 0.008575) = 0.025725$	$(0.008575 + 0.008575 + 0.008575 + 0.008575 + 0.008575 + 0.008575) = 0.5145$

Tabla 1

ELEMENTOS MECANICOS

Prototipo		Modelo b		Modelo C	
axial	momento	axial	momento	axial	momento
1.556	-55.73	4.677	-167.11	8.974	-297.31
1.556	-55.73	1.559	-55.70	1.496	-49.55

Tabla 2

Nota: los elementos mecánicos corresponden a la trabe central del piso # 12

STRUCTURE MARCO MODELO (3 PISOS EN 1)

TYPE PLANE FRAME
 NUMBER OF JOINTS 44
 NUMBER OF MEMBERS 70
 NUMBER OF SUPPORTS 4
 NUMBER OF LOADINGS 1

JOINT COORDINATES

1	0.00	0.00	S
2	6.00	0.00	S
3	12.00	0.00	S
4	18.00	0.00	S
5	0.00	9.00	
6	6.00	9.00	
7	12.00	9.00	
8	18.00	9.00	
9	0.00	18.00	
10	6.00	18.00	
11	12.00	18.00	
12	18.00	18.00	
13	0.00	27.00	
14	6.00	27.00	
15	12.00	27.00	
16	18.00	27.00	
17	0.00	36.00	
18	6.00	36.00	
19	12.00	36.00	
20	18.00	36.00	
21	0.00	45.00	
22	6.00	45.00	
23	12.00	45.00	
24	18.00	45.00	
25	0.00	56.00	
26	6.00	56.00	
27	12.00	56.00	
28	18.00	56.00	
29	0.00	63.00	
30	6.00	63.00	
31	12.00	63.00	
32	18.00	63.00	
33	0.00	72.00	
34	6.00	72.00	
35	12.00	72.00	
36	18.00	72.00	
37	0.00	81.00	
38	6.00	81.00	
39	12.00	81.00	
40	18.00	81.00	
41	0.00	90.00	
42	6.00	90.00	
43	12.00	90.00	
44	18.00	90.00	

MEMBER INCIDENCES

1 1 5

2	5	9
3	9	13
4	13	17
5	17	21
6	21	25
7	25	29
8	29	33
9	33	37
10	37	41
11	2	6
12	6	10
13	10	14
14	14	18
15	18	22
16	22	26
17	26	30
18	30	34
19	34	38
20	38	42
21	3	7
22	7	11
23	11	15
24	15	19
25	19	23
26	23	27
27	27	31
28	31	35
29	35	39
30	39	43
31	4	8
32	8	12
33	12	16
34	16	20
35	20	24
36	24	28
37	28	32
38	32	36
39	36	40
40	40	44
41	5	6
42	6	7
43	7	8
44	8	10
45	10	11
46	11	12
47	12	14
48	14	15
49	15	16
50	17	18
51	18	19
52	19	20
53	21	22
54	22	23
55	23	24
56	25	26

57	26	27
58	27	28
59	28	29
60	29	30
61	30	31
62	31	32
63	32	33
64	33	34
65	34	35
66	35	36
67	36	37
68	37	38
69	38	39
70	39	40
71	40	41
72	41	42
73	42	43
74	43	44

MEMBER PROPERTIES: PRISMATIC
 1 THRU 40 AX 0.40000 IZ 0.12960000
 41 THRU 67 AX 0.63000 IZ 0.02572000
 68 THRU 70 AX 0.42000 IZ 0.01280000

CONSTANTS F 1414214.0 ALL
 TABULATE ALL

LOADING I FUERZAS LATERALES
 JOINT LOADS

5	FORCE X	2.34
9	FORCE X	4.58
13	FORCE Y	7.02
17	FORCE X	9.36
21	FORCE X	11.70
25	FORCE X	14.04
29	FORCE X	16.38
33	FORCE X	18.72
37	FORCE X	21.06
41	FORCE Y	15.34

SOLVE

PROBLEM CORRECTLY SPECIFIED, EXECUTION TO PROCEED.

STRUCTURE MARCO MODELO (3 PISOS EN 1)

LOADING 1 FUERZAS LATERALES

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	-339.191	25.758	212.53
1	5	339.191	-25.758	19.29
2	5	-294.361	20.707	119.01
2	9	294.361	-20.707	67.34
3	9	-241.841	19.122	94.26
3	13	241.841	-19.122	77.83
4	13	-190.445	17.630	80.52
4	17	190.445	-17.630	78.15
5	17	-142.445	15.079	69.66
5	21	142.445	-15.079	66.05
6	21	-97.114	15.739	74.34
6	25	97.114	-15.739	98.79
7	25	-61.647	8.728	10.60
7	29	61.647	-8.728	50.49
8	29	-35.283	9.125	30.64
8	33	35.283	-9.125	51.48
9	33	-15.657	5.279	9.46
9	37	15.657	-5.279	38.05
10	37	-3.930	1.198	-1.53
10	41	3.930	-1.198	12.31
11	41	-63.311	34.378	238.47
11	6	63.311	-34.378	70.92
12	6	-62.344	38.241	197.13
12	10	62.344	-38.241	147.03
13	10	-58.161	37.495	176.57
13	14	58.161	-37.495	160.88
14	14	-51.924	35.483	162.04
14	18	51.924	-35.483	157.20
15	18	-44.220	33.370	149.99
15	22	44.220	-33.370	150.32
16	22	-36.790	26.891	139.53
16	26	36.790	-26.891	156.26
17	26	-28.476	25.937	78.48
17	30	28.476	-25.937	110.07
18	30	-13.798	18.364	72.10

18	34	19.798	-18.364	93.18
19	34	-11.929	12.876	46.10
19	38	11.929	-12.876	69.78
20	38	-3.976	6.456	23.11
20	42	3.976	-6.456	34.99
21	3	63.381	24.365	238.40
21	7	-63.381	-24.365	70.88
22	7	62.395	38.228	197.12
22	11	-62.395	-38.228	147.01
23	11	58.201	27.492	176.56
23	15	-58.201	-27.492	160.86
24	15	51.955	35.480	162.02
24	19	-51.955	-35.480	157.29
25	19	44.244	33.367	149.98
25	23	-44.244	-33.367	150.32
26	23	36.810	26.892	139.54
26	27	-36.810	-26.892	156.27
27	27	28.489	26.929	78.45
27	31	-28.489	-26.929	110.05
28	31	19.804	18.265	72.10
28	35	-19.804	-18.265	93.18
29	35	11.932	12.874	46.10
29	39	-11.932	-12.874	69.77
30	39	3.976	6.456	23.11
30	43	-3.976	-6.456	34.99
31	4	339.121	25.728	212.33
31	8	-339.121	-25.728	19.21
32	8	294.310	20.706	119.02
32	12	-294.310	-20.706	67.33
33	12	241.801	19.117	94.24
33	16	-241.801	-19.117	77.81
34	16	190.414	17.627	80.50
34	20	-190.414	-17.627	78.14
35	20	142.421	15.073	69.64
35	24	-142.421	-15.073	66.01
36	24	97.094	15.745	74.35
36	28	-97.094	-15.745	98.83
37	28	61.633	8.708	10.53
37	32	-61.633	-8.708	50.42
38	32	35.277	9.128	30.66
38	36	-35.277	-9.128	51.48
39	36	15.655	5.275	9.44
39	40	-15.655	-5.275	38.03
40	40	3.930	1.198	-1.52
40	44	-3.930	-1.198	12.31
41	5	-2.713	-44.820	-138.31
41	6	2.713	44.820	-130.66
42	6	1.149	-45.797	-137.39
42	7	-1.149	45.797	-137.38
43	7	5.020	-44.812	-130.62
43	8	-5.020	44.812	-138.24
44	9	3.084	-52.519	-161.61
44	10	-3.084	52.519	-153.50
45	10	2.336	-56.702	-170.11
45	11	-2.336	56.702	-170.10

46	11	1.586	-52.508	-153.47
46	12	-1.586	52.508	-161.57
47	13	5.505	-51.396	-158.35
47	14	-5.505	51.396	-150.02
48	14	3.491	-57.633	-172.90
48	15	-3.491	57.633	-172.89
49	15	1.478	-51.387	-150.00
49	16	-1.478	51.387	-158.31
50	17	6.788	-48.000	-147.81
50	18	-6.788	48.000	-140.18
51	18	4.677	-55.704	-167.11
51	19	-4.677	55.704	-167.10
52	19	2.544	-47.992	-140.17
52	20	-2.544	47.992	-147.78
53	21	12.311	-45.330	-140.39
53	22	-12.311	45.330	-131.58
54	22	5.823	-52.760	-158.28
54	23	-5.823	52.760	-158.27
55	23	-0.681	-45.326	-131.58
55	24	0.681	45.326	-140.37
56	25	6.983	-35.467	-109.39
56	26	-6.983	35.467	-103.40
57	26	7.001	-43.780	-131.34
57	27	-7.001	43.780	-131.33
58	27	7.027	-35.460	-103.39
58	28	-7.027	35.460	-109.36
59	29	16.763	-26.363	-81.12
59	30	-16.763	26.363	-77.05
60	30	8.160	-35.041	-105.12
60	31	-8.160	35.041	-105.11
61	31	-0.460	-26.355	-77.04
61	32	0.460	26.355	-81.09
62	33	14.842	-19.625	-60.94
62	34	-14.842	19.625	-56.80
63	34	9.328	-27.494	-82.48
63	35	-9.328	27.494	-82.47
64	35	3.797	-19.622	-56.80
64	36	-3.797	19.622	-60.92
65	37	16.896	-11.726	-36.51
65	38	-16.896	11.726	-33.84
66	38	10.470	-19.680	-59.04
66	39	-10.470	19.680	-59.03
67	39	4.027	-11.724	-33.84
67	40	-4.027	11.724	-36.50
68	41	14.102	-3.930	-12.31
68	42	-14.102	3.930	-11.27
69	42	7.647	-7.906	-23.72
69	43	-7.647	7.906	-23.71
70	43	1.180	-3.930	-11.27
70	44	-1.180	3.930	-12.30

APPLIED JOINT LOADS, FREE JOINTS

STRUCTURE MARCO MODELO (6 PISOS EN 1)

TYPE PLANE FRAME

NUMBER OF JOINTS 24

NUMBER OF MEMBERS 35

NUMBER OF SUPPORTS 4

NUMBER OF LOADINGS 1

JOINT COORDINATES

JOINT	X	Y	Z
1	0.00	0.00	S
2	6.00	0.00	S
3	12.00	0.00	S
4	18.00	0.00	S
5	0.00	18.00	
6	6.00	18.00	
7	12.00	18.00	
8	18.00	18.00	
9	0.00	36.00	
10	6.00	36.00	
11	12.00	36.00	
12	18.00	36.00	
13	0.00	54.00	
14	6.00	54.00	
15	12.00	54.00	
16	18.00	54.00	
17	0.00	72.00	
18	6.00	72.00	
19	12.00	72.00	
20	18.00	72.00	
21	0.00	90.00	
22	6.00	90.00	
23	12.00	90.00	
24	18.00	90.00	

MEMBER INCIDENCES

MEMBER	INCIDENCES
1	5
2	9
3	13
4	17
5	21
6	6
7	10
8	14
9	18
10	22
11	7
12	11
13	15
14	19
15	23
16	8
17	12
18	16
19	20
20	24
21	6
22	7

23	7	8
24	9	10
25	10	11
26	11	12
27	13	14
28	14	15
29	15	16
30	17	18
31	18	19
32	19	20
33	21	22
34	22	23
35	23	24

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

1 THRU 20 AX 0.40000 IZ 0.51840000
21 THRU 32 AX 1.26000 IZ 0.05142000
33 THRU 35 AX 0.84000 IZ 0.03428000

CONSTANTS E 1414214.0 ALL

TABULATE ALL

LOADING 1 FUERZAS LATERALES

JOINT LOADS

5	FORCE X	9.10
9	FORCE X	17.94
13	FORCE X	26.30
17	FORCE X	36.66
21	FORCE X	29.64

SOLVE

PROBLEM CORRECTLY SPECIFIED, EXECUTION TO PROCEED.

STRUCTURE MARCO MODELO (6 PISOS EN 1)

LOADING 1 FUERZAS LATERALES

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	-296.355	25.709	430.22
1	5	296.355	-25.709	32.54
2	5	-215.641	19.441	217.04
2	9	215.641	-19.441	132.90
3	9	-130.254	15.656	130.40
3	13	130.254	-15.656	151.40
4	13	-61.617	10.913	60.69
4	17	61.617	-10.913	135.74
5	17	-17.670	3.087	0.01
5	21	17.670	-3.087	55.55
6	2	-61.677	34.044	480.18
6	6	61.677	-34.044	132.60
7	6	-54.838	35.739	364.75
7	10	54.838	-35.739	278.55
8	10	-41.122	30.562	267.77
8	14	41.122	-30.562	282.35
9	14	-25.572	22.200	169.93
9	18	25.572	-22.200	229.68
10	18	-9.687	11.683	77.75
10	22	9.687	-11.683	132.55
11	3	61.738	34.022	480.04
11	7	-61.738	-34.022	132.53
12	7	54.869	35.737	364.74
12	11	-54.869	-35.737	278.53
13	11	41.144	30.562	267.76
13	15	-41.144	-30.562	282.35
14	15	25.581	22.196	169.89
14	19	-25.581	-22.196	229.64
15	19	9.687	11.684	77.76
15	23	-9.687	-11.684	132.55
16	4	296.295	25.680	429.82
16	8	-296.295	-25.680	32.40
17	8	215.610	19.441	217.08
17	12	-215.610	-19.441	132.87
18	12	130.232	15.657	130.39

18	16	-130.232	-15.657	151.43
19	15	-61.608	10.904	60.61
19	20	-61.608	-10.904	135.65
20	20	17.670	3.088	0.05
20	24	-17.670	-3.088	55.52
21	5	2.825	-80.714	-249.59
21	6	-2.825	80.714	-234.69
22	6	4.522	-87.554	-262.67
22	7	-4.522	87.554	-262.65
23	7	6.226	-80.684	-234.62
23	8	-6.226	80.684	-249.48
24	9	14.125	-85.387	-263.31
24	10	-14.125	85.387	-249.01
25	10	8.974	-99.102	-297.31
25	11	-8.974	99.102	-297.29
26	11	3.779	-85.377	-249.00
26	12	-3.779	85.377	-263.26
27	13	21.489	-68.636	-212.10
27	14	-21.489	68.636	-199.71
28	14	13.046	-84.186	-252.57
28	15	-13.046	84.186	-252.55
29	15	4.690	-68.624	-199.70
29	16	-4.690	68.624	-212.04
30	17	28.765	-43.947	-135.75
30	18	-28.765	43.947	-127.92
31	18	18.250	-59.822	-179.50
31	19	-18.250	59.822	-179.48
32	19	7.735	-43.938	-127.91
32	20	-7.735	43.938	-135.71
33	21	26.469	-17.670	-55.54
33	22	-26.469	17.670	-50.47
34	22	14.786	-27.357	-82.07
34	23	-14.786	27.357	-82.06
35	23	3.056	-17.670	-50.48
35	24	-3.056	17.670	-55.53

APPLIED JOINT LOADS. FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
5	9.023	-0.000	0.00
6	0.001	0.000	-0.00
7	-0.001	-0.000	0.00
8	-0.011	0.000	0.00
9	17.911	-0.000	-0.00
10	0.025	0.000	0.00
11	-0.020	-0.000	0.00
12	0.005	-0.000	0.00
13	26.232	-0.000	0.00
14	-0.081	0.000	0.00
15	0.010	0.000	0.00
16	0.061	-0.000	0.00
17	36.591	0.000	0.00

18	0.002	0.000	0.00
19	-0.002	-0.000	0.00
20	0.079	-0.000	0.00
21	29.557	0.000	0.00
22	0.000	-0.000	0.00
23	-0.046	-0.000	0.00
24	0.032	-0.000	0.00

REACTIONS, APPLIED LOADS, SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
1	-25.709	-296.355	430.22
2	-34.044	-61.677	480.19
3	-34.032	61.738	480.04
4	-25.680	296.295	429.83

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-DISPLACEMENT	Y-DISPLACEMENT	ROTATION
5	0.0609	0.0094	-0.0048
6	0.0609	0.0019	-0.0042
7	0.0609	-0.0019	-0.0042
8	0.0609	-0.0094	-0.0048
9	0.1710	0.0162	-0.0059
10	0.1709	0.0037	-0.0053
11	0.1709	-0.0037	-0.0053
12	0.1709	-0.0162	-0.0059
13	0.2855	0.0204	-0.0056
14	0.2854	0.0050	-0.0051
15	0.2854	-0.0050	-0.0051
16	0.2854	-0.0204	-0.0056
17	0.3863	0.0223	-0.0047
18	0.3862	0.0058	-0.0044
19	0.3861	-0.0058	-0.0044
20	0.3861	-0.0223	-0.0047
21	0.4674	0.0229	-0.0040
22	0.4673	0.0061	-0.0037
23	0.4672	-0.0061	-0.0037
24	0.4672	-0.0229	-0.0040

AN ACI DIGEST PAPER

Analysis of Shear Walls Using Standard Computer Programs

By JOSEPH SCHWAIGHOFFER and HELMUT F. MICROYS

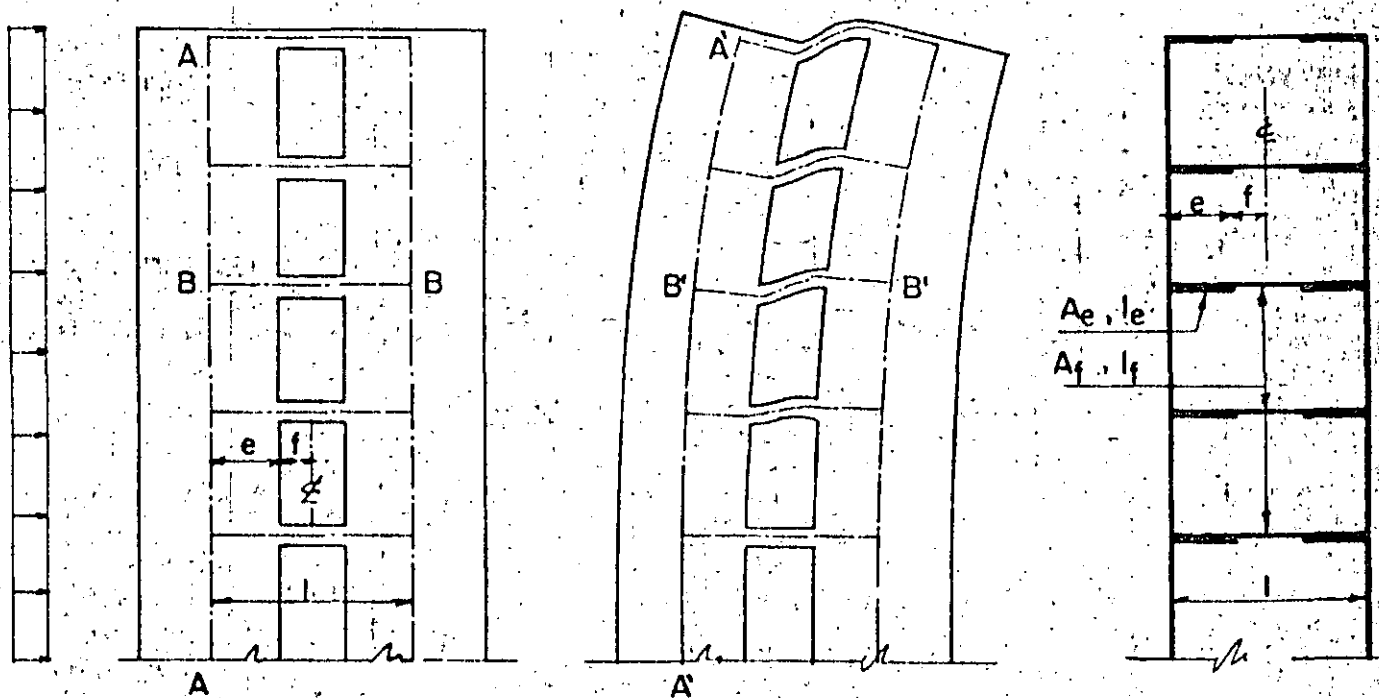
Shear wall and shear wall frame systems are analyzed using computer programs with which engineers are familiar. This method enables the analysis of shear walls with an arbitrary number of bands of openings, of almost any shape and of stepped shear walls. Variable story heights and any wind load distribution can be taken into account.

Keywords: computer programs; frames; multi-story buildings; reinforced concrete; shear walls; structural analysis; structural design; wind pressure.

THE WIDESPREAD USE OF shear walls in multi-story buildings has fostered investigations into the basic behavior of such structures.¹ Based on the insight gained in these investigations, a method

of analysis is presented in this paper which is applicable to almost all tall shear wall structures encountered in engineering offices, such as shear walls with one or several rows of openings, stepped shear walls, and shear wall-frame structures.

The basic feature of this method is that for the solution of very diverse shear wall problems, well established frame methods can be used with which most structural engineers are thoroughly familiar. Its main merits are: (a) simplicity and efficiency, (b) applicability to almost any shear wall configuration, (c) such usual limitations as constant floor-to-floor height and constant size of the openings are not imposed by this method, (d)



(a) SHEAR WALL

(b) SHEAR WALL UPON LOADING

(c) EQUIVALENT FRAME

Fig. 1—Shear wall



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

Aspectos Generales Sobre Proyecto, Diseño y Construcción

MODELO ANALITICO APROXIMADO PARA MARCOS DE PISOS MULTIPLES

OCTUBRE, 1984.

MODELO ANALITICO APROXIMADO PARA MARCOS
DE PISOS MULTIPLES.

B)

UNI

C)

ES

SER

EQUIVA

DEL PI

MARCOS

VARIO

IA.,

LA F

GUARDA

FIJA

q =

MODELO

PA

DE LA

NECES

LAS SE

EN EL DISEÑO PRELIMINAR DE EDIFICIOS ALTOS Y FLEXIBLES, LAS FUERZAS EN LOS MIEMBROS Y LOS DESPLAZAMIENTOS, PRODUCIDOS POR LA ACCIÓN DE FUERZAS LATERALES EN LA ESTRUCTURA, SON DE PRIMERA IMPORTANCIA EN EL PROPORCIONAMIENTO DE LOS MIEMBROS.

PARA TODO TIPO DE ESTRUCTURAS SENCILLAS, EL ANÁLISIS DE ESTAS ES PROBLEMA ALTAMENTE COMPLEJO E INDETERMINADO, Y PARA SU ESTUDIO "EXACTO", EN PARTICULAR PARA ENCONTRAR LOS EFECTOS DE VARIACIÓN DE DIMENSIONES DE TRABES, COLUMNAS O CONTRAVENTEOS RÍGIDOS, LAS COMPUTADORAS ELECTRÓNICAS DEBEN DE SER USADAS. EL ANÁLISIS COMPLETO DE MARCOS ES TOTALMENTE POSIBLE CON PROGRAMAS PARA COMPUTADORAS. SIN EMBARGO LA PREPARACIÓN DE DATOS DE ENTRADA AL PROGRAMA, AUNADOS AL COSTO DE TIEMPO DE COMPUTADORA, HACEN QUE LA INVESTIGACIÓN PARA DIFERENTES ALTERNATIVAS DE ESTRUCTURACIÓN Y/O CONTRAVENTEO NO SE JUSTIFIQUEN DENTRO DEL COSTO DE UN PROYECTO DETERMINADO. UN MÉTODO DE ANÁLISIS PARA MODELAR MARCOS DE GRAN NÚMERO DE PISOS A OTRO EN EL CUAL SE LE REDUCE DE "ESCALA" ES PRESENTADO EN ESTE TRABAJO.

$$I_{mg} = \sum_{i=1}^q (I_{pg})_i$$

$$A_{mg} = \sum_{i=1}^q (A_{pg})_i$$

DONDE:

q = NUMERO DE NIVELES MODELADOS EN UNO.

I_{mc} , I_{mg} = MOMENTOS DE INERCIA DE EL MODELO DE COLUMNA Y EL MODELO DE TRABE RESPECTIVAMENTE.

A_{mc} , A_{mg} = AREA TRANSVERSAL DEL MODELO.

$(I_{pc})_i$, $(I_{pg})_i$ = MOMENTOS DE INERCIA DEL IESIMO PISO DE LOS q PISOS MODELADOS EN UNO DE LAS COLUMNAS Y TRABES DEL PROTOTIPO RESPECTIVAMENTE.

$(A_{pc})_i$, $(A_{pg})_i$ = AREA TRANSVERSAL DEL IESIMO PISO DE LOS 2 PISOS MODELADOS EN UNO, DE LAS COLUMNAS Y TRABES PROTOTIPO RESPECTIVAMENTE.

LAS COLUMNAS MODELADAS OCUPAN LA POSICION EQUIVALENTE DE LAS COLUMNAS DEL PROTOTIPO, EN TANTO QUE LAS TRABES DEL MODELO SE COLOCAN EN UNA POSICION MEDIA EQUIVALENTE DE LAS TRABES DEL PROTOTIPO.

CUANDO q ES UN ENTERO PAR, EN LAS DOS FORMULAS PARA LAS TRABES SE INTERPRETA QUE, PARA LAS TRABES MAS ALEJADAS DE LA TRABE CENTRAL DE LA DEL MODELO TENDRAN LA MITAD DE 1 (o A) EN LA SUMA DE q . POR EJEMPLO EN EL MARCO DE LA FIG. 2(A) EL 1ER PISO LAS PROPIEDADES DE LA TRABE DEL MODELO SE OBTIENEN DE LA SUMA DEL 3o.

4o. Y 5o PISO JUNTO CON LA MITAD DE LAS PROPIEDADES DE LA TRABE DEL 2o Y 6o PISO.

CARGAS LATERALES.- LAS CARGAS LATERALES APLICADAS AL MODELO SON LAS CARGAS QUE JUNTAS EN EL MODELO PRODUCEN EL MISMO MOMENTO DE VOLTEO EN CADA NIVEL DEL MODELO, TAL COMO LAS PRODUCIDAS POR LAS CARGAS EN LA ESTRUCTURA PROTOTIPO. ESTO RESULTA EN:

$$P_m = \sum_{i=1}^q (P_p)_i$$

DONDE P_m REPRESENTA LA CARGA LATERAL EN EL MODELO, Y $(P_p)_i$ REPRESENTA LA CARGA LATERAL DEL PROTOTIPO EN EL i ESIMO NIVEL DE q PISOS-MODELADOS EN UNO. P_m ES APLICADO EN EL CENTROIDE DE $(P_p)_i$, EL CUAL CORRESPONDE CON LA POSICION DE LA TRABE DEL MODELO.

MOMENTOS Y FUERZAS INTERNAS.- LOS MOMENTOS INTERNOS DEL MODELO PUEDEN SER USADOS PARA OBTENER, EN UNA FORMA APROXIMADA, LOS MOMENTOS INTERNOS EN EL PROTOTIPO EN POSICIONES EQUIVALENTES DEL MARCO, POR LO TANTO:

$$M_{pg} = M_{mg}/q$$

$$M_{pc} = M_{mc}/q$$

DONDE M_{pg} , M_{mg} (M_{pc} , M_{mc}) SON LOS MOMENTOS INTERNOS EN TRABE (COLUMNAS) EN LA MISMA JUNTA DEL PROTOTIPO Y MODELO RESPECTIVAMENTE.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

Aspectos Generales Sobre Proyecto, Diseño y Construcción

DISEÑO: CONSIDERACIONES GENERALES

Autor: Ing. Luis Esteva Maraboto

Expositor: Ing. José Luis Sánchez Martínez

OCTUBRE, 1984.

3

diseño:
consideraciones
generales

Luis Esteva

3.1 NATURALEZA Y OBJETIVOS DEL DISEÑO POR SISMO

El diseño en ingeniería tiene sus raíces en la necesidad social de optimizar. Esto implica considerar líneas alternativas de acción, evaluar sus consecuencias y hacer la mejor elección. En la ingeniería sísmica cada línea posible de acción incluye la adopción de un sistema estructural y un criterio de diseño sísmico, mientras que la evaluación de las consecuencias implica estimar la respuesta estructural y, consecuentemente, el costo esperado del daño. La elección se basa en la comparación de costos iniciales, de mantenimiento y de reparación para las varias alternativas. Aunque a los autores de los reglamentos de diseño tales conceptos puedan parecer obvios, éstos no siempre se encuentran asentados explícitamente en tales reglamentos ni presentes en la mente de aquellos que aplican prescripciones de diseño a problemas prácticos. Igualmente ocultas dentro de las reglamentaciones para el diseño sísmico están las aproximaciones implícitas en los criterios comunes para la predicción de la respuesta estructural; la exactitud de sus predicciones es a menudo dependiente del tipo de sistema estructural considerado. Los coeficientes del cortante basal y los espectros de respuesta de diseño se consideran como medidas de parámetro de respuesta, ya que los últimos se expresan generalmente en términos de aceleraciones y fuerzas laterales equivalentes actuando en sistemas lineales. Pero estas variables no son más que medidas indirectas del comportamiento del sistema durante la ocurrencia de sismos; sirven para controlar los

valores de variables de mayor significación tales como las deflexiones laterales de sistemas no lineales reales, ductilidades totales y locales y márgenes de seguridad con respecto a fallas por inestabilidad (efectos de segundo orden). Puesto que las relaciones de las variables de control a las respuestas reales son afectadas por el tipo y características del sistema estructural, se obtendrán mejores diseños si estas relaciones se entienden y se toman en cuenta, en vez de aplicar ciegamente las recomendaciones de los reglamentos. En el diseño sísmico, más que en cualquier otra disciplina de la ingeniería, es muy fácil incurrir en la aplicación estricta (pero ciega) de las reglamentaciones más avanzadas y, sin embargo, producir una estructura destinada a tener un comportamiento deficiente. En este capítulo no se intenta resumir las especificaciones modernas de diseño; más bien, estudiar los conceptos principales en que se basan, analizando sus virtudes y puntos débiles y especificando las condiciones en las cuales pueden esperarse resultados aceptables.

Los valores codificados de intensidades de diseño y de valores permisibles de variables de control, se derivan de estudios formales o informales sobre costos y beneficios. La meta general de la optimización, implícita en tales estudios, se puede expresar en términos de objetivos

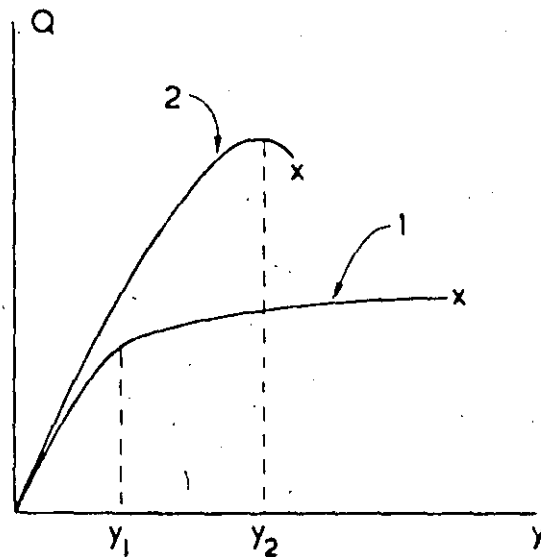


Fig. 3.1 Sistemas dúctiles y frágiles.

directos y particulares; el diseño sísmico tiende a proporcionar niveles adecuados de seguridad con respecto al colapso frente a sismos excepcionalmente intensos, así como con respecto al daño a construcciones vecinas; busca también proteger las estructuras contra daños materiales excesivos bajo la acción de sismos de intensidad moderada, y poder asegurar simplicidad en las reparaciones o reconstrucciones requeridas, así como proporcionar protección contra la acumulación de daño estructural durante una serie de sismos. Finalmente, deben garantizarse la seguridad y la comodidad de los ocupantes y del público en general, asegurándose de que la respuesta estructural durante sismos de intensidad moderada no exceda de ciertos niveles dados de tolerancia, y de que el pánico no se presente durante sismos de intensidad moderada y alta, particularmente en edificios donde haya frecuentes concentraciones de personas.

El logro de los objetivos previos requiere mucho más que el mero dimensionamiento de miembros estructurales para ciertas fuerzas internas dadas. Se requiere la consideración explícita de esos objetivos y de los problemas relacionados con respuestas estructurales no lineales, y con el comportamiento de los materiales, miembros y conexiones cuando éstos se encuentran sujetos a varios ciclos de inversión de cargas de gran magnitud. Implica igualmente la identificación de condiciones de servicio y la formulación de criterios de aceptación respecto a ellos.

3.2 RESPUESTA ESTRUCTURAL Y VARIABLES DE CONTROL

3.2.1 Ductilidad y resistencia

Se dice que un sistema estructural es dúctil si es capaz de sufrir deformaciones considerables bajo carga aproximadamente constante, sin padecer daños excesivos o pérdida de resistencia por aplicaciones subsiguientes de carga. Las curvas 1 y 2 de la figura 3.1 muestran relaciones típicas entre la carga Q y la deflexión y durante la aplicación primaria de carga en sistemas dúctiles y frágiles, respectivamente. La curva 1 corresponde a la respuesta bajo carga lateral de un marco de concreto reforzado, detallado adecuadamente, cuyos efectos de esbeltez no son significativos; la curva 2 es típica de estructuras de mampostería, a base de bloques huecos con poco refuerzo. Sin embargo, cuando se deba considerar el efecto de varios ciclos de carga, no se puede inferir un comportamiento dúctil únicamente de la observación de curvas tales como éstas, asociadas meramente con la primera aplicación de carga; el daño producido durante los primeros ciclos puede menoscabar la capacidad del sistema de absorber energía en ciclos posteriores, así como reducir la rigidez, tal como se muestra en la figura 3.2 (b), típica de muros de cortante de mampostería confinados por marcos de con-

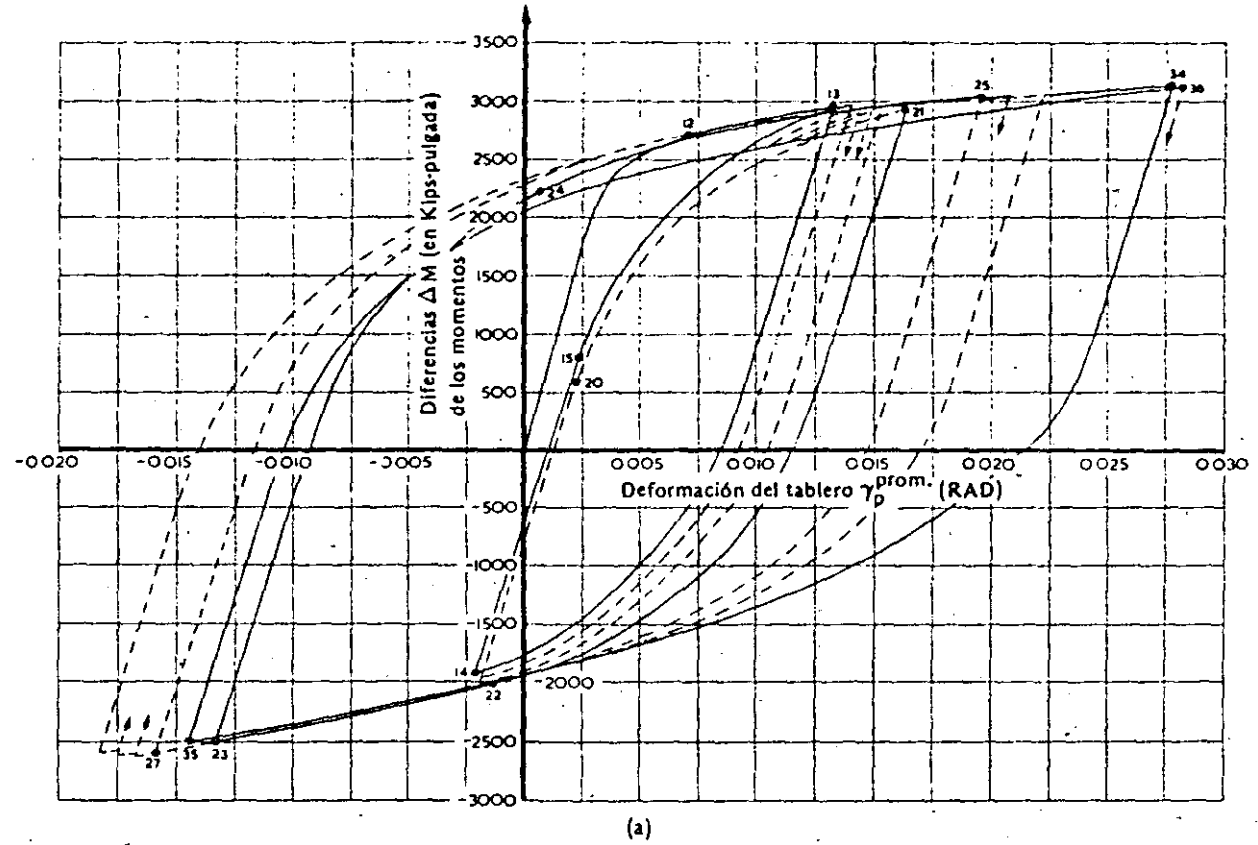


Fig. 3.2(a) Rigidez no degradante (según Krawinkler y colaboradores^{3,2}).

creto reforzado.^{3.1} En este caso la pérdida de rigidez está asociada con el agrietamiento por tensión diagonal en el muro de relleno y las consiguientes deformaciones residuales. Los ciclos histeréticos prácticamente estables encontrados para las juntas^{3.2} de acero estructural, como se muestran en la figura 3.2 (a), equivalen a un daño insignificante.

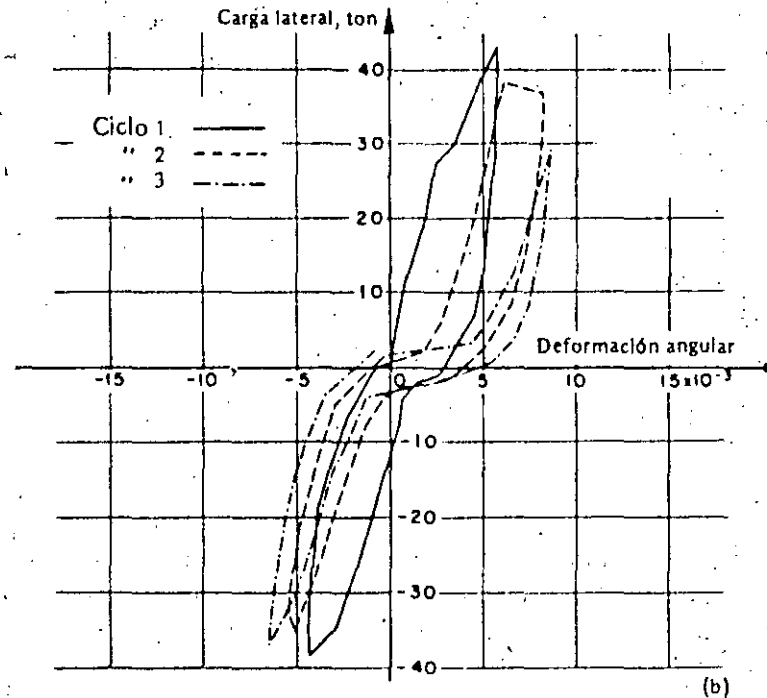


Fig. 3.2(b) Rigidez degradante (según Esteva^{3.1}).

Como se explica en la sección 3.2.2, la capacidad de los sistemas estructurales para responder a excitaciones dinámicas representadas por curvas carga-deflexión, similares a la figura 3.2 (a), sirve de apoyo a los criterios comunes de diseño por sismo, que requieren que las estructuras soporten sólo una fracción de las cargas laterales que tendrían que resistir si se exigiese que éstas permanecieran dentro del rango elástico de comportamiento durante sismos intensos. De esta manera, la seguridad contra el colapso se puede lograr haciendo a la estructura fuerte,

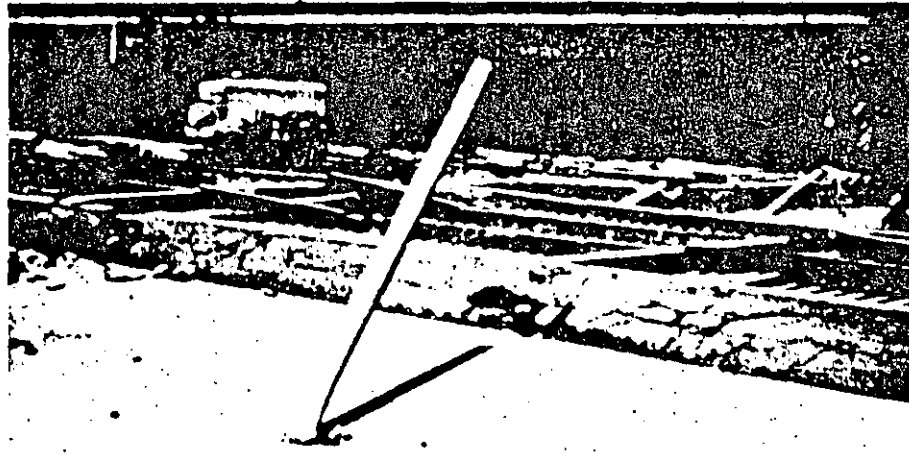


Fig. 3.3 Falla por inestabilidad.

dúctil o diseñándola para una combinación económica de ambas propiedades. Para algunos tipos de materiales y miembros estructurales, es difícil lograr una buena ductilidad y debe diseñarse entonces para cargas laterales relativamente altas; en otros casos es más barato proporcionar una buena ductilidad que una alta resistencia lateral, lo cual se refleja en la práctica del diseño. Sin embargo, la ductilidad en los materiales no implica necesariamente ductilidad en el sistema, puesto que los efectos $P-\Delta$ (o sea la interacción entre deflexiones laterales y las fuerzas internas producidas por las cargas de gravedad actuando en la estructura deformada) pueden conducir a una falla por inestabilidad cuando la rigidez lateral efectiva es muy baja (véase figura 3.3).

El comportamiento dúctil no lineal de sistemas complejos resulta generalmente como consecuencia de deformaciones dúctiles *locales* o *concentradas*, que tienen lugar en aquellas secciones de una estructura en donde se alcanza la deformación de fluencia (figura 3.4). La ductilidad local se puede expresar numéricamente ya sea como la relación de curvatura total a curvatura en el límite de fluencia en una sección dada, o como la relación de rotación total a rotación en el límite de fluencia.

en el extremo de un miembro.^{3.3} La ductilidad *total* o *global* es una propiedad de la curva carga-deformación expresada en términos de la resultante de las cargas externas actuantes en una porción grande de un sistema dado. Por ejemplo, los marcos de edificios son a menudo considerados como sistemas de cortante, con el fin de estimar su respuesta dinámica no lineal frente a excitaciones sísmicas; la ductilidad global se puede expresar entonces en términos de las curvas que relacionan las fuerzas cortantes con las distorsiones laterales. Los valores numéricos de las ductilidades locales determinados con los criterios alternativos anteriores no coinciden entre sí, ni la ductilidad total en un entrepiso dado idealizado como un segmento de viga de cortante coincide con los valores de las ductilidades concentradas, desarrolladas en las localidades correspondientes del entrepiso, ya que la ductilidad total es función de la relación de las contribuciones a la distorsión del entrepiso, de las deformaciones dúctiles concentradas y de las deformaciones elásticas distribuidas. Puesto que las vigas son generalmente capaces de desarrollar mayores ductilidades que las columnas sujetas a grandes cargas de compresión, muchos marcos de edificios se diseñan con el criterio "columna fuerte-viga débil", según el cual se adoptan diferentes factores de carga para diferentes fuerzas internas con la idea de que la fluencia sea más probable en los extremos de las vigas que en los de las columnas. En estas circunstancias se introduce un acoplamiento considerable entre las deformaciones no lineales de entrepisos adyacentes, y el modelo viga-cortante deja de tener validez. Tenga o no validez el modelo de que se

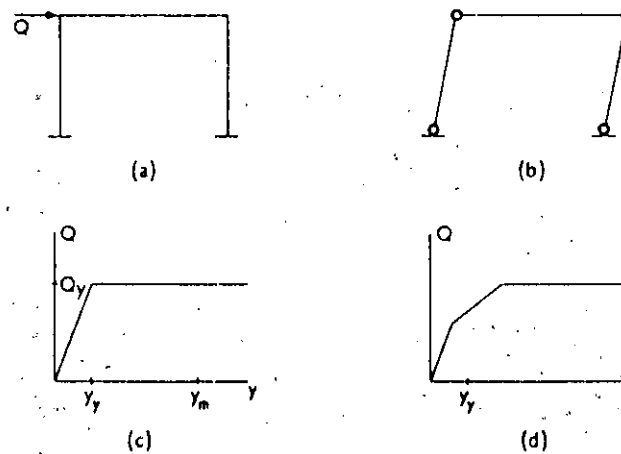


Fig. 3.4. Ductilidad local y general bajo cargas laterales; a) cargas, b) mecanismo de falla, c) fluencia simultánea, d) fluencia escalonada.

trata, las ductilidades nominales de entrepiso son sólo indicadores de sus valores locales, y los factores que contribuyen a concentraciones de la ductilidad se deberán considerar en el diseño.

En la figura 3.4 se muestra la relación entre ductilidad local y ductilidad total para un marco simple. La figura 3.4(b) muestra el caso ideal en que las gráficas momento-curvatura en secciones críticas son elasto-plásticas, y la fluencia se alcanza simultáneamente en los cuatro extremos de las columnas. Si al marco se le imponen deformaciones adicionales bajo carga constante, las curvaturas locales en las secciones bajo fluencia se incrementarán de y_y a y_m [figura 3.4 (c)]. La ductilidad local se puede medir por la relación de los valores finales y de fluencia de las curvaturas mencionadas. La ductilidad total está dada por y_m/y_y y es función de la ductilidad local y de las longitudes de los segmentos de miembro a lo largo de los cuales las curvaturas sean más grandes que sus valores en la fluencia. Estas longitudes son función del tipo de material, de los detalles locales y de la variación relativa de las ordenadas del momento flexionante y de la resistencia estructural de la sección.

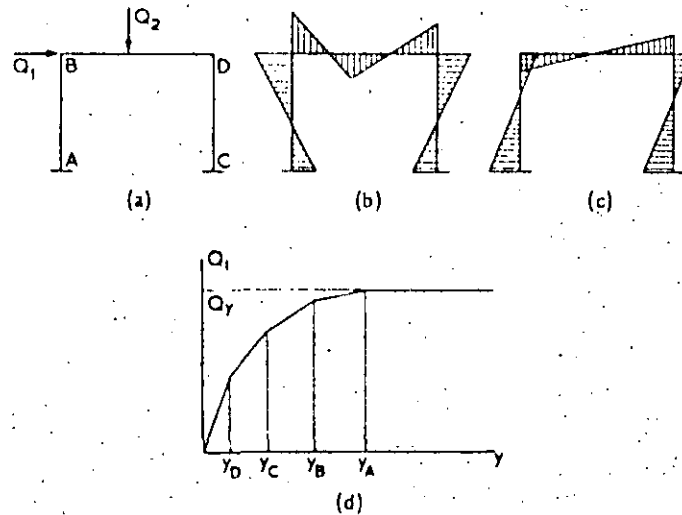


Fig. 3.5 Comportamiento inelástico bajo cargas verticales y laterales; a) cargas, b) momentos por carga vertical, c) momentos por carga lateral, d) curva resultante carga-deflexión.

Considerar ahora un marco sujeto a un sistema constante de cargas verticales Q_2 (figura 3.5) que produce un estado inicial de fuerzas internas. Si un sistema Q_1 de cargas laterales se aplica gradualmente, las orde-

nadas de los diagramas de momento flexionante (b) y (c) se sumarán en determinadas secciones y se restarán en otras. La fluencia ocurrirá consecutivamente, digamos en el orden DCBA, dando lugar a la curva carga-deformación mostrada en la figura 3.5 (d). Las ductilidades locales diferirán en las localidades mencionadas; dependerán, entre otras cosas, del orden en que alcancen sus momentos plásticos. Cuando las cargas axiales son importantes, pueden tener gran influencia en tales momentos.

Las siguientes secciones describen las relaciones cuantitativas entre la demanda de ductilidad, resistencia y rigidez en sistemas estructurales simples, así como los problemas que surgen cuando se trata de extrapolar esas relaciones a sistemas complejos, característicos de los encontrados por los ingenieros en la práctica del diseño.

Respuesta dinámica de sistemas simples no lineales. Una idealización común de las estructuras dúctiles es el sistema elastoplástico cuya curva de carga-deflexión es como la que se muestra en la figura 3.6 (b), con rigidez k en el intervalo de comportamiento lineal, con un coeficiente de amortiguamiento viscoso c y una masa en la parte superior igual a m . Durante la respuesta del sistema a un temblor intenso, el máximo desplazamiento relativo D excederá de la deformación de fluencia y_y , mientras que la máxima fuerza lateral permanecerá con el valor de fluencia Q_y si se desprecian los efectos $P-\Delta$. Se dice que ocurre la falla si la demanda de ductilidad D/y_y es mayor que la ductilidad disponible μ . La figura 3.7 muestra un diagrama con las deformaciones plásticas requeridas para que la demanda de ductilidad sea igual a la ductilidad disponible para distintos valores de este parámetro, para el intervalo de períodos naturales más importantes en la práctica (calculados en términos de la rigidez inicial del sistema elastoplástico) y para una relación de amortiguamiento $\xi = 0.5 c (km)^{-1/2}$ igual a 0.02. Las pseudoaceleraciones kD/m se pueden leer en la escala correspondiente del mismo diagrama. Analizando estas curvas se ve que siempre que el período natural no sea muy corto, las deformaciones plásticas requeridas y, por consiguiente, los coeficientes de cortante basal, varían inversamente con la ductilidad. A la misma conclusión se llega si se lee a lo largo de la escala de pseudoaceleraciones espectrales. Sin embargo, esta influencia favorable de la ductilidad en reducir el coeficiente de cortante basal requerido, es menos pronunciada en el intervalo de períodos naturales cortos, digamos menores que $2\pi\nu/\sigma$, donde ν y σ son respectivamente valores pico de la velocidad y de la aceleración del terreno; conforme el sistema se vuelve más rígido T tiende a cero y la pseudoaceleración espectral tiende a σ , independientemente del valor de μ , aceptando que este valor permanezca acotado.

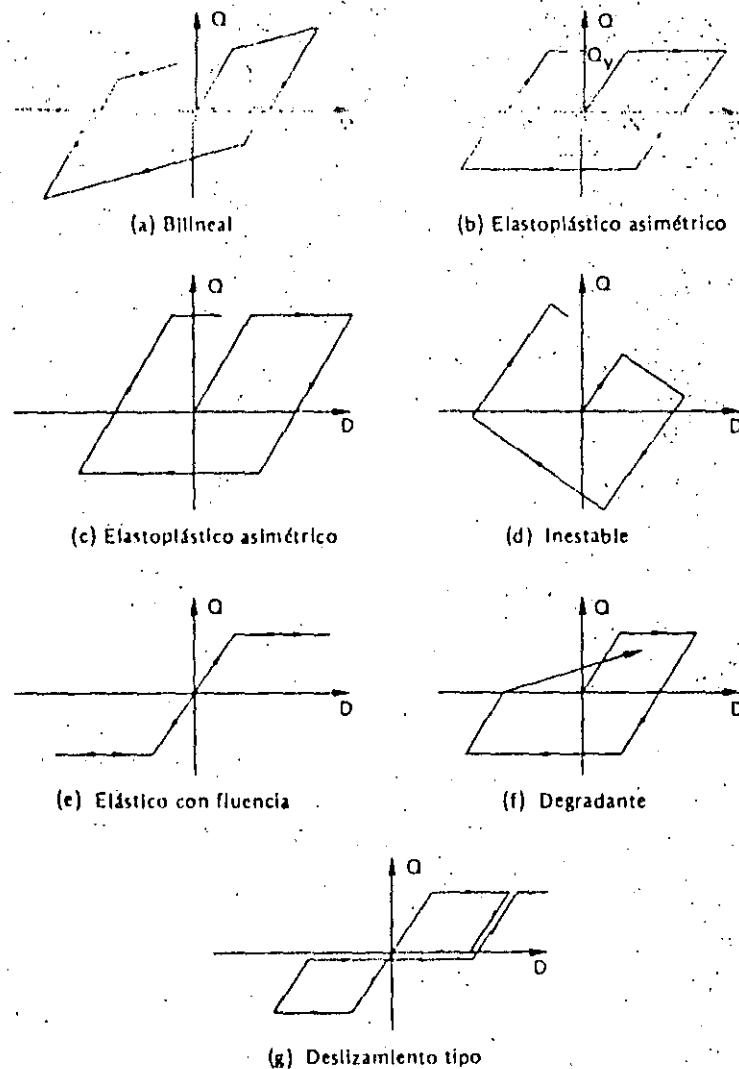


Fig. 3.6 Modelos de comportamiento no lineal.

Los valores reales de los desplazamientos laterales relativos son iguales a μy_y , lo que implica que para períodos naturales grandes y moderados, estos desplazamientos son prácticamente insensibles a μ , mientras que para períodos naturales muy cortos tienden a ser proporcionales a μ . Los resultados descritos se pueden expresar de la siguiente manera: si un sistema elastoplástico simple con período natural inicial T debe

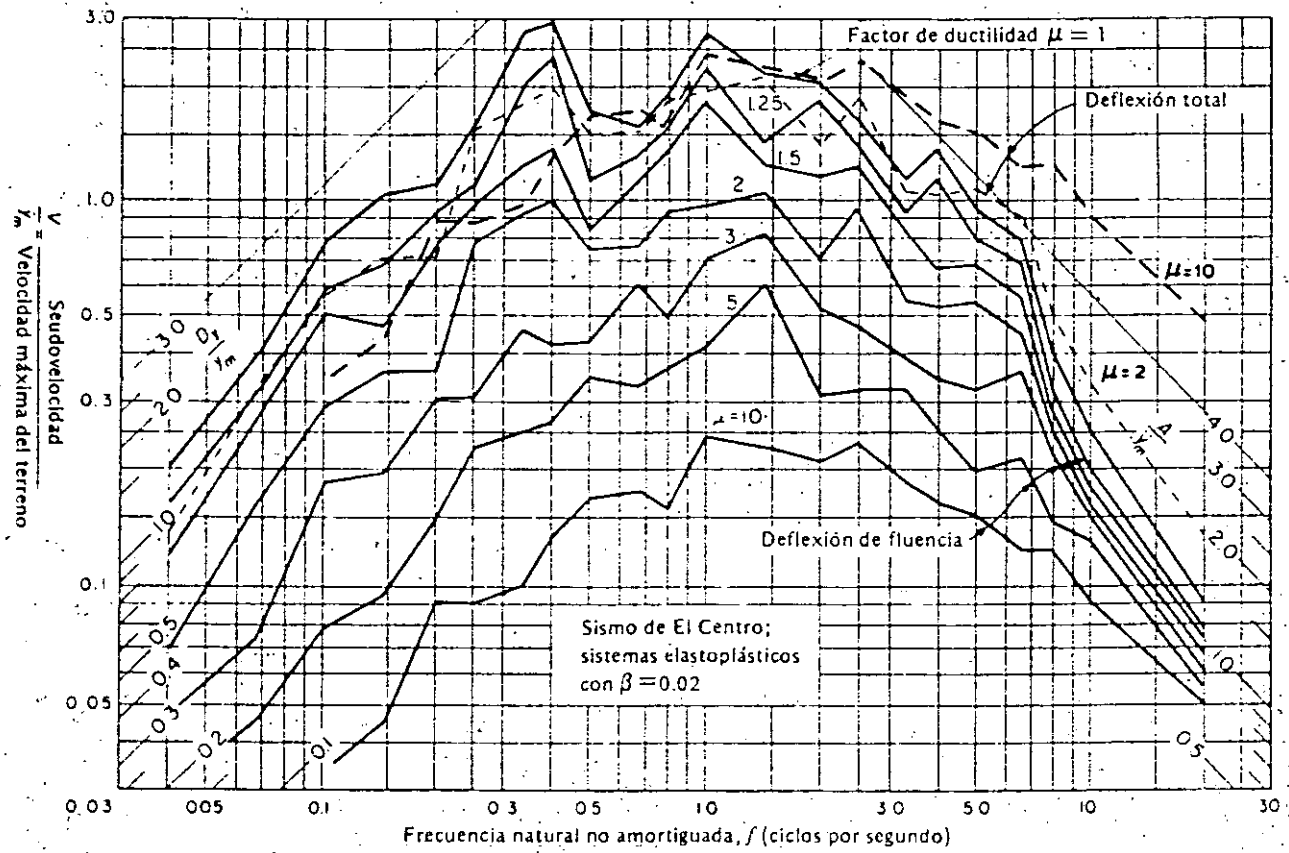


Fig. 3.7 Espectros de deformación para sistemas elastoplásticos con 2% de amortiguamiento crítico sujetos al sismo de El Centro de 1940 (según Newmark^{3.33}).

desarrollar un factor de ductilidad μ durante un sismo, el coeficiente de cortante basal requerido se puede obtener aplicando un factor de reducción al valor espectral correspondiente de un sistema elástico con igual período natural y amortiguamiento; para valores moderados y grandes de T , el factor de reducción es igual aproximadamente a μ^{-1} , mientras que para períodos naturales pequeños estará comprendido entre μ^{-1} y 1. Los desplazamientos relativos serán igual a μ veces los del sistema elástico sujeto al cortante basal reducido, o sea, serán iguales aproximadamente a los del sistema elástico sujeto al sismo real no reducido, si T no es muy pequeño, o a μ veces los valores anteriores si T es casi cero; esto se observa comparando las líneas continuas con las discontinuas en la figura 3.7.

Se han derivado conclusiones semejantes de otros informes acerca de sismos obtenidos en terreno firme. Aunque se puede esperar que tales conclusiones sean válidas cualitativamente para condiciones de suelo blando, las correspondientes relaciones cuantitativas están aún por derivarse.

Las conclusiones anteriores deben modificarse cuando se consideren sistemas cuya respuesta no se pueda idealizar como elastoplástica. En las figuras 3.6 (e)-(f) se muestran otras idealizaciones comunes. Las resistencias laterales requeridas para no exceder demandas dadas de ductilidad en estos sistemas son generalmente de 10 a 50 % mayores que las requeridas para los sistemas elastoplásticos comunes.^{3.5-3.9} En el caso elastoplástico asimétrico, la resistencia a la fluencia es diferente para cada dirección de aplicación de la carga. Esto se presenta, por ejemplo, en el sistema ilustrado en la figura 3.8 en el que las fuerzas de gravedad incrementan o disminuyen la resistencia lateral del segundo nivel según

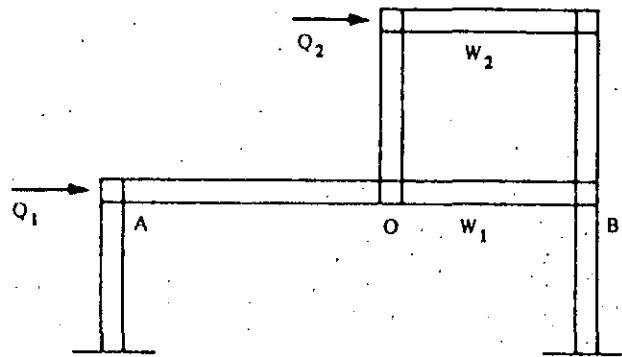


Fig. 3.8 Estructura con curva carga-deflexión asimétrica.

que la reacción vertical a la fuerza Q_2 , transmitida a la viga AB en O, esté dirigida hacia arriba o hacia abajo. Las curvas con deslizamiento (figura 3.9) generalmente se presentan en los casos en que las cargas laterales se toman por medio de elementos estructurales que sólo son capaces de resistir esfuerzos de tensión, como es el caso de los contravientos. Las curvas elásticas con fluencia reflejan fielmente el comportamiento de vigas de concreto presforzado sujetas a momentos extremos antisimétricos; tales curvas se caracterizan a menudo por lazos histeréticos muy estrechos. Las curvas degradantes se encuentran frecuentemente en sistemas en los que una porción considerable de la resistencia lateral se debe a miembros construidos con materiales frágiles, y en los que no se han tomado precauciones adecuadas para prevenir daño excesivo en cada ciclo de aplicación de las cargas; tal es el caso, por ejemplo, de los diafragmas de cortante a base de mampostería o el de los marcos de concreto reforzado deficientemente detallados.

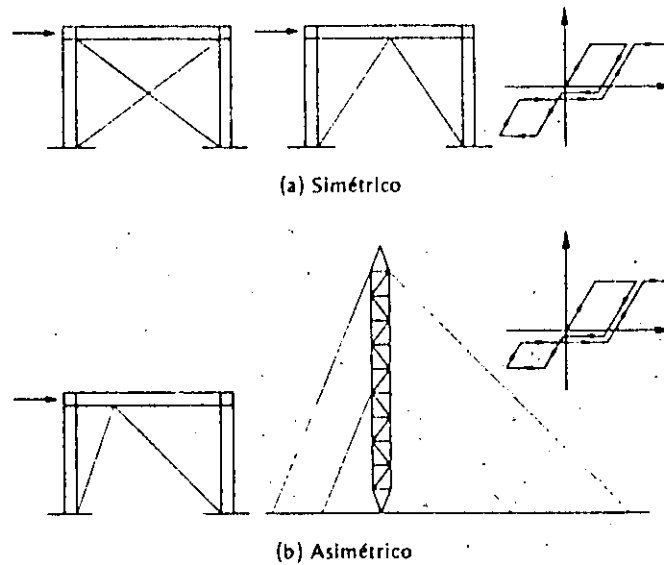


Fig. 3.9 Sistema tipo deslizamiento.

Las curvas inestables [figura 3.6 (d)] se producen por la influencia de cargas verticales considerables, actuando sobre los desplazamientos de la estructura deformada. La influencia de los efectos de inestabilidad en las demandas de ductilidad y en la seguridad contra colapso puede ser

mucho más drástica que la asociada con las características de las curvas analizadas con anterioridad, y en la práctica se toman en cuenta especificando factores de amplificación para deflexiones laterales y fuerzas internas que explican los incrementos asociados con efectos de segundo orden.

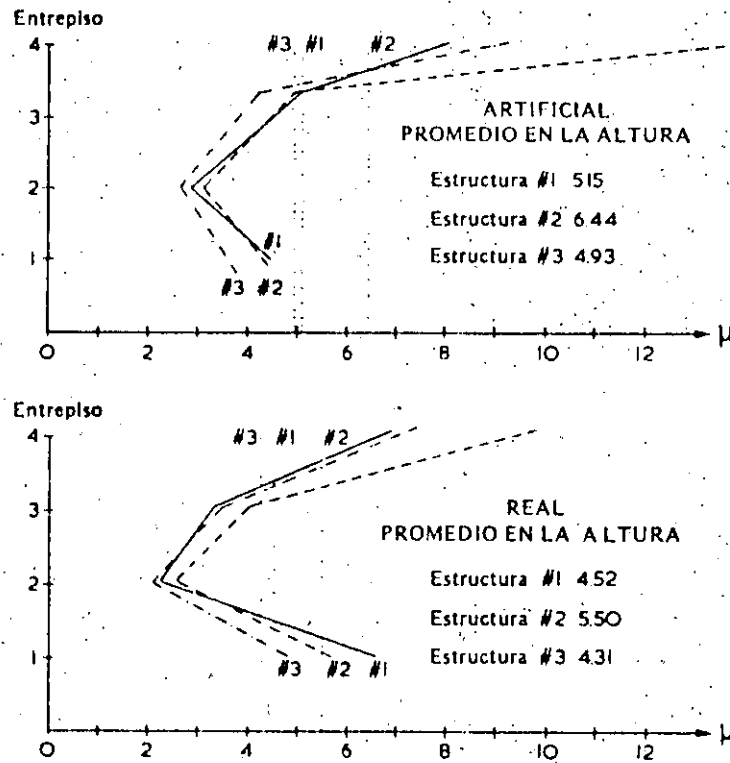


Fig. 3.10 Demandas de ductilidad en sistemas de cortante sujetos a sismos reales y simulados (según Frank y colaboradores^{3,3}).

Demandas de ductilidad en sistemas complejos. Las demandas de ductilidad local varían de punto a punto; su distribución depende de la distribución de la resistencia local a través del sistema, teniendo lugar una interacción considerable entre la energía disipada en diferentes secciones. Los modelos generales de las demandas de ductilidad en sistemas complejos han sido estudiados casi exclusivamente en marcos de edificios,

idealizados ya sea como vigas de cortante o como un conjunto de vigas y columnas donde la fluencia se restringe a ocurrir en las articulaciones plásticas localizadas en los extremos de las barras. En las figuras 3.10 y 3.11 se han graficado algunos resultados para vigas de cortante y marcos, respectivamente. Cada grupo de resultados corresponde a un grupo diferente de sismos simulados, con un contenido de frecuencia similar al observado en condiciones normales sobre terreno firme en la costa occidental de los Estados Unidos. Se diseñaron estructuras para las ordenadas promedio, con respecto a cada grupo de movimientos del espectro elastoplástico de respuesta, correspondiente a un factor de ductilidad de 4. Los sistemas en la figura 3.10 se diseñaron únicamente para la contribución del modo fundamental de vibración, mientras que los de la figura 3.11 se diseñaron para la superposición de sus cuatro modos naturales de acuerdo con el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados recomendando en la referencia 3.10. En todos los casos el

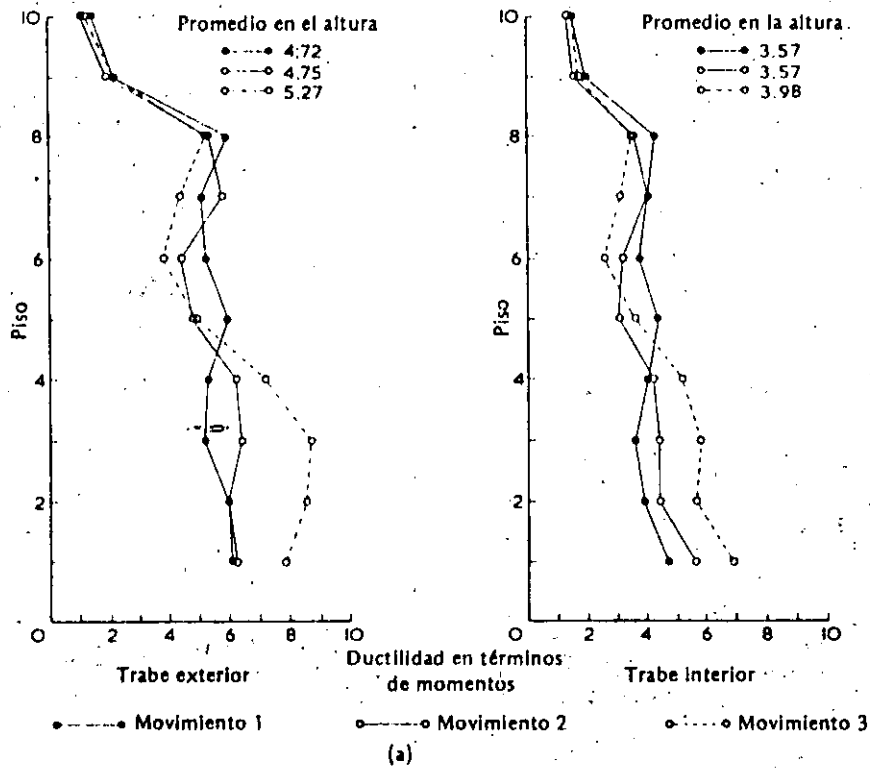


Fig. 3.11 (a) Factores de ductilidad máximos en tubos para el diseño por gravedad y sismo.

factor de carga se tomó igual a 1. Las ductilidades se expresaron en términos de las deflexiones de entrepiso para las vigas de cortante, y de curvatura local en las articulaciones para los marcos; sus valores absolutos no pueden ser comparados. Su variabilidad a través del edificio es sin embargo evidente, como lo es la ocurrencia de grandes ductilidades en las partes superiores de sistemas en los que se ha despreciado la respuesta asociada con los modos naturales superiores.

Se ha observado una variabilidad más pronunciada en las demandas de ductilidad en algunos sistemas de cortante, con períodos fundamentales más cortos que el período dominante del movimiento del terreno, y también en aquellos sistemas cuyos factores de seguridad respecto a los cortantes de piso de diseño varían considerablemente a través de la altura del edificio.^{3.11} Tal variabilidad puede provenir de necesidades arquitectónicas, lo cual a menudo conduce a que algunos entrepisos resulten con elementos más resistentes de lo necesario para quedar de acuerdo con el coeficiente sísmico adoptado. Cuando esto sucede, la contribución relativa de cada entrepiso a la disipación histerética de la energía cinéti-

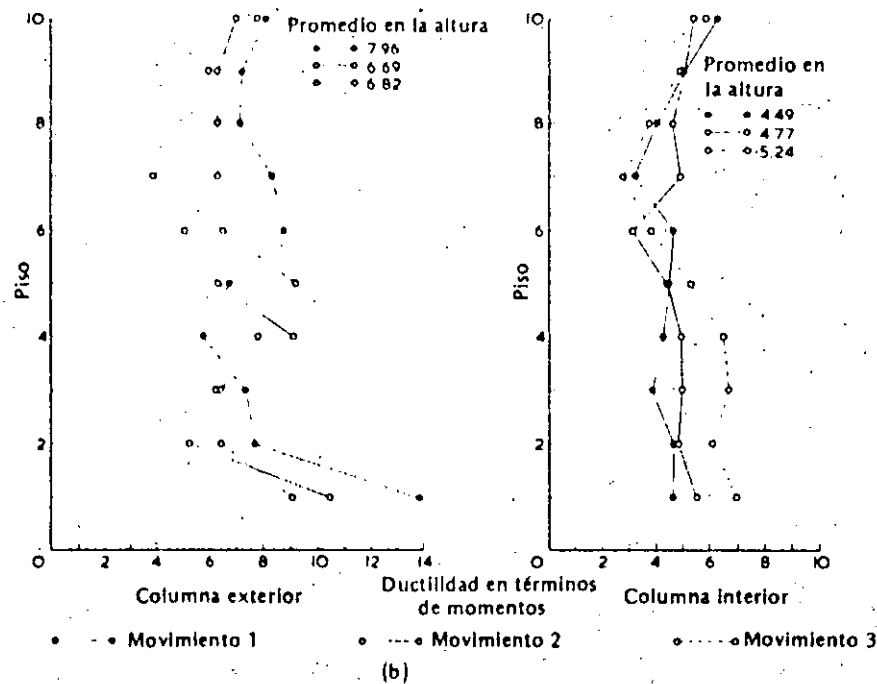


Fig. 3.11(b) Factores de ductilidad máximos en columnas para el diseño por gravedad y sismo.

ca cambia, y aquellos entrepisos con los menores factores de seguridad quedan sujetos a mayores demandas de ductilidad que si el factor de seguridad fuese uniforme a través de la estructura. Cuando tales demandas incrementadas de ductilidad no pueden satisfacerse con una capacidad adecuada de deformación dúctil, el coeficiente de fuerza lateral debe aumentarse. Los efectos de esbeltez pueden llegar a ser considerables debido a los grandes desplazamientos implicados.

3.2.2 Rigidez y deformaciones

La rigidez estructural regula el período natural y, por consiguiente, las fuerzas sísmicas; estas últimas son menores para períodos más largos, o sea para rigideces pequeñas, pero entonces los desplazamientos y las deformaciones pueden resultar excesivos. Además de garantizar factores adecuados de seguridad contra el colapso, los criterios sísmicos deben tender a controlar las deformaciones, puesto que éstas son directamente responsables de los daños a los elementos no estructurales, del impacto con estructuras adyacentes, del pánico y de la incomodidad.

La rigidez es también la variable principal que regula la seguridad contra la inestabilidad. Los desplazamientos laterales y las fuerzas internas producidas por el movimiento horizontal del terreno se amplifican por la interacción entre las cargas de gravedad y los desplazamientos mencionados. La función de amplificación no varía de manera lineal con respecto a la rigidez lateral, y alcanza valores muy altos cuando esta última variable se acerca a cierto valor crítico. En estructuras dúctiles, la seguridad contra una falla por inestabilidad es una función de la rigidez efectiva, o sea de la pendiente de la línea que une el origen de la gráfica fuerza-deflexión con el punto que representa la deflexión máxima y la correspondiente fuerza lateral (en sistemas elastoplásticos, esto es lo mismo que el valor de la rigidez inicial dividida por el factor de ductilidad). La creciente tasa de variación de la función de amplificación mencionada con respecto a la rigidez lateral, cuando ésta se aproxima a su valor crítico, impide la posibilidad de diseñar estructuras muy dúctiles con fuerzas laterales pequeñas (figura 3.3).

3.2.3 Daño y absorción de energía

La respuesta dúctil histerética proporciona una manera de transformar y disipar la energía cinética impartida a una estructura a través de su base. Tal respuesta implica normalmente algún grado de daño, y posiblemente el deterioro del sistema para resistir futuros sismos intensos. El daño puede acumularse durante eventos sucesivos y la capacidad del sistema puede verse seriamente afectada. Las decisiones concernientes a la extensión y nivel del daño que es aconsejable admitir son fundamentalmente de índole económica. En general, el grado de daño estructural y sus efectos perjudiciales en el funcionamiento futuro, puede ser controlado a cierto

costo por medio de una selección adecuada de materiales y de detalles constructivos, como se describe en el capítulo 8. El daño a elementos no estructurales puede prevenirse aislando a éstos de las deformaciones de la estructura. Sin embargo, puede ser aconsejable desde un punto de vista económico aprovechar la disipación de energía asociada con el daño. Se pueden usar para este propósito elementos arquitectónicos o aditamentos apropiados (figura 3.12). En ambos casos deberá considerarse en el diseño el mantenimiento o reemplazo de tales aditamentos.

El uso de bandas metálicas alrededor de los muros divisorios, como se muestra en la figura 3.12 (a), puede servir para limitar las fuerzas laterales que la estructura transmitirá a los muros divisorios, y al mismo tiempo aprovechar la capacidad de éstos de resistir tales fuerzas y utilizar la capacidad de absorción de energía de las bandas.^{3.10} En otros casos puede ser conveniente diseñar aceptando de antemano un daño considerable en los muros divisorios.

Los pernos de anclaje que ceden durante movimientos intensos del terreno, pueden proporcionar protección a chimeneas muy esbeltas contra pandeo local o falla por flexión de conjunto^{3.12} a costa de de-

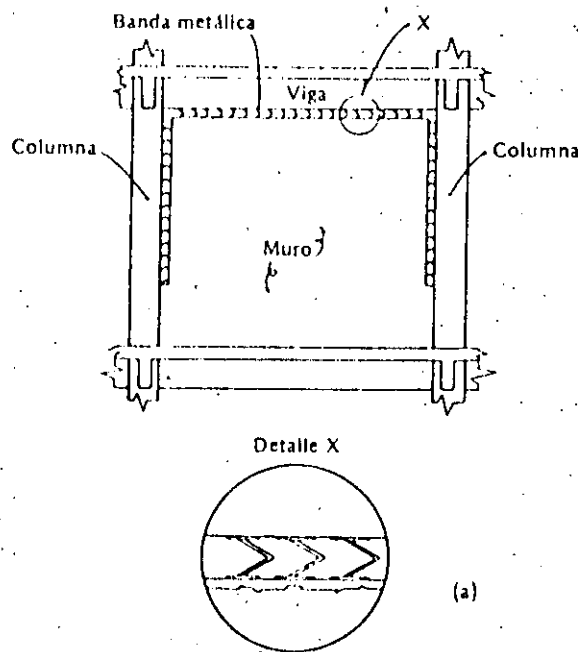


Fig. 3.12 Dispositivos para absorber energía y sistemas aislantes de sacudidas. a) Banda metálica para proteger muros divisorios (según Newmark y Rosenblueth^{3.10}). b) Soporte con rodillos (según Ruiz y colaboradores^{3.15}).

formaciones irreversibles. A fin de lograr un desempeño adecuado de los pernos de anclaje durante una serie de sismos, es necesario ajustar las tuercas después de cada sismo y reemplazar aquellos pernos para los que la suma de las deformaciones previas residuales sea excesiva (véase la sección 4.8).

Se presentan frecuentemente grandes deformaciones concentradas en vigas de acoplamiento que conectan muros de cortante [figura 3.16 (b)], o en los extremos de vigas que llegan a bordes de muros de cortante, y por esto constituyen zonas adecuadas para colocar dispositivos absorbentes de energía.

El aislamiento parcial de las cimentaciones de edificios del movimiento del terreno ha sido propuesto como un medio para controlar la respuesta estructural y el daño no estructural.^{3.13-3.15} Los sistemas aislantes pueden consistir en cojinetes de material muy flexible, grupos de rodillos o algo semejante. Los desplazamientos relativos entre la cimentación y el terreno pueden ser controlados por medio de dispositivos pasivos absorbentes de energía, localizados en la entrecara cimentación-suelo [figura 3.12 (b)].

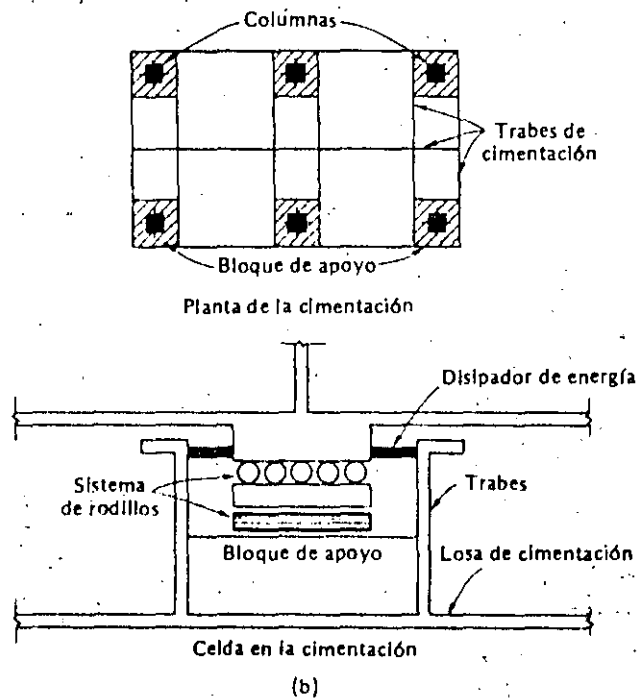


Fig. 3.12 Continuación.

3.3 PRINCIPIOS DE DISEÑO

3.3.1 Requisitos de diseño y principios básicos

El arte del diseño antisísmico no consiste sólo en crear estructuras capaces de resistir un conjunto dado de cargas laterales, aunque tal capacidad es parte de un buen diseño. Implica más bien producir sistemas caracterizados por una combinación óptima de propiedades tales como resistencia, rigidez y capacidad de absorber energía y de deformarse dúctilmente, que les permitirá responder a sismos frecuentes de intensidad moderada sin sufrir daños serios, y a sismos excepcionales de gran severidad sin poner en peligro su estabilidad, su contenido o a sus ocupantes. Lograr este propósito implica mucho más que la mera aplicación de especificaciones; exige un entendimiento de los factores básicos que determinan la respuesta sísmica de las estructuras, así como ingenio para crear sistemas con las propiedades requeridas.

Las especificaciones establecen niveles óptimos de diseño de acuerdo con análisis implícitos de costos y beneficios que equilibran los costos iniciales de construcción con los costos esperados por daños y fallas. En ellas también se recomiendan criterios y algoritmos adecuados para la evaluación de los parámetros de diseño ligados con los niveles de diseño óptimo. Tales recomendaciones tienen el propósito de poner en práctica los criterios de diseño suficientemente sencillos, a costa de reducir el intervalo de condiciones en el que proporcionen predicciones exactas de respuesta. El ingeniero tiene que reconocer las posibles desviaciones y aplicar principios básicos, antes de tratar de extrapolar requerimientos generales al problema particular de que se trata.

Los criterios estáticos de diseño sísmico están formulados en términos de los coeficientes por los que las masas de cada estructura deben ser multiplicadas para obtener las cargas laterales de diseño; sin embargo, en muchos casos, esos coeficientes se derivan de la respuesta dinámica de vigas de cortante lineal con distribución aproximadamente uniforme de masa y rigidez. Debe entenderse claramente el significado de las cargas laterales mencionadas; su finalidad es proporcionar un diagrama de cortantes de piso que corresponda a niveles congruentes de seguridad; pero fallan en predecir otros efectos significativos. Así, por ejemplo, se requieren factores de reducción para los momentos de volteo, para tomar en cuenta el hecho de que los cortantes máximos de piso no ocurren simultáneamente, y deben usarse algoritmos especiales para determinar efectos locales, tales como la respuesta de apéndices y esfuerzos de diagrama en los sistemas de piso, que correspondan a niveles de seguridad congruentes con los esperados para los cortantes de entrepiso.

Los criterios dinámicos de diseño requieren generalmente un análisis modal, por lo que la variación de masas y rigideces se toma en cuenta en la estimación de los coeficientes de carga lateral. Sin embargo, el análisis modal falla en predecir la influencia del comportamiento no lineal, excepto en aquellos casos sencillos en que la disipación histerética de energía se distribuye uniformemente a través del sistema, y es incapaz de predecir concentraciones de la demanda de ductilidad e interacciones no lineales para la acción simultánea de varios componentes del movimiento del terreno. Cualquiera que sea el criterio de diseño que se adopte, deben detectarse las desviaciones de las condiciones reales de aquéllas que implican una disipación uniforme de energía, y evaluar su posible influencia en el comportamiento estructural.

Dado un conjunto de requisitos de diseño y de variables de control de respuesta, debe aplicarse un criterio de análisis estructural, capaz de predecir con suficiente exactitud tales variables, para determinar las fuerzas internas y la configuración deformada. La acción simultánea de los componentes significativos del movimiento del terreno debe considerarse, incluyendo un factor de escala aplicado a cada componente para tomar en cuenta su valor probable cuando ocurra el valor máximo absoluto de su combinación (véase el capítulo 2). El criterio adoptado de análisis estructural debe ser tal que reconozca las concentraciones posibles de comportamiento no lineal, y que alcance una probabilidad suficientemente baja de que ocurran en localidades no deseables como consecuencia de inexactitudes de tal criterio. Esto significa que para la predicción de los desplazamientos y de las fuerzas internas en particular, los efectos $P-\Delta$ deben considerarse por lo menos mediante un análisis aproximado que dé indicaciones de la necesidad de un análisis más refinado. Algunos reglamentos de construcción establecen reglas sencillas para decidir cuándo se pueden despreciar los efectos $P-\Delta$.^{3.16} La contribución de los llamados elementos no estructurales a la rigidez no debe despreciarse, a menos que tales elementos queden adecuadamente aislados de la estructura, o bien se pueda mostrar que no impedirán el buen funcionamiento de ésta.

Debe prestarse atención a las fuerzas de inercia asociadas con todos los componentes importantes de aceleración local, por ejemplo, la aceleración angular (inercia rotacional) de techos en forma de paraguas o segmentos de chimeneas, y aceleraciones verticales de traveses de gran claro en puentes o instalaciones industriales. Ambos tipos de aceleración se producen por movimientos horizontales, verticales o rotacionales del terreno.

Deben proporcionarse trayectorias adecuadas de esfuerzos para garantizar que las fuerzas de diseño pueden transmitirse a la cimentación. La deformabilidad de la subestructura y del terreno debajo de ella debe considerarse cuando se define la matriz de rigidez de todo el sistema, o la condición de apoyo de la superestructura sobre la cimentación. La distribución de presiones de contacto entre el terreno y la subestructura debe calcularse considerando que en la entrecara no hay transmisión de esfuerzos de tensión, a menos que se tomen medidas al respecto, tales como la construcción de anclajes o pilastras con capacidad de resistir tensiones.

Debe estudiarse la seguridad de los elementos tanto estructurales como no estructurales para resistir aceleraciones locales; en particular, por medio de un anclaje y refuerzo adecuados debe prevenirse el desplome de muros y parapetos ocasionado por fuerzas normales a sus planos.

3.3.2. Sistemas estructurales

La selección de un sistema estructural está determinada por muchos factores. En los párrafos siguientes se ilustran algunos criterios básicos al analizar varios problemas típicos.

Elementos rigidizantes. Los marcos continuos pueden resistir generalmente fuerzas sísmicas desarrollando trayectorias de esfuerzos bastante uniformes; su principal ventaja es su fácil diseño y construcción para resistir grandes demandas de ductilidad. Sin embargo, su eficiencia, basada en la resistencia a flexión de vigas y columnas, es menor que la de sistemas cuya resistencia se deriva fundamentalmente de elementos sometidos a cortante simple o a fuerzas axiales. Además de permitir el desarrollo de mayores capacidades laterales sin un costo excesivo, los sistemas de rigidización pueden ser decisivos en el control de daño asociado con distorsiones laterales. Sin embargo, consideraciones económicas y arquitectónicas pueden impedir el uso de estos elementos en algunos casos y en otros pueden presentar desventajas técnicas importantes. En edificios altos, un aumento de la rigidez se logra por medio de diafragmas y contravientos; los primeros se construyen de mampostería o de concreto reforzado, los segundos de concreto reforzado o de acero (figura 3.13). El uso de contravientos debe preferirse al de diafragmas en edificios bajos y en estructuras industriales, excepto en aquellos casos en que los diafragmas se requieran por motivos arquitectónicos. En edificios altos y de mediana altura lo contrario es generalmente correcto, principalmente debido a las grandes dimensiones de las secciones transversales requeridas para los contravientos y los serios problemas que presenta su anclaje sobre todo en estructuras de concreto.

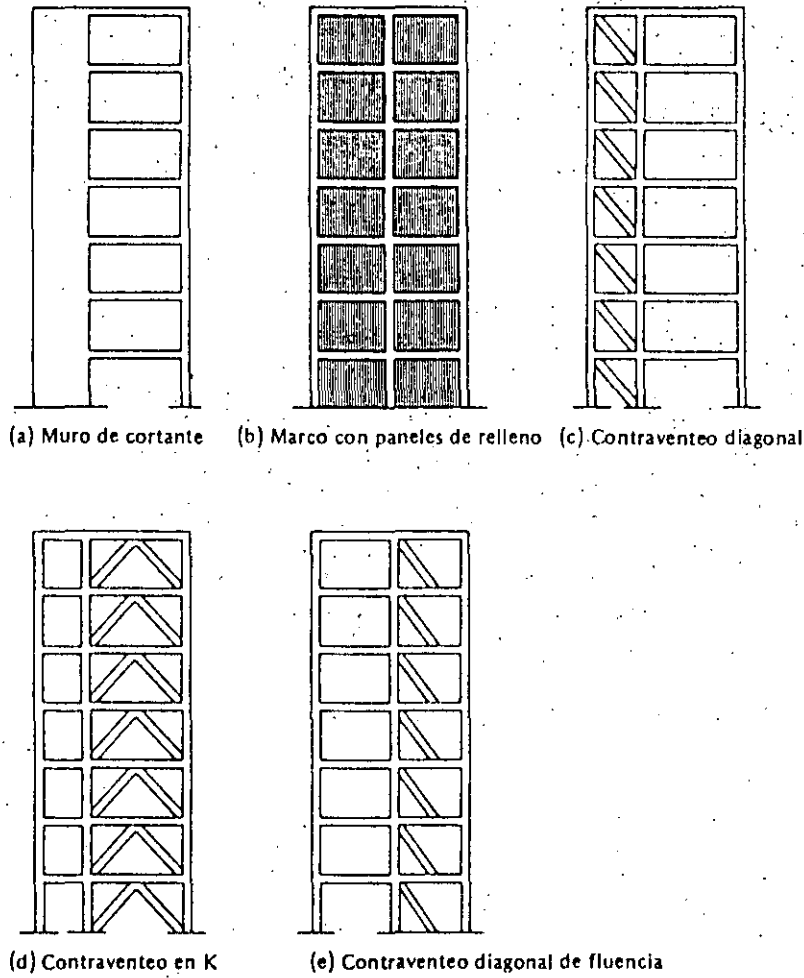


Fig. 3.13 Sistemas de rigidización.

La eficiencia de las crujeas contraventeadas y de los muros de cortante se reduce al incrementarse la relación de aspecto (relación de la altura al ancho). El porqué de esto se puede entender con la figura 3.14, que compara las configuraciones deformadas de una crujía contraventeada o de un muro actuando como una viga sometida a flexión empotrada en su base, y un marco continuo actuando esencialmente como una viga de cortante al estar ambos sujetos a un sistema de fuerzas laterales. Para una misma deflexión en la parte superior, cerca de la base, las pendientes

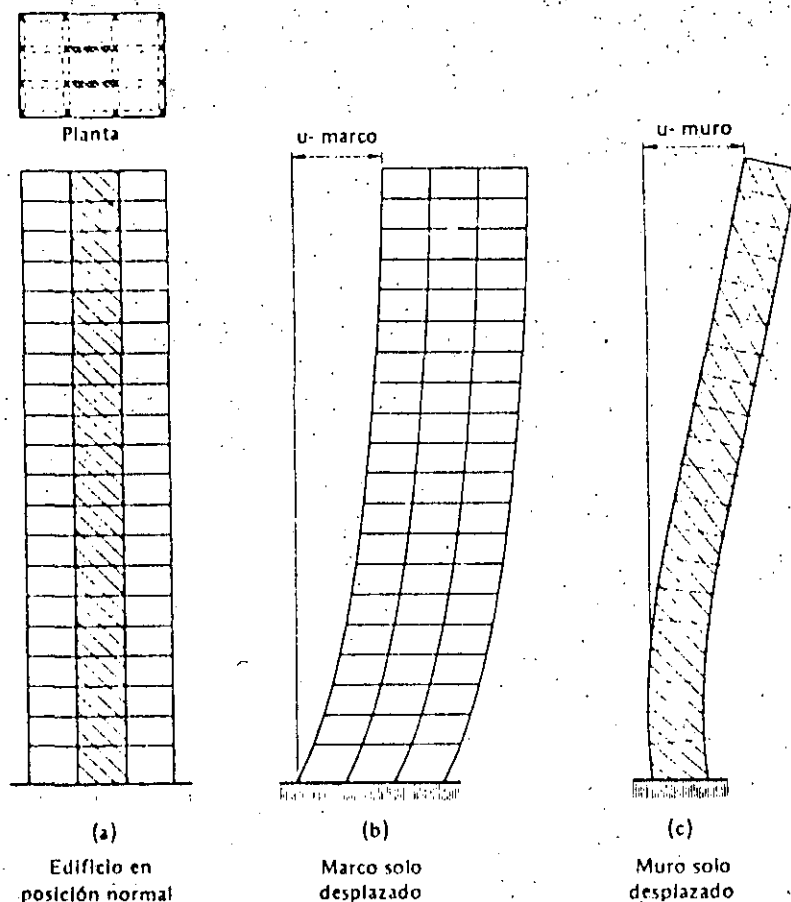


Fig. 3.14 Respuesta a carga lateral de muros de cortante y marcos reticulados (según Newmark).

de la viga a flexión serán mucho más pequeñas que las de la viga de cortante, pero cerca de la parte superior se cumplirá justo lo contrario. Cuanto mayor sea la relación de aspecto de la viga a flexión, mayor será la importancia de este efecto. Se concluye que cuando la combinación de un marco continuo y un muro esbelto resisten un sistema de fuerzas laterales, el muro esbelto tomará parte significativa del cortante total de entrepiso en los niveles bajos; no será así en los niveles superiores, donde el muro tenderá a apoyarse en el marco en vez de ayudar a resistir el cortante total de entrepiso.

La ocurrencia de grandes rotaciones de las secciones horizontales de muro da lugar a excesivas deformaciones locales y demandas de ductilidad en los extremos de las vigas conectadas a los bordes del muro. Estos problemas pueden verse agravados por la ocurrencia de desplazamientos considerables asociados con la flexibilidad de la cimentación en la base del muro. La adopción de secciones transversales como las que se muestran en la figura 3.15 puede mejorar significativamente la eficiencia de muros esbeltos de cortante, al incrementarse su rigidez a la flexión; empero la manera más efectiva de reducir las deflexiones totales por flexión, es logrando que la mayor porción posible de una cruzija dada contribuya a la rigidez total. En sistemas contraventeados esto se puede lograr adoptando configuraciones como las de la figura 3.16 (a). En donde los requerimientos arquitectónicos impongan la adopción de un número de muros separados en un mismo plano, una solución consistiría en acoplar varios de ellos y hacerlos trabajar en conjunto por medio de vigas de acoplamiento suficientemente rígidas y resistentes [figura 3.16 (b)]. Surge entonces el problema de lograr una ductilidad adecuada en tales vigas (véase el capítulo 5).

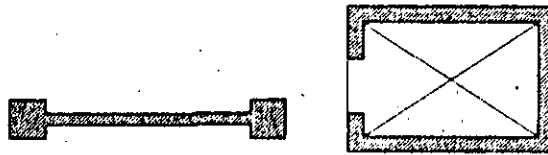


Fig. 3.15 Secciones eficientes para muros de cortante.

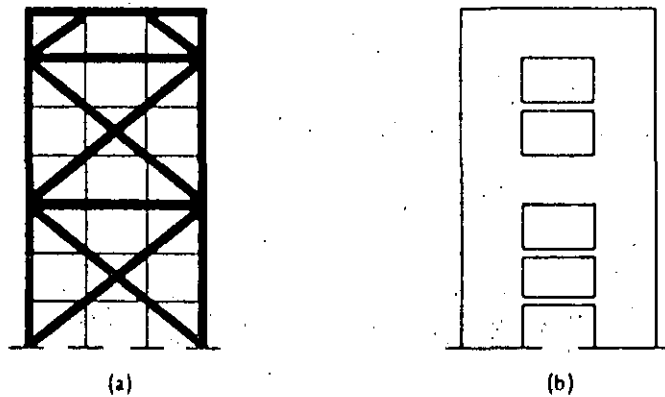


Fig. 3.16 Uso eficiente de elementos rigidizantes. a) Contraventeo en cruz, b) muros de cortante y vigas de acoplamiento.

El uso de elementos rigidizantes puede acarrear otros problemas: la flexibilidad de la cimentación y de los diafragmas de piso puede ser significativa en comparación con la de los elementos rigidizantes, y tener que considerarse al obtener la distribución de fuerzas internas. La deformabilidad de los diafragmas horizontales en su plano puede llegar a ser muy importante en edificios muy largos, en los que los muros de cortante localizados cerca de los extremos del edificio resisten las fuerzas laterales. No sólo la rigidez, sino también la resistencia de los diafragmas de piso en su propio plano se convierte entonces en una variable importante.

Simetría. La seria influencia de la asimetría en el comportamiento estructural ha sido reconocida y quizá se le ha dado mucha importancia. Los esfuerzos para eliminar sus efectos se han concentrado en el problema de ajustar las rigideces para evitar excentricidades torsionantes. Sin embargo aún si las excentricidades calculadas son despreciables pueden desarrollarse momentos de torsión importantes, por ejemplo, cuando las altas rigideces de ciertos miembros estructurales en un extremo del edificio estén equilibradas por elementos muy disímiles en el otro, ya que los valores relativos de las rigideces calculadas pueden ser poco confiables. Adicionalmente pueden ocurrir excentricidades de magnitud variable como consecuencia de un comportamiento no lineal, aun en aquellos casos en que un análisis lineal común prediga esfuerzos no torsionantes. Por esta razón, es deseable que las estructuras sean simétricas no sólo respecto a rigideces, sino también respecto a tipos de miembros estructurales.

Uniformidad. La adopción de claros muy distintos en un marco da lugar a fuerzas cortantes y momentos flexionantes muy grandes en las vigas de los claros más cortos. Estas fuerzas internas pueden alcanzar valores excesivos en estructuras altas y dar lugar a variaciones objetables en las cargas axiales de las columnas adyacentes; estas variaciones pueden a su vez afectar el diseño de las cimentaciones. En edificios bajos estos efectos pueden ser insignificantes; el grado de uniformidad que puede ser deseable en edificios altos puede entonces ser objetable en los de baja altura, si ello impide aprovechar los puntos localizados irregularmente indicados por el arquitecto. Por ejemplo, en la estructura de concreto reforzado cuya planta se muestra en la figura 3.17 (a), la distribución de los muros de servicios permite situar las columnas en los puntos A, B, C y D. Tales columnas reducirían el claro de las vigas y, por consiguiente, serían deseables en un edificio de dos a cinco niveles, también serían objetables probablemente en un edificio con más de ocho o diez niveles. Sin embargo, puede ser ventajoso en algunos casos

localizar columnas en puntos que impliquen marcadas discrepancias entre los claros de un edificio alto. Es entonces aconsejable disminuir la rigidez de las vigas que conectan tales columnas, especialmente reduciendo su peralte, como se muestra en la figura 3.17 (b).

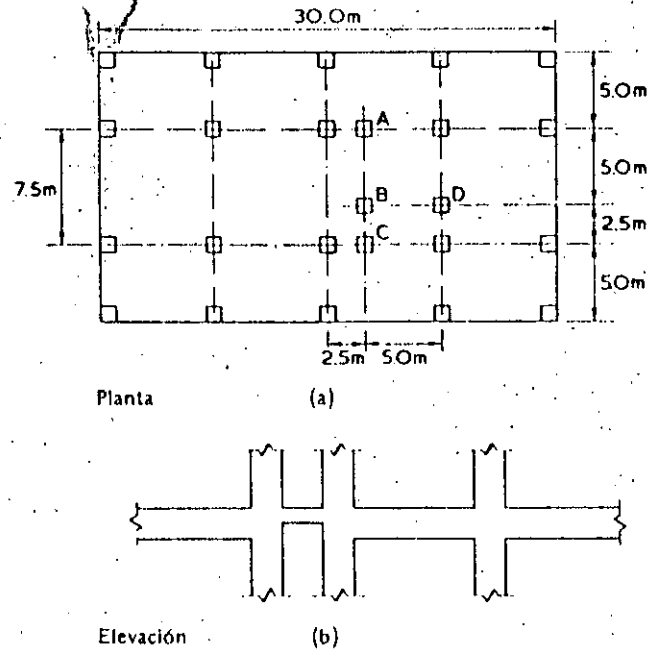


Fig. 3.17. Solución estructural para un edificio con claros desiguales (según Newmark y Rosenblueth^{3,10}).

Como consecuencia de los desplazamientos verticales producidos por el alargamiento y acortamiento de columnas, los problemas derivados de la rigidez excesiva de las vigas de claro corto tienden a aumentar. La reducción de la rigidez indicada en un buen diseño por cargas laterales podría ser entonces inconveniente debido a las limitaciones relacionadas con las deflexiones por carga vertical; es entonces aconsejable proyectar articulaciones plásticas en los extremos de los elementos en consideración.

Los edificios con plantas irregulares que incluyen dos o más secciones interconectadas por corredores estrechos (figura 3.18) presentan problemas especiales de análisis y diseño: pueden generarse esfuerzos excesivamente grandes en los diafragmas del corredor, así como fuerzas por

torsión en las secciones del edificio como consecuencia de la interacción entre tales secciones. La evaluación de tales efectos es en general una tarea difícil que incluye la consideración explícita de la deformabilidad del diafragma. El problema puede ser atacado con éxito por medio de juntas verticales de construcción correctamente localizadas y detalladas.

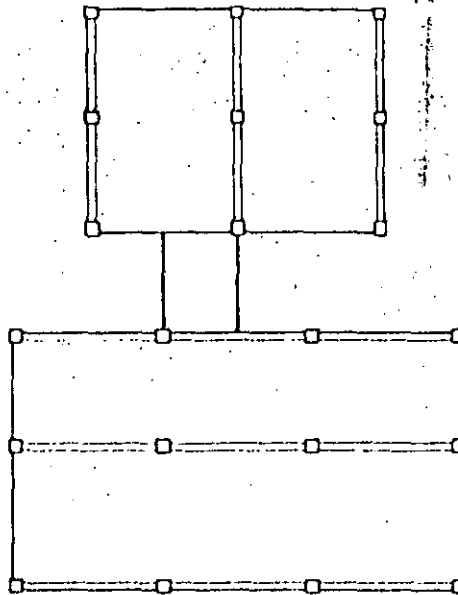


Fig. 3.18 Secciones de un edificio interconectadas por corredores estrechos.

Líneas de defensa escalonadas. Un gran número de edificios basan su resistencia lateral en la contribución de elementos frágiles que se agrietan al absorber energía durante las fases más intensas de un sismo. El diseño de tales edificios se hace a menudo evitando toda reducción en las ordenadas espectrales elásticas a causa de la ductilidad, ya que el agrietamiento puede ser equivalente al colapso. Sin embargo, su comportamiento se mejora notablemente y las fuerzas de diseño para una confiabilidad dada se reducen considerablemente si se proporciona al sistema una segunda línea de defensa, capaz de desarrollar una fracción de la resistencia lateral de los elementos frágiles, y de mostrar comportamiento dúctil después del agrietamiento del primer sistema que es generalmente más

fuerte y más rígido. Esta propiedad ha sido reconocida en algunos reglamentos de construcción^{3.16, 3.20} que especifican aproximadamente iguales ductilidades para marcos rígidos estructurales que para sistemas duales que resisten las fuerzas laterales por una combinación de sistemas verticales de contraventeo, muros de cortante a base de concreto reforzado o de mampostería y de marcos dúctiles, siempre que éstos tomen por lo menos 25 % de las fuerzas sísmicas prescritas.

3.3.3 Diseño por ductilidad y absorción de energía

La ductilidad, tanto global como local, no puede ser garantizada por el uso de un material dúctil; ambas propiedades dependen de los tipos de los modos de falla potencial y de los valores relativos de los factores de seguridad respecto a cada uno de ellos. Así, la aparición de la inestabilidad impide aprovechar plenamente la ductilidad inherente en el material usado en la estructura de la figura 3.3. En tanto que la relación esfuerzo-deformación del material se puede representar por la figura 3.6 (b), la relación entre fuerza lateral y desplazamiento se describe mejor en la figura 3.6 (d), y esta curva no dúctil dominará el comportamiento del sistema a menos que la rigidez lateral se incremente o la carga vertical disminuya; sólo la primera de esas alternativas es comúnmente factible. Igualmente el pandeo local prematuro del patín de una viga puede impedir el desarrollo de una articulación plástica dúctil en la misma sección transversal.

Para lograr un comportamiento dúctil, se deben identificar los modos potenciales de falla, determinar aquéllos caracterizados por un comportamiento dúctil y adoptar un conjunto de factores de seguridad que conduzcan a una probabilidad suficientemente baja para el caso en que los estados límite respecto a los modos frágiles sean alcanzados antes que los asociados con los modos dúctiles. Por ejemplo, los factores de reducción para cargas laterales especificadas en el Reglamento de la Construcción de la Ciudad de México^{3.16} para marcos comunes de concreto reforzado, corresponden a una ductilidad supuesta de 4, pero el Reglamento permite que ese parámetro sea tomado igual a 6 si se satisfacen ciertos requisitos; por ejemplo, se especifican factores de carga de 1.4 para los estados límite bajo falla frágil, como los asociados con fuerza cortante, torsión y pandeo, superposición de cargas permanentes y sismo, en vez de 1.1 aplicable a estados límite dúctiles.

Detalles y conexiones. Ya que la ductilidad global de las estructuras comunes depende generalmente de las ductilidades locales de pequeñas zonas, es imperativo un diseño y detallado cuidadoso de tales zonas. En marcos de edificios la fluencia se restringe generalmente a las articulaciones plásticas, localizadas en secciones donde la relación de capaci-

dad a acción alcanza su valor más bajo. Como regla es factible y conveniente tener tales secciones en los extremos de los miembros. En los capítulos 4 y 5 se tratan los criterios específicos de diseño que garantizan la formación de articulaciones plásticas dúctiles en secciones predeterminadas.

Los modos frágiles de comportamiento son a menudo consecuencia de un exceso de capacidad resistente en alguna región particular, en la que tienen lugar cambios drásticos en las propiedades mecánicas de los miembros estructurales. Como regla la fragilidad en el comportamiento puede ser adscrita en tales casos a pandeo local no lineal o a concentraciones de esfuerzo normalmente no consideradas en el diseño ordinario. Entre las regiones vulnerables típicas se encuentran las conexiones entre miembros estructurales. En estructuras de acero, el comportamiento frágil local se debe generalmente a pandeo local o a fallas en la soldadura, mientras que en concreto reforzado se debe más bien a problemas de adherencia, tensión diagonal y transferencia de esfuerzo entre el refuerzo de diferentes miembros.

A causa de la complejidad de la distribución de esfuerzos normalmente involucrada, el problema en general se refiere no sólo a la fragilidad sino también a la ignorancia o descuido en la evaluación de la capacidad estructural de la junta. En los capítulos 4 y 5 se proporcionan recomendaciones prácticas para la evaluación de esta capacidad. La condición de que la probabilidad de falla frágil sea suficientemente más pequeña que la de falla dúctil, se logra adoptando factores de seguridad más grandes con respecto a la capacidad de la junta que con respecto a la de los miembros que conecta; sin embargo, la diferencia en los factores de seguridad no es a menudo suficiente para las incertidumbres asociadas con el comportamiento de las juntas.

Ductilidad de miembros y subsistemas. En miembros y subsistemas, las relaciones de los factores de seguridad con respecto a los modos frágiles y dúctiles dependen de las capacidades de las secciones críticas con respecto a varias combinaciones de fuerzas internas, y de las relaciones entre esas fuerzas internas cuando el miembro o el subsistema se deforman más allá de los estados límite de falla de las secciones críticas. Así, una viga de concreto reforzado sometida en sus extremos a momentos M_1 y M_2 debidos a cargas permanentes y a momentos sísmicos M'_1 y M'_2 que crecen de cero hasta sus valores finales, alcanzará su capacidad a flexión si $M_1 + M'_1$ o $M_2 + M'_2$ alcanzan la resistencia correspondiente. La falla será dúctil si la viga es subreforzada o sea si rige la falla en tensión por flexión. La falla frágil tendrá lugar si el miembro es sobrerreforzado o si el desarrollo de la capacidad a flexión es im-

pedido por una falla prematura por tensión diagonal. Al crecer los pares M'_1 y M'_2 los cortantes en los extremos toman el valor $[V = V_0 \pm (M'_1 + M'_2)/L]$, donde V_0 es el efecto de las cargas permanentes y L es el claro del miembro el cual falla prematuramente en tensión diagonal si el cortante en cualquier extremo alcanza la capacidad de la viga antes de que los momentos $M_1 + M'_1$ y $M_2 + M'_2$ alcancen las correspondientes resistencias a flexión.

Valores grandes de L implican valores pequeños de la fuerza cortante para valores dados de M'_1 y M'_2 y es probable que rija la falla por flexión; el comportamiento dúctil se presentará en miembros subreforzados. Para valores pequeños de L se tendrá el caso opuesto: se alcanzará la falla frágil por tensión diagonal antes que la falla dúctil, a menos que se tomen precauciones especiales para garantizar que el factor de seguridad con respecto al primer modo sea mayor que aquél aplicable al segundo.

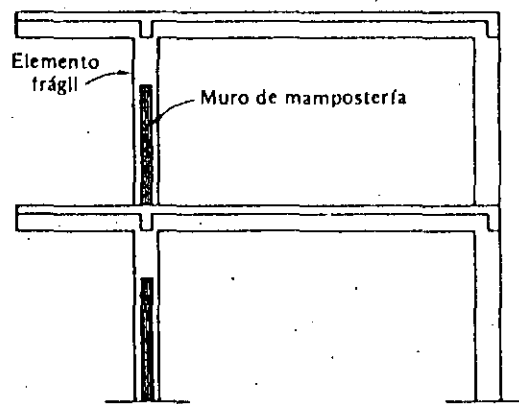


Fig. 3.19 Estructura con baja ductilidad.

Esta condición se encuentra a menudo en edificios con planta irregular como la de la figura 3.17 (a); la adopción de un menor peralte en las vigas puede conducir a una relación de resistencias de cortante a momento flexionante capaz de garantizar un comportamiento dúctil. El mismo problema es característico del sistema estructural mostrado en la figura 3.19, típico de edificios para escuelas en algunos países: la altura libre de algunas columnas se reduce por su interacción con tableros de mampostería de menor altura que la columna. Esto conduce por un lado a concentraciones de cortante y respuestas torsionantes y, por otro, a grandes relaciones de fuerza cortante a momentos flexionantes y, por

consecuente, a fallas frágiles en condiciones usuales. Todos estos problemas se pueden evitar si las columnas se liberan de restricciones en todo la altura del entrepiso, ya sea instalando juntas flexibles entre columnas y tableros, o bien colocando la estructura y los tableros en planos diferentes, paralelos. Alternativamente, se puede obtener en este caso un comportamiento dúctil, diseñando la porción libre de una columna dada con una capacidad por cortante igual a o más grande que la suma de las capacidades por flexión en los extremos de la porción mencionada, dividida por su altura. No debe olvidarse la interacción con las fuerzas axiales. En el caso extremo de vigas muy cortas utilizadas para lograr acoplamiento entre muros de cortante adyacentes (figura 3.20), debe proporcionarse un refuerzo especial para lograr comportamiento dúctil bajo tensión diagonal.

Las cargas axiales reducen la ductilidad disponible en los extremos de las columnas; a mayor esfuerzo axial mayor es la reducción, como se muestra en la figura 3.21 para una columna de concreto reforzado de características dadas. Tal es la justificación del criterio que sugiere que las articulaciones plásticas se formen en los extremos de las vigas y no en los de las columnas; esto se puede lograr con una seguridad razonable adoptando factores de carga ligeramente mayores (10 o 20 %), para las columnas que para las vigas.

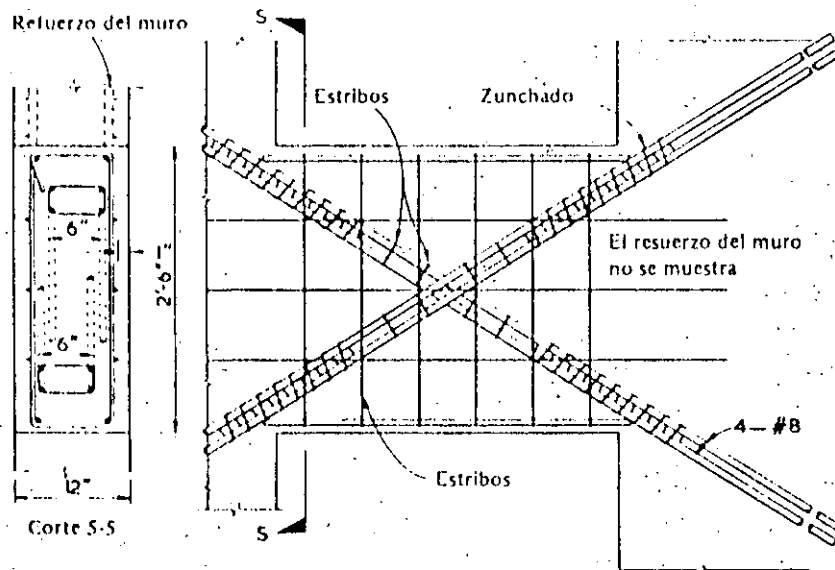


Fig. 3.20 Refuerzo sugerido para una viga corta de acoplamiento (según Paulay^{3,34}).

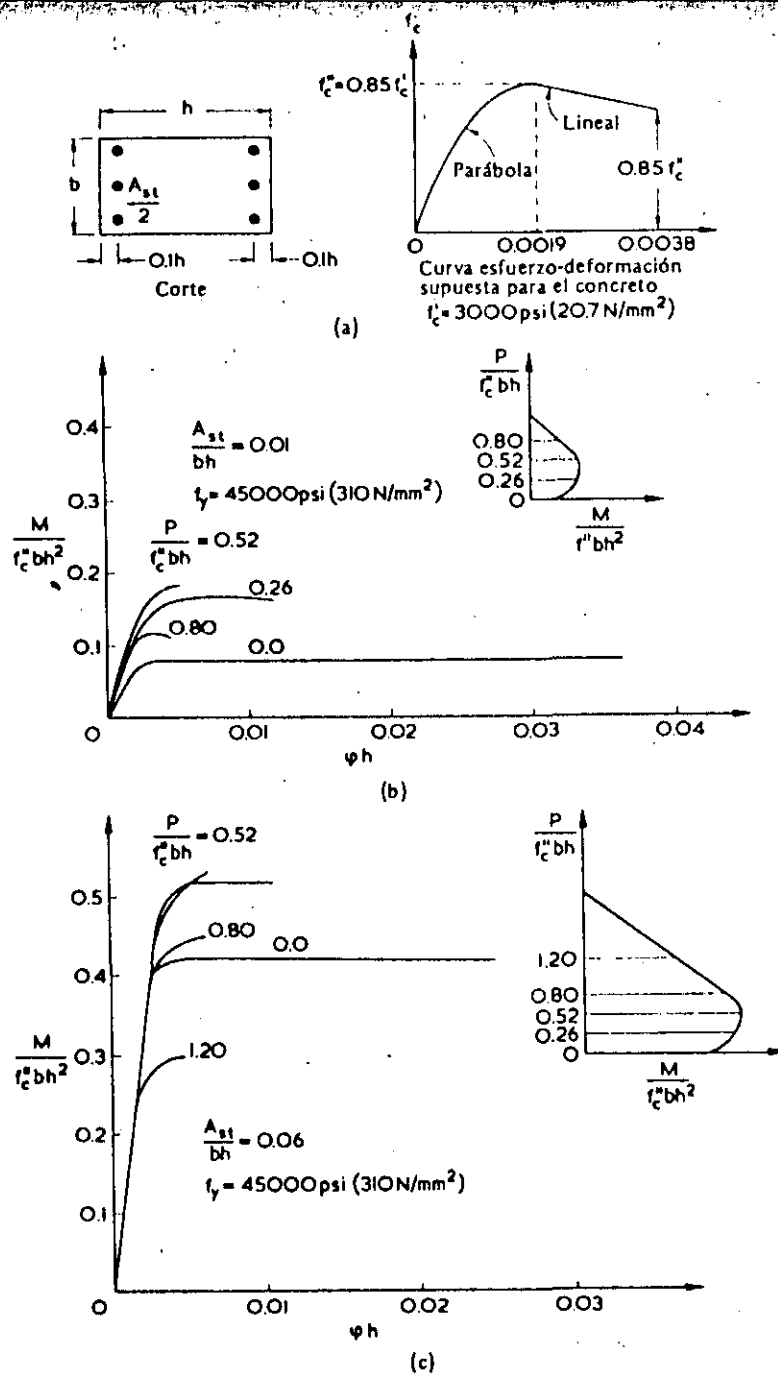


Fig. 3.21 Influencia de la carga axial en la ductilidad de columnas (según Park y Paulay^{3.35}).

Las consecuencias de diseñar exclusivamente por resistencia sin considerar aspectos de ductilidad pueden ser tan serias como se muestra en la figura 3.23, que ilustra la falla frágil durante el temblor de Caracas de 1967^{3.17} de numerosas columnas de un edificio, cuya sección transversal se muestra en la figura 3.22. Las cargas axiales por gravedad y por sismo menoscabaron la capacidad de las columnas (muy fuertes desde otro punto de vista) de desarrollar suficiente ductilidad; la situación se agravó pues los entrepisos superiores con una resistencia al cortante mucho mayor que los inferiores, deben haber generado una demanda de ductilidad muy alta en las columnas en consideración.

3.4 CRITERIOS DE SEGURIDAD

3.4.1 Seguridad estructural

Incertidumbre y seguridad en el diseño sísmico. Ni las cargas que actúan en los edificios ni las resistencias de los miembros estructurales pueden predecirse con exactitud suficiente como para despreciar la incertidumbre en el diseño. Los valores nominales de las cargas y resistencias son los más desfavorables, sólo en el caso de que sea mínima la probabilidad de que esas cargas y resistencias adopten valores más peligrosos para el comportamiento de un sistema dado. Si el valor real de

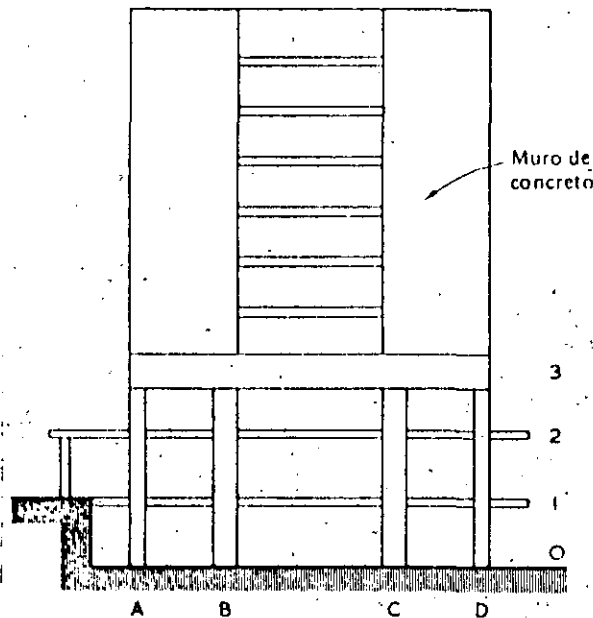


Fig. 3.22 Sección transversal esquemática de un edificio dañado durante el sismo de Caracas en 1967.^{3.17}

la fuerza interna que actúa en una sección crítica o porción de una estructura excede el valor de la resistencia correspondiente, ocurrirá la falla. La seguridad estructural se mide por la probabilidad de supervivencia, es decir, que la falla no tenga lugar. Cuando se contempla una sola aplicación de carga, la probabilidad de supervivencia se determina por las distribuciones probabilísticas de carga y resistencia en el instante de aplicación de la carga, siempre que el margen de seguridad, esto es, la diferencia entre resistencia y carga, no disminuya con el tiempo. La excitación sísmica, sin embargo, consiste en un número aleatorio de eventos de intensidades fortuitas que ocurren en instantes también aleatorios, y la seguridad sísmica no puede ser descrita por una sola probabilidad de supervivencia bajo una aplicación dada de carga, sino por una función de confiabilidad dependiente del tiempo $L(t)$, igual a la probabilidad de que la estructura sobreviva a todas las combinaciones de carga muerta, viva y sísmica que la afecten durante un intervalo de duración t que comience simultáneamente con la construcción.

La limitación de las pérdidas materiales y otras formas de daño es una meta del diseño sísmico tan importante como la seguridad contra colapso. Por simplicidad éstos dos objetivos se consideran en los regla-

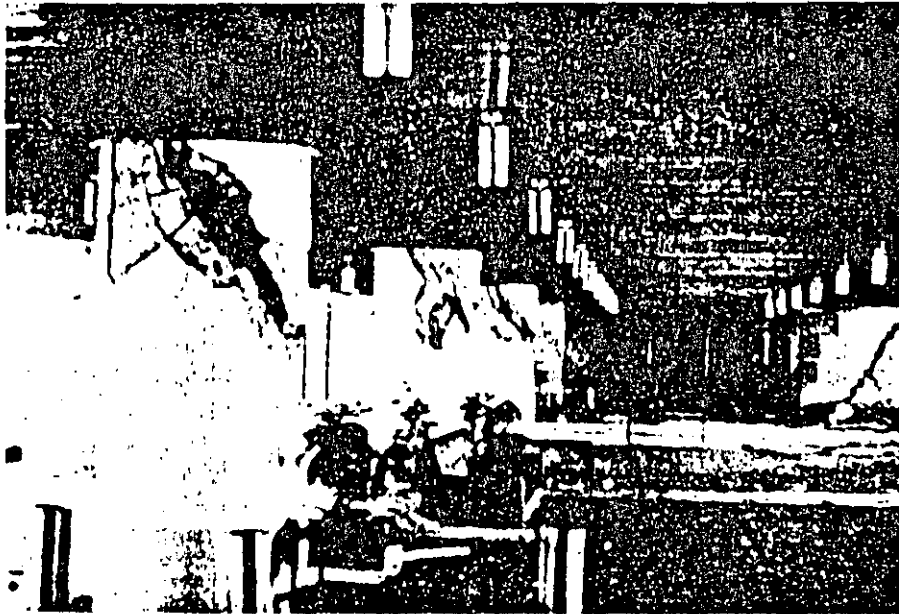


Fig. 3.23 Falla de columnas de concreto reforzado.

mentos de diseño por medio de la especificación de un sismo de diseño, para el cual tienen que ser verificadas la seguridad contra el colapso y las restricciones de deformación.

Algunas estructuras especiales son analizadas para dos sismos diferentes de diseño; los requisitos de seguridad con respecto a los estados límite de colapso se establecen para un evento de intensidad extrema, mientras que la limitación del daño no estructural se controla con base en las deformaciones y esfuerzos de sismos de intensidad moderada, con probabilidad de exceder esta intensidad varias veces durante la vida de la estructura.

El hecho de satisfacer las condiciones de seguridad en el diseño contra colapso no significa que se anule la probabilidad de falla; es poco posible establecer límites superiores suficientemente bajos a la intensidad sísmica en un lugar, o a la respuesta estructural tal que el diseño con base en ellas sea económico o siquiera factible. Por otra parte, ni la resistencia estructural ni el comportamiento para una intensidad dada se pueden predecir con seguridad. El establecimiento de condiciones de diseño depende de estudios de costo-beneficio, en los que los costos iniciales requeridos para proporcionar niveles de seguridad dada y grados de protección con respecto a pérdidas materiales se comparan con el valor presente de las consecuencias esperadas del comportamiento estructural. Este se obtiene añadiendo los costos de falla y daño que pueden ocurrir durante determinados intervalos de tiempo, multiplicados por sus correspondientes probabilidades y por factores de actualización, que convierten valores monetarios en instantes arbitrarios en el futuro a valores equivalentes en el momento de hacer la inversión inicial.

La evaluación de probabilidades de falla y daño implica un análisis de las incertidumbres asociadas con parámetros estructurales tales como masa, resistencia, rigidez y amortiguamiento^{3,18} y con aquéllos que definen la excitación sísmica, tales como intensidad del movimiento, y la relación de éste a las ordenadas de los espectros de respuesta para períodos y amortiguamientos dados, o a otras variables íntimamente relacionadas con la respuesta estructural. Inversamente, la obtención de niveles dados de seguridad y grados de protección contra pérdidas materiales se logra especificando valores nominales de parámetros de diseño, utilizados para calcular capacidad y respuesta estructural y factores de seguridad que deben relacionarse con las últimas variables.

Seguridad óptima. La aplicación formal de los estudios de costo-beneficio a la toma de decisiones en la ingeniería sísmica, se ve obstaculizada a menudo por problemas que surgen en la evaluación del

comportamiento esperado de estructuras. Es patente la dificultad de expresar diferentes tipos de consecuencias de fallas en la misma unidad o, más específicamente, asignar valores monetarios a conceptos tales como pánico, daños personales, muerte y aun pérdida de prestigio de diseñadores, contratistas o de las agencias responsables de regular los criterios de seguridad. Esas dificultades pueden subsanarse con la adopción de modelos usados en la teoría de la toma de decisiones y que toman en cuenta la incertidumbre en los conceptos mencionados y en los criterios para estimar tal incertidumbre. Una virtud muy importante de los estudios costo-beneficio orientados hacia la toma de decisiones, a pesar de lo informal que puedan ser, es que dan una idea de las variables importantes y de la manera en que las intensidades y factores de seguridad del diseño óptimo deben variar con respecto a tales variables. Se concluye entonces que la intensidad del diseño óptimo es una función creciente de la relación de la derivada del costo inicial con respecto a la capacidad al costo esperado de la falla, y es una función decreciente de la actividad sísmica en el lugar.

La última conclusión significa que a mayor actividad, mayor será el nivel óptimo de riesgo que se aceptará en el diseño.^{3.19} Esto a menudo no se toma en cuenta, ya que contradice el concepto ampliamente difundido de que en diseño sísmico por seguridad congruente significa diseñar para intensidades con un período dado de retorno, independientemente de los costos iniciales.

Los beneficios de adoptar niveles de seguridad que dependen de las consecuencias de falla, han sido reconocidos en algunos reglamentos modernos de diseño. Por ejemplo, en el Reglamento de las Construcciones de la Ciudad de México,^{3.16} las estructuras se clasifican en tres categorías según su uso: provisionales, ordinarias y especialmente importantes. La segunda categoría incluye apartamentos y edificios de oficinas, y la tercera abarca estructuras cuya falla tendría consecuencias especialmente importantes y cuyo buen funcionamiento es crítico justamente después de un sismo (hospitales, estaciones de bomberos), o el contenido de las cuales es muy valioso (museos). Las estructuras de la primera categoría no requieren un diseño sísmico formal, mientras que las de la tercera categoría se diseñan con 1.3 veces las ordenadas espectrales especificadas para el segundo grupo.

En el "Recommended Comprehensive Seismic Design Provisions for Buildings",^{3.20} propuesto recientemente, las estructuras se clasifican en tres grupos principales según su riesgo sísmico, esto es, el riesgo que implican para el público, de acuerdo con el uso previsto para cada edificio. En orden decreciente de importancia estos grupos incluyen respectivamente edificios con instalaciones críticas necesarias después del

desastre, aquéllos con una alta densidad de ocupación o que restringen los movimientos de los ocupantes y otras estructuras. Los espectros de diseño sísmico se basan en todas las regiones sísmicas en intensidades que pueden excederse con 10 % de la probabilidad en 50 años. En la adopción de diferentes coeficientes sísmicos, no se reconocen diferencias en los niveles de seguridad óptimos para distintos usos de los edificios, sino sólo en las restricciones concernientes a las alturas y tipos de sistemas estructurales y en los refinamientos de los criterios de análisis y diseño estructural, los cuales se hacen depender de la zona y del riesgo sísmico.

3.4.2 Valores de diseño

Los valores nominales de las variables de diseño y de los factores de seguridad (y por consiguiente de los niveles implícitos de seguridad) se han establecido tradicionalmente de manera empírica y con base en la ingeniería. Aunque la optimización explícita como se describió anteriormente parece ser el marco ideal de referencia para el diseño, su aplicación directa por los ingenieros hoy en día es impráctica, exceptuando tal vez su aplicación a las estructuras sumamente caras como reactores nucleares, o a estructuras construidas en grandes números con el mismo diseño, tales como las plataformas de perforación marina. Los valores de diseño especificados en un reglamento de construcción deberán basarse en estudios de optimización que cubran los tipos de estructuras contempladas en tal reglamento, y la optimización deberá referirse a la población esperada en esas estructuras. El hecho de que la optimización explícita no se aplique directamente a cada estructura individual, implica que estamos tratando con optimización con ciertas restricciones; por ejemplo, los formatos de diseño deben ser sencillos y el número de variables relevantes debe ser pequeño. Como consecuencia, lo que es óptimo para una población de estructuras puede no serlo para cada miembro individual.

A pesar de lo anterior, la teoría de la confiabilidad estructural ha proporcionado el marco para las recientes tentativas de lograr congruencia entre las reglas citadas y extrapolar las condiciones más generales; formulaciones simplificadas derivadas de los conceptos básicos han conducido a criterios de diseño casi congruentes, sin alejarse de la simplicidad requerida para aplicaciones prácticas.^{3.21-3.24} Los valores nominales de las variables de diseño se escogen de tal manera que la probabilidad de que cada variable adopte un valor más desfavorable no exceda un cierto límite; a menudo la especificación de límites probabilísticos se sustituye con un criterio que especifica un número de desviaciones estándar por arriba o por abajo del valor medio de cada variable. Los niveles de se-

guridad congruente basados en estudios de costo-beneficio se determinan por medio del correcto manejo de factores de carga y de factores de reducción de resistencia.^{3.25}

Cargas permanentes. Las cargas vivas y muertas afectan las condiciones de diseño por sismo de varias maneras; dan lugar a fuerzas internas producidas por la gravedad (reduciendo así la capacidad disponible para resistir fuerzas sísmicas), e influyen en la respuesta sísmica tanto por lo que respecta a los períodos de vibración de la estructura como a la relación entre masa, aceleración y fuerza. La influencia en los períodos naturales usualmente se desprecia al especificar cargas de diseño, pero puede considerarse estableciendo intervalos probables de variación de esos períodos con respecto a sus valores calculados. Puesto que las cargas muertas son esencialmente constantes en el tiempo, sus valores de diseño para la combinación de carga permanente y accidental coinciden con los valores válidos para la acción de la carga permanente actuando sola. Los valores de diseño para las cargas vivas que se utilizan en combinación con cargas sísmicas, deben obtenerse de las distribuciones probabilísticas de su valor en un instante arbitrario en vez de su máximo durante un intervalo relativamente largo de tiempo; el hecho de que el costo de falla en caso de que ésta ocurra sea una función de la carga viva actuante, se ha considerado en algunos estudios recientes de costo-beneficio.^{3.26} Esas condiciones justifican los requerimientos de algunos reglamentos que especifican diferentes cargas vivas de diseño, para combinarse con las cargas permanentes y accidentales o solamente con las permanentes.^{3.16}

Períodos naturales. La incertidumbre en los períodos naturales se deriva de la asociada con la masa y rigidez, así como con la interacción suelo-estructura. Su importancia surge de la sensibilidad de las ordenadas espectrales frente a este parámetro. Esta incertidumbre se puede considerar adoptando valores desfavorables derivados, ya sea aplicando factores correctivos a los valores calculados en términos de valores nominales de los parámetros relevantes, o bien cubriendo tales incertidumbres por medio de modificaciones adecuadas a las ordenadas de los espectros nominales de diseño. En general, se aplican factores correctivos mayores que la unidad a períodos que se encuentran en la rama ascendente del espectro de aceleraciones, y valores menores que la unidad en los otros casos. Por ejemplo, la figura 3.24 muestra los espectros de diseño para tres microzonas en la Ciudad de México,^{3.16} tanto para períodos naturales conocidos como para períodos naturales inciertos. Para sistemas con múltiples grados de libertad este criterio falla del lado de la seguridad, ya que desprecia correlaciones probabilísticas entre los períodos naturales.

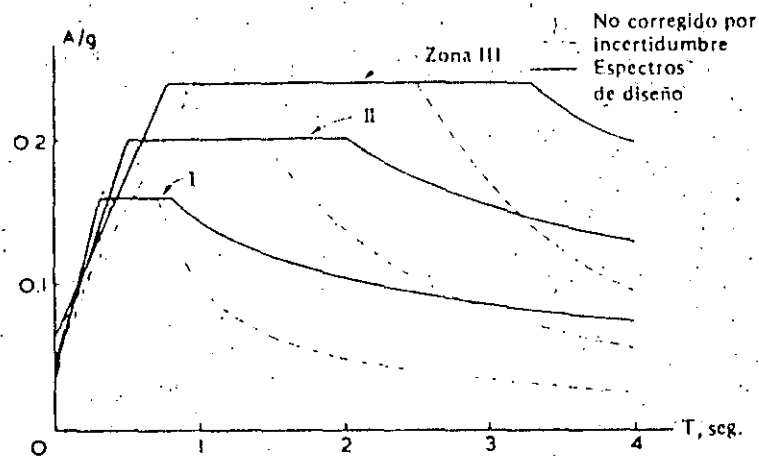


Fig. 3.24 Espectros de diseño corregidos por incertidumbre en el periodo natural.

Espectros de diseño. Cuando se adopta una intensidad de diseño, las características detalladas de los sismos sólo se especifican de manera aproximada. La especificación de espectros de diseño para sistemas lineales implica tomar decisiones con respecto a la intensidad de diseño, y a la probabilidad de rebasar las ordenadas espectrales propuestas dada tal intensidad. Puesto que el contenido de frecuencia del movimiento del terreno varía con la magnitud, el mecanismo focal y la distancia del lugar al foco, la intensidad sísmica por sí misma no determina la distribución probabilística de las ordenadas espectrales para todos los intervalos de periodos naturales. A menos que el riesgo sísmico en un lugar pueda ser adscrito exclusivamente a movimientos que puedan generarse en la misma fuente, los espectros de diseño no pueden hacerse corresponder al "peor sismo probable" esperado en el lugar; más bien dichos espectros deberían obtenerse de las distribuciones probabilísticas de respuesta máxima para diferentes periodos naturales, independientemente de la fuente sísmica en que se haya originado cada temblor en particular.

En general, las distribuciones probabilísticas de ordenadas espectrales máximas mencionadas en los párrafos anteriores, no se pueden inferir directamente de los registros de movimientos fuertes obtenidos en el lugar de interés, ya que sólo excepcionalmente se dispone de una muestra suficientemente grande de tales registros para dicho lugar. En vez de ello, esas distribuciones se generan regularmente a partir de modelos de procesos estocásticos de la sismicidad local en las fuentes sísmi-

cas cercanas, y la transformación de magnitudes y localización de fuentes en intensidades en el lugar por medio de leyes de atenuación, que relacionan las variables pertinentes con la distancia del foco al lugar.^{3.27,3.28} En la figura 3.25 se muestran ordenadas espectrales correspondientes a probabilidades dadas de excedencia para una magnitud y distancia dadas, tomadas de la referencia 29. Si se especifican la aceleración y la velocidad máximas del terreno, los valores medios de los espectros de diseño o los valores correspondientes a probabilidades dadas de excedencia para diferentes amortiguamientos pueden estimarse fácilmente, como se muestra en la figura 2.1.

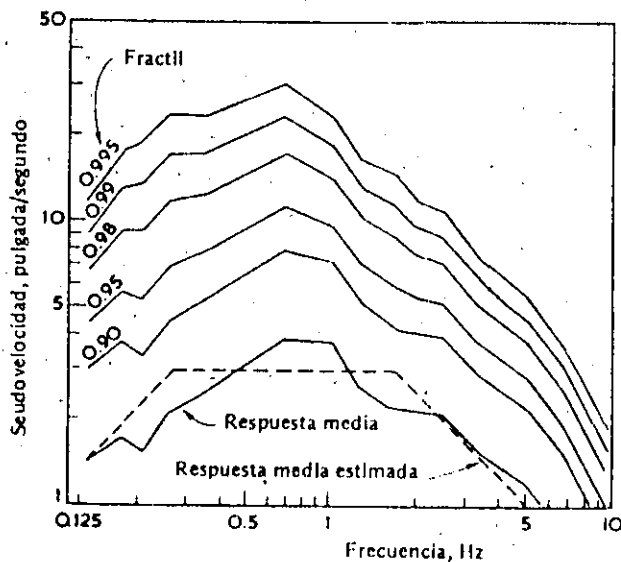


Fig. 3.25 Espectros de respuesta para diferentes probabilidades de excedencia (según McGuire).

El uso de espectros elásticos sobre terreno firme como base para la construcción de espectros de diseño inelásticos se ilustra en la figura 2.3. La línea continúa representa un espectro de diseño elástico construido según el criterio de la referencia 3.30; las ordenadas son seudo-velocidades y las abscisas frecuencias naturales y ambas escalas son logarítmicas. La línea interrumpida representa el espectro no lineal para el mismo amortiguamiento del espectro elástico y un factor de

ductilidad μ ; las aceleraciones espectrales pueden leerse directamente de las líneas interrumpidas, refiriéndose a un sistema adecuado de líneas rectas inclinadas hacia abajo desde la izquierda, y los desplazamientos totales del sistema inelástico se obtienen multiplicando los correspondientes a la línea discontinua por el factor de ductilidad μ (línea punteada). La relación entre los varios segmentos del espectro reducido de aceleraciones $D' V' A' A_0'$ y sus contrapartes para el caso elástico es como sigue:^{3,30} La porción extrema derecha del espectro, donde la respuesta es rígida por la aceleración máxima del terreno, permanece al mismo nivel de aceleración que para el caso elástico y, por consiguiente, a un nivel correspondiente al desplazamiento total incrementado. Las ordenadas de los segmentos D y V en los rangos de frecuencias pequeñas e intermedias, respectivamente, se dividen por μ , y las ordenadas del segmento A se reducen de acuerdo con un criterio de igual energía, que para sistemas elastoplásticos es equivalente a dividir por $(2\mu - 1)^{1/2}$.

Los acelerogramas de algunos sismos registrados en la superficie de sedimentos gruesos de suelos blandos se caracterizan por su larga duración y por su naturaleza casi armónica. Estas propiedades se reflejan en sus espectros de respuesta lineal, que muestran picos muy estrechos y pronunciados en uno o más períodos dominantes (figura 3.26). Aún no ha sido evaluada la validez de las reglas previas para transformar espectros lineales en sus contrapartes no lineales, pero algunas características significativas han sido aplicadas cualitativamente en la formulación de espectros de diseño para la región de suelo blando en la Ciudad de México. Como se muestra en la figura 3.26, los espectros de diseño no corregidos por incertidumbre en el período natural muestran una amplia meseta de ordenadas constantes, que pretende cubrir la tendencia de las estructuras con períodos naturales más cortos que los dominantes en el movimiento del terreno, para mostrar respuestas crecientes al crecer sus períodos efectivos como consecuencia del comportamiento no lineal.

La figura 3.26 muestra también una corrección por incertidumbre en los períodos naturales a ambos lados de la región de ordenadas máximas; también muestra que en el lado de los períodos largos las ordenadas especificadas decaen significativamente más despacio que en el espectro registrado. Este último requerimiento se adopta por la conveniencia de cubrir la disminución en confiabilidad, debida a la posibilidad de la ocurrencia de un número mayor de modos de falla, y de proporcionar protección adicional con respecto a un comportamiento desfavorable causado por fenómenos típicos de estructuras con períodos largos, y normalmente no considerados en el análisis tales como algunas formas de interacción suelo-estructura, concentraciones de demandas de ductilidad y efectos de esbeltez en exceso de los valores estimados.

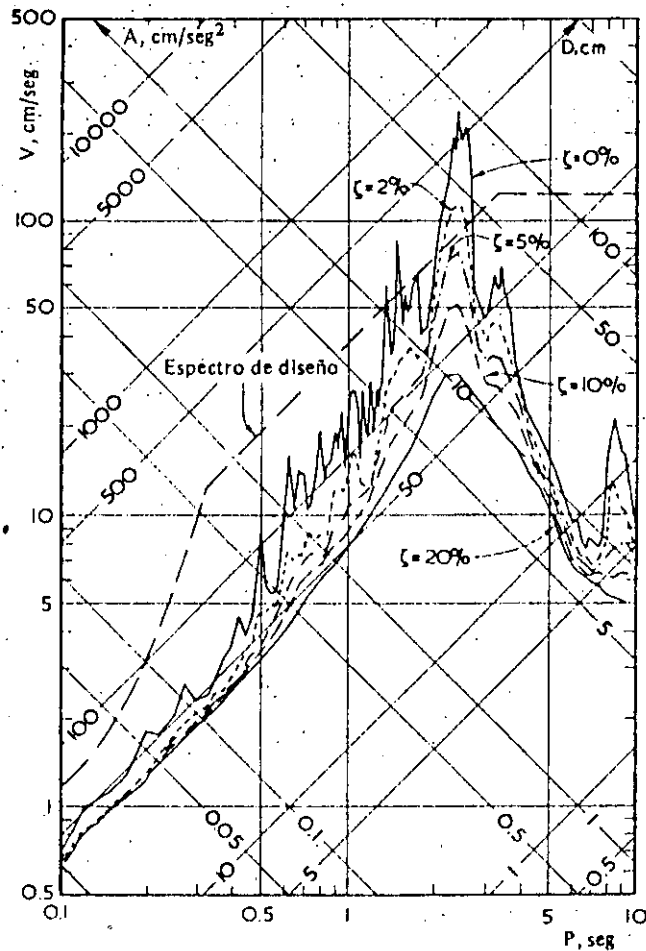


Fig. 3.26 Espectros de respuesta típica en arcilla blanda en la ciudad de México.

Amortiguamiento y ductilidad. Las recomendaciones de algunos reglamentos de construcción modernos^{3.16, 3.20} se formulan como si los espectros de diseño se basaran realmente en espectros de respuesta lineal para un amortiguamiento viscoso de 5 a 10 %, con factores correctivos que toman en cuenta aproximadamente las ductilidades del intervalo de 1 a 6. El amortiguamiento estructural a pequeñas deformaciones es, sin embargo, mucho más pequeño que lo admitido en las especificaciones de diseño. Así, mientras que los espectros de respuesta lineal, que son la base de las recomendaciones de la referencia 3.16,

corresponden a un amortiguamiento de 0.05 del crítico, algunas pruebas en estructuras sujetas a vibraciones de pequeña amplitud muestran que este valor no debe exceder de 2 a 3 % para estructuras de concreto reforzado, o de 0.5 a 1 % para estructuras de acero soldadas con pocos elementos no estructurales. Las incongruencias aparentes son más bien una cuestión de tradición y de nomenclatura que de seguridad real, ya que la mayor parte del amortiguamiento aun a deformaciones bajas debe adscribirse a la respuesta no lineal y al deterioro, más que a un comportamiento viscoso no dañino. La capacidad dúctil nominal para estructuras dadas no se ha derivado de análisis probabilísticos de las ductilidades medidas en varios sistemas estructurales sujetos a excitación dinámica, sino más bien por ajustes semiempíricos de coeficientes de diseño basados en un buen juicio ingenieril, en consideraciones económicas y en el estudio de las respuestas observadas de estructuras de propiedades conocidas a movimientos severos del suelo.

3.4.3 Análisis de confiabilidad en diseño sísmico

Como se mencionó anteriormente, la función de confiabilidad de un sistema en un medio dado es la probabilidad de que el sistema sobreviva a todas las acciones ejercidas sobre ella por el medio durante un intervalo de tiempo. Su cálculo se basa en la distribución probabilística del margen mínimo de seguridad durante el intervalo dado, y esta probabilidad es, a su vez, dependiente de las distribuciones de probabilidad de la resistencia del sistema y de la acción del medio en cada instante dentro del intervalo. En problemas de confiabilidad sísmica el medio se describe por modelos estocásticos de cargas muertas, vivas y sísmicas, mientras que la resistencia del sistema se describe por probabilidades de ocurrencia de modos dados de falla para combinaciones dadas de las cargas mencionadas. La incertidumbre en las cargas sísmicas surge de la aleatoriedad del origen, magnitud, mecanismo de ruptura del sismo, así como de la trayectoria de propagación de las ondas y de la incertidumbre en la respuesta dinámica para una intensidad sísmica dada. A continuación se presenta una breve descripción de los conceptos básicos del análisis de confiabilidad sísmica, con la idea de que proporcione un marco conceptual de referencia para la determinación racional de niveles de seguridad y, por consiguiente, de valores pertinentes de diseño y factores de seguridad. Estudios más completos pueden encontrarse en las referencias 3.21; 3.27 y 3.31.

Sismicidad. Sea Y la intensidad sísmica expresada en términos de un conjunto de parámetros (tales como la aceleración o la velocidad máxima del terreno, la respuesta espectral para un período y amortiguamiento dados) que pueden ser correlacionados directamente con la respuesta o el comportamiento estructural. El proceso estocástico de la ocurrencia

de eventos significativos describirá la sismicidad, esto es, por sismos que tengan en el sitio de interés una intensidad suficientemente alta como para afectar estructuras, y por la distribución probabilística condicional de la intensidad, dada la ocurrencia de un evento. Sea T el intervalo entre la ocurrencia de eventos sucesivos significativos, T_1 el tiempo desde que comienzan las observaciones hasta el primer evento y $f(t)$, $f_1(t)$ las funciones respectivas de densidad de probabilidad. La función de densidad de probabilidad del tiempo de espera al r -ésimo evento significativo se obtiene como sigue:

$$f_r(t) = \int_0^t f_{r-1}(t-\tau)f(\tau)d\tau, \quad r > 1 \quad (3.1)$$

y la función de densidad de probabilidad del tiempo a la primera excedencia de intensidad y es igual a:

$$g_1(t) = \sum_{r=1}^{\infty} f_r(t)PQ^{r-1} \quad (3.2)$$

donde $Q(y)$ (supuesta independiente de t y r) es la distribución de probabilidad condicional acumulada de la intensidad cuando ha ocurrido un evento significativo, y $P = 1 - Q$. La función de densidad de probabilidad del tiempo a la falla de una estructura con una resistencia conocida igual a Y_R , se puede obtener por medio de la ecuación 3.2 haciendo $Q = Q(Y_R)$.

Se han propuesto diferentes expresiones para f_T y f_{T_1} ^{3.28} La más sencilla de ellas, pero no la más realista, supone que los eventos significativos tienen lugar según un proceso de Poisson, o sea

$$f_{T_1}(t) = f_T(t) = \nu \exp(-\nu t)$$

en que ν es la tasa media de ocurrencia de los eventos mencionados. Bajo esta suposición, la ecuación 3.2 conduce a

$$g_1(t) = \nu P e^{-\nu P t} \quad (3.3)$$

El análisis siguiente se limitará a esta suposición. Un tratamiento más general puede encontrarse en la referencia 3.31.

Respuesta estructural. Sea D el costo del daño causado por un sismo en una estructura; éste puede variar entre 0 y $D_0 + A$, donde D_0 es el costo total de la estructura y A es el costo de su contenido así como

el de cualquier otra consecuencia (como pérdida de vida humana y efectos indirectos) expresada en términos monetarios, disminuido por el valor de rescate. Se puede establecer^{3,32} una función de densidad de probabilidad de D condicional a cada valor posible de la intensidad. Si tal función se denota por $f_{D|Y}(dy)$, la función de densidad de probabilidad de D cada vez que tiene lugar un evento significativo es:

$$f_D(d) = \int \frac{dQ(y)}{dy} f_{D|Y}(dy) dy \quad (3.4)$$

Puede ser útil expresar el dominio de los niveles de posible daño de una estructura dada, por medio de un conjunto de modos de falla potencial. Si $p_i(y)$ es la probabilidad de falla en el modo i dada una intensidad igual a y , y D_i es el costo correspondiente del daño, entonces la probabilidad marginal de falla en el modo i dada la ocurrencia de un evento significativo es:

$$\bar{p}_i = \int \frac{dQ(y)}{dy} p_i(y) dy \quad (3.5)$$

y el costo esperado del daño para cada evento es:

$$\bar{D} = \sum_i D_i \bar{p}_i \quad (3.6)$$

donde las \bar{p}_i son funciones de las cargas permanentes actuantes de los parámetros de diseño y de los factores de seguridad, con respecto a todos los modos de falla importantes. Cambiando los valores relativos de esos factores de seguridad, es posible hacer que los modos de falla con las consecuencias más altas (en general, los modos frágiles) sean mucho menos probables que aquéllos que conducen a niveles de menor daño. Así, la adopción de factores de carga más altos para columnas que para momentos flexionantes en vigas, puede ser aconsejable cuando cargas axiales considerables impidan el desarrollo de suficiente capacidad dúctil en los extremos de columnas; o también puede ser ventajoso hacer una estructura más segura con respecto al momento de volteo que con respecto a la fluencia lateral. La estimación cuantitativa de los incrementos adecuados de los factores de carga se puede establecer de consideraciones económicas dentro del marco costo-beneficio sugerido en lo que sigue.

Diseño óptimo. Sea $C(x_1, \dots, x_n)$ el costo inicial de una estructura dada y x_1, \dots, x_n un conjunto de parámetros de diseño (resistencias, rigideces, ductilidades). Los valores óptimos de estos parámetros son los que maximizan la función

$$U = B - C - Z \quad (3.7)$$

donde B y Z , también funciones del conjunto de parámetros de diseño, son, respectivamente, los valores presentes de los beneficios esperados y de las consecuencias de falla. En otras palabras, si $b(t)$ es el valor esperado de los beneficios en el tiempo t derivado del comportamiento de la estructura, y γ es una tasa de descuento tal que los valores presentes de pérdidas futuras o beneficios puedan obtenerse multiplicando estos últimos por $\exp(-\gamma t)$, entonces

$$B = \int_0^{\infty} b(t)e^{-\gamma t} L(t) dt \quad (3.8)$$

y

$$Z = \int_0^{\infty} v\bar{D}e^{-\gamma t} L(t) dt \quad (3.9)$$

donde $L(t)$ es la función de confiabilidad definida anteriormente. El significado de $L(t)$ en las ecuaciones 3.8 y 3.9 es que la producción de beneficios y pérdidas está sujeta a la condición de que la estructura ha sobrevivido todas las cargas previas. Para el caso en que la resistencia Y_R se conozca, la ecuación 3.3 conduce a

$$L(t) = \exp(-vP_R t) \quad (3.10)$$

donde $P_R = P(Y_R)$.

De las ecuaciones 3.8 y 3.10 y del supuesto de que $b(t) = b$ es constante,

$$B = \frac{b}{\gamma + vP_R} \quad (3.11)$$

Igualmente, de la ecuación 3.9

$$Z = \frac{v\bar{D}}{\gamma + vP_R} \quad (3.12)$$

y la expresión para la utilidad es entonces

$$U = \frac{b}{\gamma + \nu P_R} - C - \frac{\nu \bar{D}}{\gamma + \nu P_R} \quad (3.13)$$

Si Y_0 es la intensidad mínima de eventos significativos, esto es, una intensidad debajo de la cual no puede ocurrir ningún daño, entonces ν se puede expresar aproximadamente como KY_0^{-r} , donde K y r dependen de la actividad de fuentes sísmicas cerca del lugar en consideración.^{3,28} En esas condiciones, $P_R = (Y_0/Y_R)^r$.

Expresando b , P_R , C y D en términos del conjunto de parámetros de diseño y derivando con respecto a ellos, se obtiene un sistema de ecuaciones del cual se pueden determinar valores óptimos para esos parámetros.

Si la resistencia estructural para un conjunto de parámetros de diseño es incierta, las ecuaciones 3.10 y 3.13 se convierten respectivamente en:

$$L(t) = E[\exp(-\nu P_R t)] \quad (3.14)$$

$$U = E \left[\frac{b}{\gamma + \nu P_R} - C - \frac{\nu \bar{D}}{\gamma + \nu P_R} \right] \quad (3.15)$$

Las esperanzas en estas ecuaciones se toman con respecto a las funciones de densidad de probabilidad de la resistencia estructural Y_R .

Se pueden obtener diferentes expresiones para U , dependiendo de la estrategia adoptada *a priori* respecto a las medidas de reconstrucción y reparación que deben tomarse después de cada desastre.^{3,31} Dicha estrategia puede influir en gran medida los parámetros de diseño óptimo.

Especificación de la seguridad en el diseño codificado. De acuerdo con los criterios de optimización antes descritos, la determinación de resistencias de diseño, rigideces y ductilidades no está basada en la respuesta esperada de un solo evento, definido por un espectro dado y supuestamente con un determinado período de retorno. Más bien, los parámetros de diseño son óptimos en el sentido de que conducen a la mejor inversión de recursos tomando en cuenta un comportamiento esperado a largo plazo bajo la acción de un número fortuito de cargas aleatorias. Sin embargo, en comparación con los requerimientos de seguridad por cargas permanentes, generalmente es ventajoso especificar

la seguridad ante sismo en términos de un sismo de diseño con un período de retorno supuesto, de un conjunto de reglas que definan las resistencias probables mínimas a partir de sus valores esperados y coeficientes de variación y de un conjunto de factores de carga. La seguridad bajo la acción del sismo de diseño no es significativa por sí sola, sino por ser una medida indirecta de la función de confiabilidad $L(t)$.

Confiabilidad de miembros y sistemas. En las aplicaciones de la teoría de la confiabilidad estructural a la formulación de criterios de diseño con seguridad congruente para la aplicación de una sola carga, las capacidades nominales de miembros o secciones críticas se definen a menudo por alguna de las siguientes expresiones^{3.21, 3.22}

$$R^* = \bar{R} \exp(-\alpha V_R) \quad (3.16)$$

$$R^* = \bar{R}/(1 + \alpha V_R) \quad (3.17)$$

Aquí, R^* denota el valor nominal de la resistencia aleatoria R , \bar{R} su valor esperado, V_R su coeficiente de variación y α una constante que depende de la probabilidad de que R sea menor que su valor nominal. Es evidente que la razón R^*/\bar{R} es menor que uno y que disminuye cuando V_R aumenta.

La capacidad respecto a algunos modos de falla en sistemas dúctiles puede expresarse como la suma de las contribuciones de las capacidades de un número de secciones críticas. Tómese por ejemplo la capacidad a cortante de un entrepiso dado de un edificio, y considérese tal capacidad constituida a partir de las contribuciones de las capacidades por momento en todos los extremos de las columnas. El coeficiente de variación de la capacidad de cortante de entrepiso es igual a

$$V = \left(\sum_i \sum_j \rho_{ij} V_i V_j \bar{R}_i \bar{R}_j \right)^{1/2} / \sum_i \bar{R}_i$$

donde R_i es la resistencia de la i ésima sección crítica, \bar{R}_i y V_i sus valores esperados y coeficientes de variación respectivamente y ρ_{ij} el coeficiente de correlación entre R_i y R_j . Si las últimas variables son estocásticamente independientes,

$$V = \left\{ \sum_i (V_i \bar{R}_i)^2 \right\}^{1/2} / \sum_i \bar{R}_i$$

y si todas las V_i son iguales a ν

$$V = \nu \left(\sum_i \bar{R}_i^2 \right)^{1/2} / \sum_i \bar{R}_i$$

por consiguiente; $V \leq v$ y el valor nominal de R que se obtendría por aplicación directa de la ecuación 3.17, con el valor adecuado de V excederá el obtenido por la simple adición de los valores nominales R^* , de las contribuciones de todas las secciones críticas. Este resultado es una manera analítica de expresar un principio a menudo derivado intuitivamente de que en condiciones de seguridad similares para secciones críticas individuales, la confiabilidad de sistemas dúctiles respecto a modos de falla que requieren el desarrollo de la capacidad de n secciones críticas disminuye al decrecer n . Ya que los criterios de diseño para la revisión de condiciones de seguridad se establecen usualmente en términos de la relación de la capacidad estructural a la carga interna en cada sección crítica individual, el efecto en estudio debe ser considerado haciendo variar los factores de seguridad requeridos con el número de secciones críticas comprendidas en un modo de falla. Esto es la base para la prescripción del Reglamento de la Ciudad de México de 1976, que establece que la fuerza generalizada que actúa en cada muro de cortante o columna que toma más de 20% de la fuerza de entrepiso generalizada (fuerza cortante, par o momento de volteo), se incremente en un 20%. Lo es también para la prescripción concerniente a sistemas no redundantes en las recomendaciones ATC,^{3.20} que establece que cuando un edificio se diseña o construye de tal manera que la falla de un solo miembro, conexión o componente pone en peligro la estabilidad del edificio, esa parte deberá proporcionarse con una resistencia por lo menos 50% mayor de la que se requeriría de otra manera.

Superposición de contribuciones modales. Las contribuciones máximas de todos los modos naturales a una respuesta (fuerza interna en una sección crítica, desplazamiento o deformación) no ocurren simultáneamente. El valor de diseño de un parámetro de respuesta se supone proporcional a su desviación estándar al término del sismo. Después de algunas simplificaciones^{3.10} este criterio conduce a la siguiente expresión:

$$S = \left(\sum_i \sum_j S_i S_j \frac{1}{1 + \epsilon_{ij}^2} \right)^{1/2} \quad (3.18)$$

donde:

$$\epsilon_{ij} = \frac{\omega'_i - \omega'_j}{\xi'_i \omega_i + \xi'_j \omega_j} \quad (3.19)$$

y S_i es el valor máximo absoluto de la contribución del modo i ésimo a la respuesta de interés; debe tomarse con el signo adoptado por la función de respuesta de impulso unitario de la respuesta de interés, a un escalón de incremento en la velocidad del terreno cuando la función mencionada alcance su valor numérico máximo.

En la ecuación 3.19, ω_j = frecuencia circular no amortiguada del j -ésimo modo natural, $\omega_j = \omega_j \sqrt{1 - \zeta_j^2}$ = frecuencia circular amortiguada del j -ésimo modo natural, $\zeta_j = \zeta_j + 2/\omega_j s$, ζ_j = relación de amortiguamiento del j -ésimo modo natural (supuesto igual a 0.05 a menos que se justifique un valor diferente), y s = duración del segmento de ruido blanco estacionario equivalente a la familia de sísmos reales de diseño; s puede variar de 15 a 40 segundos para condiciones del terreno que varían de firme a depósitos gruesos de material blando. La influencia de la correlación estocástica entre los instantes cuando la respuesta asociada con cada modo alcanza su máximo, se refleja en la ecuación 3.18 a través de la participación de los e_{jj} : cuando ω'_j difiere significativamente de ω_j , e_{jj} es más grande y S^2 se aproxima a la suma de los cuadrados de las contribuciones de los modos individuales $\sum_j S_j^2$. Sin embargo, cuando ω'_j cercano a ω_j , e_{jj} tiende a cero y el producto cruzado $S_i S_j$, para $i \neq j$ adquiere importancia. El hecho de que cada uno de esos términos puede ser positivo o negativo, explica la posibilidad de que ocurran respuestas modales con alta correlación con ángulos de fase cercano a 0° o a 180° .

En edificios, los términos con productos cruzados son usualmente despreciables. Hay excepciones, por ejemplo, en el análisis modal de edificios con pequeñas excentricidades torsionales, cuando se toman en cuenta los grados de libertad por torsión, o en el análisis de cualquier tipo de estructura cuando la respuesta de un apéndice (porción caracterizada por una masa mucho más pequeña que las otras en que el sistema es moderado) se toma como un grado de libertad en el cálculo de las formas modales y frecuencias.^{3.16}

Superposición de componentes del movimiento del terreno. Ha sido costumbre diseñar estructuras para que éstas resistan la envolvente de efectos de los diversos componentes del movimiento sísmico, como si esos componentes actuasen uno a la vez. Cada vez hay mayor conciencia de que el diseño debería reconocer la acción simultánea de todos los componentes, pues se han identificado una serie de condiciones en las que la superposición de esos componentes afecta significativamente la seguridad. Consideremos por ejemplo un edificio a base de marcos continuos en dos direcciones ortogonales, otro con una planta asimétrica y un puente continuo largo sobre varios apoyos. Si las columnas en la primera estructura se construyen de concreto reforzado con una sección cuadrada, la dirección más desfavorable para la aplicación de las fuerzas sísmicas será a lo largo de su diagonal, en vez de paralela a cualquier sistema de marcos ortogonales. Además si se analiza la respuesta no lineal de la estructura y se desarrolla una considerable ductilidad en los extremos de las columnas, las rigideces efecti-

vas de los marcos en una dirección dependerán en cualquier instante en el estado simultáneo de deformación de los otros sistemas de marcos; en otras palabras, existirá una interacción considerable entre las demandas de ductilidad en ambas direcciones. Los marcos normales a la dirección de asimetría en el segundo caso están sujetos a los efectos de cortante directo, producido por el componente horizontal paralelo a ellos y a los efectos torsionantes asociados con el otro componente horizontal. El movimiento fuera de fase de los diversos apoyos en la tercera estructura afecta cualitativa y cuantitativamente la distribución de fuerzas internas.

Recientemente se ha adoptado un criterio aproximado que toma en cuenta los efectos antes mencionados, surgió de una simplificación de una fórmula de segundos momentos de seguridad estructural^{3.36} y consiste en lo siguiente:^{3.37}

1. Calcular las respuestas a cargas de gravedad y a los componentes de movimiento del terreno considerados como potencialmente significativos. Arreglar esas respuestas en vectores $R = R_0$ y R_l respectivamente con $l = 1, 2, \dots, n$.

2. Obtener los vectores.

$$R = R_0 + \sum_{l=1} \alpha_l R_l$$

asignando signos más y menos a $\alpha_l R_l$, ordenando las R_l en todas las posibles permutaciones y dando a las α_l los valores de la tabla 3.1

3. Si el problema es de análisis, encontrar si todos los puntos caen dentro de la superficie de falla. Si el problema es de diseño, asignar a los parámetros de diseño tales valores que el dominio seguro contenga todos los puntos

En el análisis y diseño de torres y chimeneas es aconsejable tomar α_l igual a 0.5 en vez de 0.3 para $l > 2$. Esta recomendación nace de dos consideraciones: en torres con planta cuadrada o rectangular apoyadas en cuatro columnas iguales, la aplicación del criterio previo con $\alpha_2 = 0.3$ para revisar la seguridad respecto a esfuerzos axiales producidos por momentos de volteo, conduce a errores sistemáticos del lado de la inseguridad; en estructuras con simetría radial, tales como chimeneas, una asimetría aparentemente insignificante causa un acoplamiento apreciable entre modos de vibración que involucran desplazamientos horizontales ortogonales (véanse las secciones 1.10 y 2.7.4).

Tabla 3.1. Valores de α_1 y errores máximos en la amplitud del vector de respuesta sísmica (según referencia 3.27)

i ó n	α_1	Error máximo (%)	α_1	Error máximo del lado de la seguridad (%)	Error máximo del lado de la inseguridad (%)
1	1.000	0.0	1.0	0.0	0.0
2	0.336	5.5	0.3	4.4	8.1
3	0.250	8.4	0.3	8.6	7.6
4	0.206	10.4	0.3	12.7	5.0
5	0.179	11.8	0.3	16.6	1.6
6	0.160	13.0	0.3	20.4	-2.1
7	0.146	13.9	0.3	24.1	-5.8
8	0.135	14.7	0.3	27.7	-9.6
9	0.126	15.4	0.3	31.1	-13.3
10	0.118	16.0	0.3	34.5	-17.0

3.4.4 Reparación y refuerzo de estructuras

Algunos momentos históricos, estructuras dañadas y aquellas que van a ser remodeladas o cuyo uso va a cambiarse, presentan a menudo el problema de decidir sobre los niveles adecuados de seguridad y de cumplir con los reglamentos de construcción en uso. En algunas regiones, grandes porciones de edificios importantes se han diseñado y construido de acuerdo con criterios que posteriormente se juzgaron como insuficientemente estrictos, y existen gran cantidad de unidades habitacionales con poca o ninguna ingeniería. La adopción de criterios estándar aplicables a estructuras nuevas es molesto y caro en la mayor parte de los casos antes mencionados. Estos problemas deben enfocarse teniendo en cuenta que el objetivo del diseño en ingeniería es optimizar para la sociedad. Recientemente se han establecido patrones de decisión que tratan esos casos.^{3.32}

REFERENCIAS

- 3.1 Esteva, L., "Behavior Under Alternating Loads of Masonry Diaphragms Framed by Reinforced Concrete Members", *Proc. International Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structures*, RILEM, Ciudad de México (1966).
- 3.2 Krawinkler, H., Bertero, V. V. y Popov, E. P., "Inelastic Behavior of Steel Beam-to Column Subassemblages", *Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, Univ. California, EERC 71-7, Berkeley, Cal.* (1971).
- 3.3 Frank, R. A., Anagnostopoulos, S. A., Biggs, J. M. y Vanmarcke, E. H., "Variability of Structural Response Due to Real and Artificial Ground Motions", MIT Department of Civil Engineering, *Research Report R76-6* (1976).
- 3.4 Havelane, R. W., Biggs, J. M. y Anagnostopoulos, S. A., "Inelastic Response Spectrum Design Procedures for Steel Frames", MIT Department of Civil Engineering, *Research Report R76-40* (1976).
- 3.5 Veletsos, A. S., "Maximum Deformations of Certain Nonlinear Systems", *Proc. Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago de Chile (1969).
- 3.6 Bielak, J., "Dynamic Response of Single-Degree-of-Freedom Bilinear Systems", Tesis de Maestría, Rice University, Houston, Tex. (1966).
- 3.7 Spencer, R. A., "The Nonlinear Response of Multistory Prestressed Concrete Structures to Earthquake Excitation", *Proc. Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago de Chile (1969).
- 3.8 Penzien, J. y Liu, S. C., "Nondeterministic Analysis of Nonlinear Structures Subjected to Earthquake Excitations", *Proc. Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago de Chile (1969).
- 3.9 Ramírez, J., "Efectos de Inestabilidad en la Respuesta Sísmica de Estructuras de Cortante Inelásticas", Tesis de Maestría, *Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México* (1977).
- 3.10 Newmark, N. M. y Rosenblueth, E., "Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J. (1971).
- 3.11 Guerra, O. R. y Esteva, L., "Equivalent Properties and Ductility Requirements in Seismic Dynamic Analysis of Nonlinear Systems", *Proc. Sixth World Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Delhi, India (1977).
- 3.12 Rosenblueth, E., "Temblor Chileno de Mayo 1970: Sus efectos en Estructuras Civiles", *Ingeniería*, 31, 1, México, D. F. (1961).

- 3.13 González-Flores, M., "Sistema para Eliminar los Esfuerzos Peligrosos que los Temblores Causan en las Estructuras", *Quinto Congreso Mexicano de la Industria de la Construcción*, México, D. F. (1964).
- 3.14 Skinner, R. I., Kelly, J. M. y Heine, A. J., "Energy Absorption Devices for Earthquake Resistant Structures", *Proc. Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, Roma, Italia (1973).
- 3.15 Ruiz, S. E., Esteva, L. y Guerra, O. R., "Desarrollo y Evaluación de Sistemas para Limitar las Acciones Sísmicas sobre Edificios", *Ingeniería*, 47, 2, México, D. F. (1977).
- 3.16 "Diseño estructural", Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México, México, D. F. (1977).
- 3.17 Esteva, L., Díaz de Cossío, R. y Elorduy, J., "El Temblor de Caracas, julio de 1967", *Ingeniería*, 38, 3, México, D. F. (1968).
- 3.18 Haviland, R., "A Study of the Uncertainties in the Fundamental Translational Periods and Damping Values for Real Buildings", MIT, Department of Civil Engineering Research, *Report R76-12* (1976).
- 3.19 Esteva, L., "Seismic Risk and Seismic Design Decisions", *Seminar on Seismic Design of Nuclear Power Plants*, MIT Press, Cambridge, Mass. (1969).
- 3.20 *Recommended Comprehensive Seismic Design Provisions for Buildings*, Applied Technology Council, Palo Alto, Calif. (1977).
- 3.21 Rosenblueth, E. y Esteva, L., "Reliability Basis for Some Mexican Codes", American Concrete Institute, *Special Publication 31* (1971).
- 3.22 Meli, R., "Bases para los Criterios de Diseño Estructural del Proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", *Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Report 375* (1976).
- 3.23 Esteva, L., "Regionalización Sísmica de México para Fines de Ingeniería", *Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Report 246* (1970).
- 3.24 Rosenblueth, E., "Code Specification of Safety and Serviceability", Informe núm. 2 del estado actual. Comité Técnico núm. 10: Structural Safety and Probabilistic Methods, *ASCE-IABSE Joint Committee on Planning and Design of Tall Buildings*, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, Pa. (1972).

ESTRUCTURAS RESISTENTES A SISMOS

- 3.25 Lind, N. C., "Deterministic Format for the Probabilistic Design of Structures", en *An Introduction to Structural Optimization*, Solid Mechanics Division, Univ. Waterloo, Waterloo, Ont., Canadá, SM Study 1 (1969).
- 3.26 Rosenblueth, E. y Mendoza, E., "Optimum Seismic Design of Auditoriums", *Proc. Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, 2, Roma, Italia (1973).
- 3.27 Esteva, L., "Criterios para la Construcción de Espectros de Diseño Sísmico", *Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Report 178* (1968).
- 3.28 Esteva, L., "Seismicity", Chapter 6 of *Seismic Risk and Engineering Decisions* (Editado por C. Lomnitz y E. Rosenblueth), Elsevier, Amsterdam (1976).
- 3.29 McGuire, R. K., "Seismic Structural Response Risk Analysis, Incorporating Peak Response Regressions on Earthquake Magnitude and Distance", Tesis Doctoral, *MIT Department of Civil Engineering* (1974).
- 3.30 Newmark, N. M. y Hall, W. J., "Procedures and Criteria for Earthquake Resistant Design", *Building Practices for Disaster Mitigation, Building Science Series 46*, National Bureau of Standards, Washington, D. C. (1973).
- 3.31 Rosenblueth, E., "Optimum Design for Infrequent Disturbances", *Proc. Am. Soc. civ. Engrs*, 102, ST9 (septiembre, 1976).
- 3.32 Rosenblueth, E., "Decisiones Óptimas para Estructuras Existentes en Zona Sísmica. Primera Etapa", *Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México* (en imprenta).
- 3.33 Newmark, N. M., "Current Trends in the Seismic Analysis and Design of High-Rise Structure", en *Earthquake Engineering* (editado por R. Wiegel), Prentice Hall, Englewood Cliffs, N. J. (1970).
- 3.34 Paulay, T., "Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls", *Proc. Am. Soc. civ. Engrs*, 97, ST3 (marzo, 1971).
- 3.35 Park, R. y Paulay, T., "Reinforced Concrete Structures", John Wiley and Sons, Nueva York (1975).
- 3.36 Hasofer, A. M. y Lind, N. C., "Exact and Invariant Second-Moment Code Format", *Proc. Am. Soc. civ. Engrs*, 100, EMI (1974).
- 3.37 Rosenblueth, E. y Contreras, H., "Approximate Design for Multicomponent Earthquakes", Propuesto para publicarse en *J. Engng Mech. Div. Am. Soc. civ. Engrs*.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

Aspectos Generales Sobre Proyecto, Diseño y Construcción

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

ING. JOSÉ LUIS SANCHEZ MARTINEZ

OCTUBRE, 1984.

ALGUNOS ASPECTOS IMPORTANTES EN EL DISEÑO DE EDIFICIOS ALTOS DE CONCRETO REFORZADO

Una serie de consideraciones estructurales que siempre pueden ser importantes pero que, en general, son poco tenidas en cuenta en edificios de altura baja y media adquieren una gran trascendencia en edificios altos.

Hay que señalar, en primer término, al equilibrio -- que se requiere lograr entre la ductilidad, la resistencia y la rigidez de la estructura.

DUCTILIDAD

Los edificios altos son, por su propia naturaleza, deformables y ante acciones sísmicas y de viento sus deformaciones son grandes, tanto que, en ciertos puntos a lo largo de la estructura, rebasan los límites de comportamiento elástico del material.

Estas deformaciones deben ser toleradas sin que se presente la falla y para ello la estructura debe tener la ductilidad suficiente.

Se dice que ocurre la falla si la demanda de ductilidad $\left(\frac{D}{Y_y}\right)$ es mayor que la ductilidad disponible $\left(\mu = \frac{Y_m}{Y_y}\right)$

D es el desplazamiento requerido

Y_y es el desplazamiento correspondiente al inicio del comportamiento inelástico efectivo del material.

Y_m es el desplazamiento máximo que se puede soportar.

Bajo determinadas hipótesis es posible determinar, teóricamente, la ductilidad disponible de un miembro, de un piso o la ductilidad global de una estructura. De hecho, el factor de ductilidad μ es una función del estado de esfuerzos y de la disposición del refuerzo, tanto longitudinal como transversal.

La demanda de ductilidad no es fácil de predecir, en general se establece que, durante un sismo, una estructura debe realizar tanto trabajo como energía le es transmitida por el terreno.

Si una estructura no es capaz de proporcionar una ductilidad importante su resistencia debe ser grande, de modo que con un desplazamiento pequeño acepte una fuerza de magnitud suficiente para producir el trabajo requerido; por el contrario, si la ductilidad es grande bastarán fuerzas pequeñas para disipar la energía necesaria.

La demanda de ductilidad es mayor en las zonas más débiles de una estructura ya que se llega pronto, en ellas, a la deformación inelástica Y_y , se producen deformaciones locales muy importantes y se requiere, por tanto, contar con gran ductilidad. Si por el contrario se llega a la fluencia en muchos lugares simultaneamente, la deformación necesaria se distribuye entre ellos y la ductilidad requerida para cada una es menos importante; sin embargo aún en estructuras con una resistencia razonablemente bien distribuida entre todos sus elementos las demandas de ductilidad resultan distintas en distintas zonas. Para desarrollar un factor de ductilidad global de 3 a 5 se requiere, generalmente, contar con uno de 3 a 10 para los pisos del edificio y de 5 a 15 para algunos de sus miembros.

En edificios cuya estructura está constituida por una serie de marcos rígidos, se recomienda buscar que la fluencia se presente en las trabes y no en las columnas. Esto se basa en los siguientes hechos:

En las vigas se puede conseguir una gran ductilidad con cierta facilidad, colocando el refuerzo en cantidades y lugares adecuados, en cambio en columnas esto no resulta igualmente fácil, de hecho, una columna con carga mayor a la correspondiente a la condición balanceada es solo capaz de desarrollar una ductilidad insignificante.

4

Para disipar una gran cantidad de energía se requiere una ductilidad relativamente moderada en las trabes, no así en las columnas. La fluencia local en los extremos de las trabes no afecta seriamente la capacidad de carga vertical de la estructura mientras que la fluencia de los extremos de las columnas podría conducir fácilmente al colapso. Las trabes son más fáciles de reparar que las columnas.

Este criterio de diseño se conoce como de columna fuerte - trabe débil.

En estructuras con muros de cortante se puede lograr también un comportamiento dúctil ante cargas sísmicas; la ductilidad de un muro de cortante bien diseñado puede ser amplia, se pueden conseguir factores de ductilidad de 4 a 6 pero es necesario cuidar las características geométricas y la distribución del refuerzo.

Los muros de cortante acoplados tienen la ventaja, con respecto a los muros en voladizo, de ofrecer más de una línea de defensa, la fluencia más importante se confía al sistema de acoplamiento que se diseña de modo de aceptar grandes deformaciones y, similarmente a lo que sucede en las trabes de un marco, es más fácil de reparar que las bases de los muros.

RIGIDEZ

En la mayor parte de los edificios altos el estado - límite que rige las características principales de su estructura es su deformación, que debe mantenerse dentro de límites prefijados dando a la construcción la rigidez necesaria. El control de las deformaciones es necesario desde diferentes puntos de vista: para asegurar la estabilidad de la estructura, para no afectar el comportamiento de los elementos no estructurales y para procurar la comodidad de los ocupantes.

El sistema estructural queda, muchas veces, definido por la necesidad de controlar las deformaciones, se puede decir, por ejemplo, que las losas planas aligeradas no son normalmente aplicables como sistema estructural único, en construcciones altas, por su excesiva flexibilidad; que los marcos rígidos no resultan ya económicos para alturas mayores a 20 pisos, por requerir trabes de excesivo peralte; que con el uso de muros de cortante se puede llegar a 60 o más pisos; etc.

En todo caso, la rigidez del sistema estructural debe conocerse en forma aproximada. Los valores de EI deberían reflejar la cantidad de refuerzo, las condiciones de agrietamiento, los efectos de las cargas axiales y el comportamiento inelástico del acero y del concreto.

En la práctica es necesario trabajar con valores - - aproximados de la rigidez, los análisis estructurales que se realizan son normalmente análisis elásticos y se recomienda utilizar en ellos valores del momento de inercia, promedios entre el correspondiente a secciones agrietadas y a secciones completamente sin agrietar; se debe, en todo caso, estar consciente de que los valores de la rigidez utilizados en el cálculo son solo una aproximación más o menos burda y que la rigidez no solo es importante en la determinación de deformaciones sino que también regula el período natural de vibración de una estructura y, en consecuencia, el valor de las fuerzas sísmicas que se han de utilizar para el diseño.

RESISTENCIA

Se ha dicho, que una vez tomadas las decisiones para lograr la ductilidad y rigidez de una estructura su resistencia es un subproducto que se logra automáticamente; aunque esta afirmación no puede tomarse literalmente, hay en ella mucho de cierto, pues nos permite definir la manera de proporcionar la resistencia a una estructura de modo de lograr también un comportamiento satisfactorio.

Para dimensionar los elementos estructurales se utiliza el método de diseño por resistencia pues, desde hace tiempo, se reconoce que el método de esfuerzos de trabajo -

no permite establecer, con cierta precisión, los niveles de resistencia disponible. Se deben definir los factores de carga y los factores de resistencia para lograr que la resistencia de diseño (resistencia teórica reducida por el factor de carga) sea mayor que la resistencia requerida (efecto de las solicitaciones amplificadas por el factor de carga).

Los requisitos de ductilidad, rigidez y resistencia que se exigen para cumplir adecuadamente con las condiciones generales expuestas antes aparecen en los Reglamentos, entre nosotros esta información se toma del Reglamento para las Construcciones en el D.F. y algunas veces, de las normas del Instituto Americano del Concreto en cuyas especificaciones generales se incluye un apéndice dedicado precisamente al caso de estructuras que han de soportar sismos severos.

CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO.

I. Introducción.

Durante muchos años el dimensionamiento de elementos estructurales se ha realizado siguiendo el criterio llamado "elástico" o, quizá - más correctamente, de "esfuerzos permisibles".

El criterio consiste en seleccionar los miembros de modo que al actuar sobre ellos las cargas esperadas (cargas de servicio o de trabajo), los esfuerzos que ocurran no excedan de cierto valor permisible.

Los esfuerzos permisibles incorporan un factor de seguridad con respecto al esfuerzo que se supone conduciría a la pieza a su límite de resistencia.

La aplicación de la teoría elástica, esto es, la hipótesis de que el material es esforzado siempre dentro de su rango de comportamiento elástico, está implícita en el procedimiento de diseño, no sólo porque los métodos de análisis estructural que se utilizan para la determinación de los elementos mecánicos de diseño (fuerzas normales, fuerzas cortantes y momentos flexionantes) se basan en dicha hipótesis, sino también porque se supone que a partir de ellos se obtienen los esfuerzos actuantes aplicando teorías de resistencia de materiales también basados en la hipótesis elástica; la aplicación de la fórmula de la escuadría en el caso de piezas a flexión es típica:

$$f = \frac{M}{S}$$

En el valor de los esfuerzos admisibles, también está implícita

la hipótesis elástica, dado que en ningún caso se acepta un esfuerzo admisible mayor que el esfuerzo de fluencia dividido entre el coeficiente de seguridad elegido, aunque desde luego, los esfuerzos permisibles pueden ser menores a este valor cuando la resistencia no queda definida por la fluencia del material sino, para esfuerzos menores, por efectos de pandeo, falla frágil o fatiga.

Esto significa que el esfuerzo máximo permisible siempre estará, en teoría, en el rango de comportamiento elástico del material.

$$f_a = \frac{f_y}{C.S.}$$

$$f_a = \frac{f_{cr}}{C.S.}$$

$$f_{cr} < f_y$$

En el caso de flexión, el dimensionamiento será:

$$S = M f_a$$

Aunque el criterio de esfuerzos permisibles es conocido y utilizado aun por gran parte de los diseñadores de estructuras, desde hace ya tiempo se ha venido reconociendo que no es la mejor manera de atacar el problema del dimensionamiento estructural.

La hipótesis del comportamiento elástico es, para algunos materiales, una simplificación poco admisible. En el concreto, por ejemplo, la zona elástica simplemente no existe; en el acero, aunque la región elástica existe, su límite superior no puede definirse fácilmente debido a causas tales como la existencia de esfuerzos residuales, de concentraciones de esfuerzos, de asentamientos diferenciales o de cualquier otra causa que implique esfuerzos iniciales en la pieza previamente a que la carga que

debe soportar actúe.

El factor de seguridad no indica la proximidad o lejanía a las condiciones de falla de la estructura, ya que este ha sido fijado en función de un esfuerzo que no lo implica.

Por otra parte, la obtención de esfuerzos permisibles a menudo no ha sido más que un artificio para poder aplicar el método de diseño elástico; en el caso de columnas, por ejemplo, el diseño ha estado siempre basado en la resistencia última de la pieza, obtenida al margen de la teoría elástica, usando fórmulas empíricas en un principio y otras deducidas en forma teórica ultimamente; la carga de falla dividida entre el área de la sección recta de la pieza proporciona el esfuerzo crítico y éste dividido entre un coeficiente de seguridad da el esfuerzo permisible que se compara con el cociente de dividir la carga de trabajo entre el área de la sección para obtener el esfuerzo actuante, es claro que podrían compararse directamente las cargas sin necesidad de pasar por la obtención de los esfuerzos.

Teniendo en cuenta lo anterior, desde hace años, se han venido desarrollando criterios de diseño llamados con frecuencia de "diseño al límite" que están basados en la resistencia última de las piezas, que no requieren del cálculo de esfuerzos, ni actuantes ni permisibles, y que no están limitados por la teoría elástica; estos métodos se usan, desde hace tiempo intensamente en Europa y, en E.E.U.U. y en México han ido apareciendo en la mayor parte de las normas o especificaciones de diseño.

La evolución ocurrida puede ejemplificarse con los cambios que las normas del ACI para el dimensionamiento de estructuras de concreto han sufrido; el diseño al límite apareció primero como un método alternativa, en un apéndice de normas basadas en la teoría elástica. Tu-

vo después la misma importancia que el diseño elástico en siguientes especificaciones y; ahora la situación ha cambiado totalmente y el cuerpo fundamental de las normas se refiere al diseño al límite y la teoría elástica se permite pero se trata solo en su apéndice como algo de menor importancia.

El mismo cambio ha ocurrido, en forma más brusca, en el caso de las estructuras de acero, pues en las últimas especificaciones del Reglamento para las Construcciones en el D.F. aparece el criterio de dimensionamiento al límite como el básico y el de esfuerzo permisible como una alternativa poco recomendable.

Esto se debe a la idea de tratar el diseño de estructuras con el mismo criterio, independientemente del material de que se trate.

El criterio general de dimensionamiento que fija el Reglamento es en función de los llamados "Estados Límites" y se distinguen estados límite de falla y estados límite de servicio.

Los primeros corresponden al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura, los segundos corresponden a daños que afectan al correcto funcionamiento de la estructura aunque no su capacidad de carga.

Se entiende por resistencia la magnitud de las acciones que provocan un estado límite de falla.

El procedimiento general de diseño consiste en revisar que las distintas acciones que puedan actuar multiplicadas por un factor de carga adecuado produzcan un efecto menor que la resistencia de diseño.

$$R_D \geq \sum F_c \quad A$$

La resistencia de diseño se obtiene multiplicando la resistencia teórica o nominal por un llamado "factor de resistencia" que la reduce en función del tipo de falla que pueda presentarse: falla dúctil o falla frágil. Se caracteriza la primera porque se alcanzan deformaciones importantes mientras se mantiene la capacidad de carga correspondiente al estado límite, lo que permite, no solo tener una evidencia anticipada de la falla, sino también que se presenten redistribuciones de la carga a elementos menos esforzados. En el segundo caso esto no ocurre y la falla se presenta en forma brusca.

El factor de carga es uno de los coeficientes de seguridad que se tienen en este procedimiento y se fija con valores variables en función de la probabilidad de ocurrencia de la combinación de cargas que se estudie. Como la carga última, producto de la carga de trabajo por el factor de carga, se compara con la resistencia de la pieza, este factor si significa un coeficiente de seguridad real.

El dimensionamiento de piezas en flexión sería:

$$M_p = F_R Z f_y$$

$$(F.C.) M \leq M_p$$

El valor del momento plástico M_p se sustituye por $M_y = F_R S f_y$ cuando no puedan producirse las rotaciones necesarias para plastificar la sección sin pandeo local o por $M_c = F_R S f_c$ en presencia de pandeo lateral.

Bajo determinadas restricciones se permite el análisis plástico de cualquier estructura hiperestática, tomando en cuenta la redistribución de momentos que se presenta al formarse articulaciones plásticas en una o más secciones transversales.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

Aspectos Generales Sobre Proyecto, Diseño y Construcción

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

ING. JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ

OCTUBRE, 1984.

EDIFICIOS ALTOS DE CONCRETO REFORZADO

El concreto reforzado es un material de construcción ideal desde muchos puntos de vista. En nuestro medio tiene la gran ventaja de haberse manejado más que ningún otro y - de que, por ello, su uso en construcción se ha hecho rutinario; no ocurre lo mismo con otros materiales tales como el acero, la mampostería o la madera.

Los materiales básicos con que se elabora el concreto se consiguen fácilmente y ocurre lo mismo con la mano de obra. No requiere protecciones especiales contra el fuego o la intemperie y se puede moldear dándole cualquier forma requerida.

La inmensa mayoría de los edificios de altura baja y media son, en nuestro medio, de concreto reforzado.

Aunque hace años, en los inicios de la construcción en concreto reforzado, se dudaba que el concreto pudiera -- constituir una solución adecuada en edificios altos, sabemos ahora perfectamente que, con el refuerzo adecuado, el uso de este material, representa una alternativa factible - que garantiza un buen comportamiento y gran economía.

La decisión de si un edificio alto debe construirse con estructura de concreto reforzado o de acero es una de las primeras incógnitas que se plantean al iniciarse su proyecto. La respuesta debe obtenerse después de un estudio económico de alternativas.

En los últimos años se han construido en la Ciudad de México una gran cantidad de edificios altos, la mayor parte de ellos con una altura máxima de aproximadamente 100 m. (30 pisos) y casi todos han sido de concreto reforzado. -- Hay solo unos cuantos edificios de mayor altura que se han resuelto, salvo contadas excepciones, utilizando estructura de acero (Torre Pemex, Torre Latino, Torre de Mexicana).

Aunque son muchos los conceptos que se deben tener en consideración para tomar la decisión, un elemento de juicio es el costo directo de la construcción y, dentro de él, el de la estructura que representa un porcentaje importante del total (del 25 al 50%, en muchos casos). Se justifica, por lo tanto, realizar un estudio que permita llegar a la mejor alternativa desde este punto de vista.

Deben definirse los distintos sistemas estructurales aplicables y una vez decidido este, pasar el detalle que determine las características óptimas de los distintos elementos que forman el sistema, encontrando enseguida las canti

dades de obra y los costos correspondientes.

En distintas publicaciones se han presentado guías - que permiten tener una idea de los sistemas estructurales - más convenientes atendiendo a la altura de la construcción; una de ellas es la siguiente:

S I S T E M A	No. de Pisos
Marcos rígidos	hasta 20
Muros de cortante	hasta 35
Marcos y muros	hasta 50
Tubo en tubo	hasta 65.

Para el caso específico de un edificio de 35 pisos - que se proyectó para ser construido en el centro de la Ciudad de México se estudiaron las tres siguientes alternativas básicas:

- a) Estructura de Concreto Reforzado
- b) Estructura de acero
- c) Estructura Mixta

En los tres casos, por limitaciones del proyecto, el sistema estructural se planteó con marcos rígidos.

Para tomar la decisión se realizó un dimensionamiento preliminar en los tres casos y se encontraron las cantidades de obra necesarias para la construcción de las trabes y de las columnas de la superestructura; se supuso que las losas serían las mismas en los tres casos.

Se valuó el peso de cada alternativa y se consideró que la diferencia entre esos pesos se refleja en el número de pilotes necesarios para cimentar el edificio, considerando que estos elementos son los que toman directamente la carga de la superestructura, se supuso, en forma aproximada, que las características del resto de la cimentación, losas y trabes, y las de las zonas de sótanos, no cambian con la alternativa. Los resultados obtenidos se indican en la tabla siguiente:

Aunque el costo directo constituye un elemento de juicio -- importante no es, sin duda, el más trascendente, este, en la actualidad, lo es el tiempo necesario para ejecutar la construcción.

En términos generales, se reconoce, que la construcción en acero puede ser más rápida que la que se consigue utilizando concreto reforzado; en el primer caso un nivel puede montarse en tres días mientras que en el segundo se requiere normalmente una semana como mínimo.

El tiempo queda gobernado por el procedimiento constructivo que ha de seleccionarse, por lo tanto, con el mayor cuidado.

La importancia del tiempo se hace patente si se considera que las tasas de interés, en México, son en la actualidad, del orden del 60%.

Un cálculo simplista para un edificio como el que -- se comenta, con un costo de aproximadamente 1500 millones de pesos, suponiendo que se requirieren 36 meses para completarlo arrojaría un interés diario de aproximadamente 3 millones de pesos.

Una reducción de 6 meses de construcción podría representar un ahorro de 540 millones de pesos, esto es, una

cifra similar al costo total de la estructura. En estas condiciones es claro que cualquier ahorro que se planee y que consuma tiempo seguramente resulta irrelevante y quizá contraproducente.

Las consideraciones anteriores condujeron en este caso a considerar como más adecuada a la alternativa c.

Aunque esta alternativa tiene un peso algo superior al que corresponde a la b, este ocurre en los niveles inferiores en los que las aceleraciones sísmicas son menores, el incremento en los cortantes sísmicos es poco significativo y puede considerarse que la zona de la torre es igual en ambos casos.

Por lo que se refiere a los primeros ocho niveles, las solicitaciones son más intensas que en el caso c pero, a pesar de ello, la solución es muy aceptable económicamente pues representa, para esta zona, un ahorro en costo de más del 40% del que se tendría usando estructura de acero.

La alternativa c presenta además una serie de ventajas que junto con la anterior compensan el menor costo que en la cimentación tendría la alternativa b.

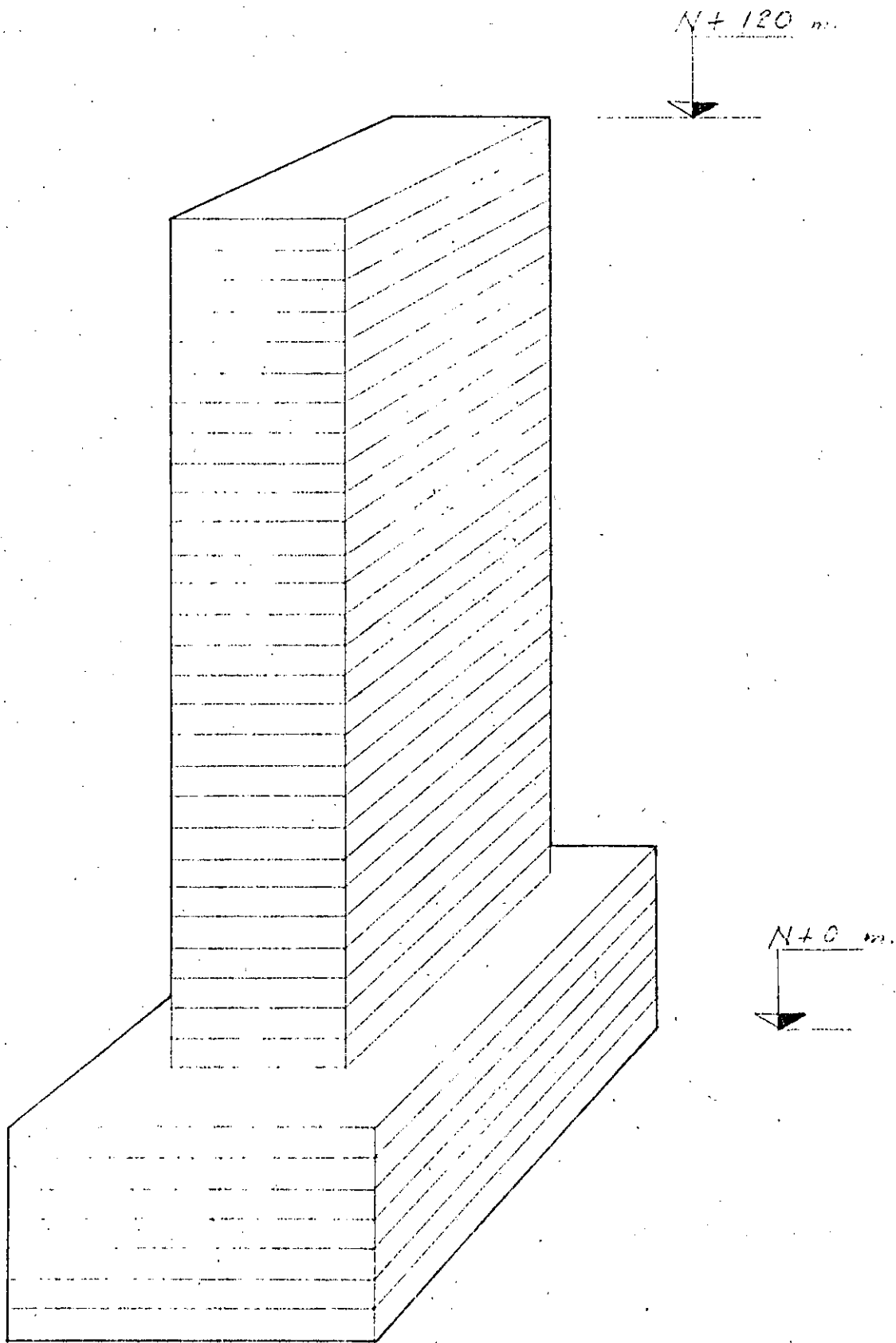
Entre las ventajas mencionadas podrían estar las siguientes:

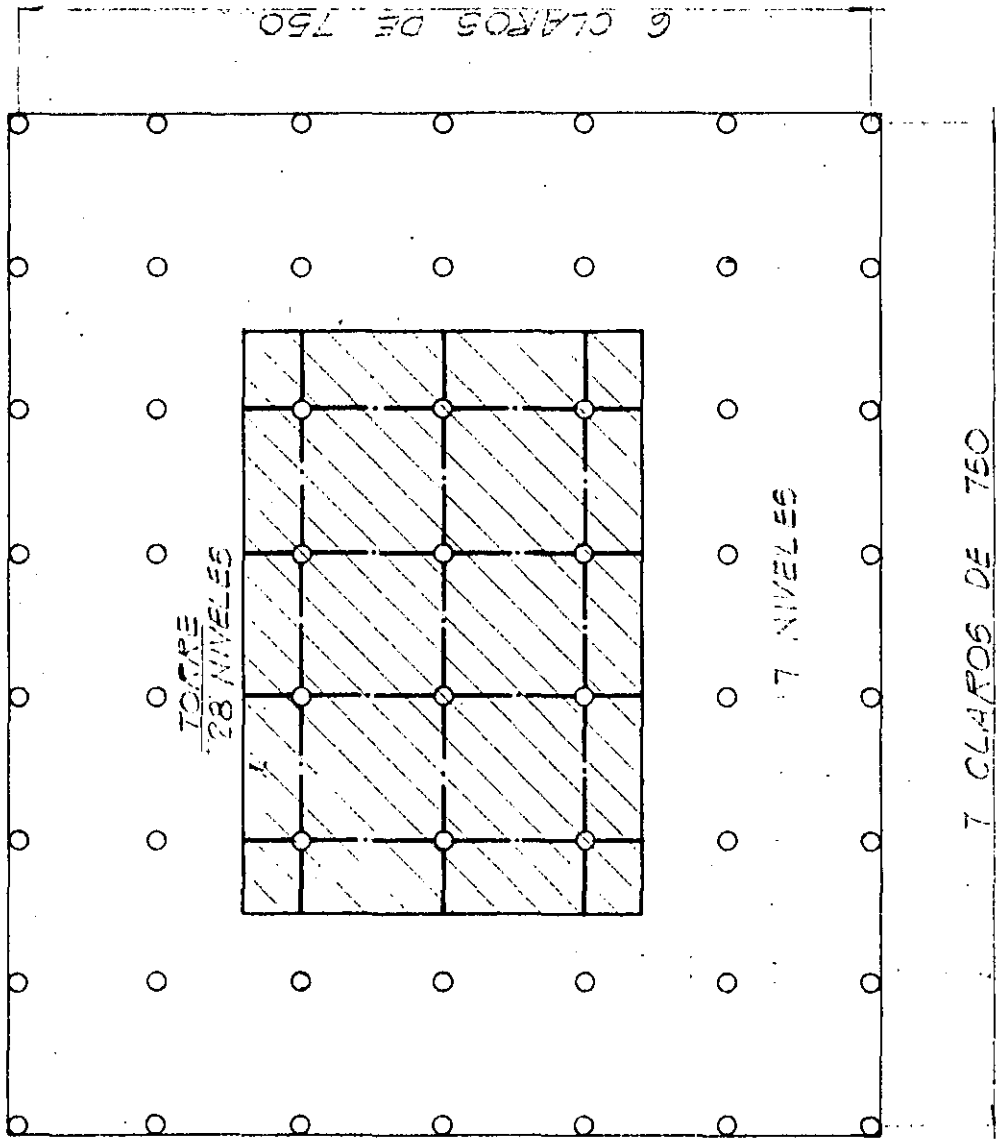
1. El tiempo de ejecución de la estructura de concreto de 8 niveles sumado al necesario para -- construir la cimentación, permitirá resolver, - en forma justa, los problemas relativos a la elaboración de planos de taller, a la adquisición -- de los materiales necesarios para la ejecución de la estructura de acero de la torre y a su fabricación en planta, de tal modo que al terminar se la obra de concreto pueda procederse de inmediato al montaje de la estructura de acero.

Esto aceleraría, sin duda, la terminación del -- edificio.

2. La estructura de concreto de 8 niveles corresponde a un edificio totalmente convencional que puede construirse fácilmente.
3. El costo de la estructura de concreto es menor - que el que ³correspondería a la solución metálica para esta zona del edificio.
4. La solución de las rampas de acceso a los estacionamientos es menos complicada en concreto reforzado que en acero.

5. No se requiere en esta zona ningun material que proteja la estructura de fuego o de la intemperie.





ALTERNATIVA

A B C

CONCRETO m^3/m^2	0.3	—	0.17	TRABES Y COLUMNAS DE CONCRETO
ACERO DE REFUERZO Kg/m^2	55	—	28	
ACERO ESTRUCTURAL Kg/m^2	—	115	60	TRABES Y COLUMNAS DE ACERO
T/m^2	27	16	21	PESO DE LA SUPER- ESTRUCTURA



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

Aspectos Generales Sobre Proyecto, Diseño y Construcción

A N E X O S

ING. JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ

OCTUBRE, 1984.

encouragement that, where practical, membrane reinforcement shall be placed in the direction of principal tensile membrane forces in regions of high tension.

Section 19.4.2 and 19.4.3 — Indicates that the entire shell shall be reinforced with reinforcement in two approximately orthogonal directions.

Section 19.4.5 — Expresses the basic principle in the Code with the specific area of reinforcement required in the Commentary.

Section 19.4.9 — Clarifies that reinforcement to resist bending moment shall be placed near both surfaces of the shell since the magnitude and sign of the bending moment can change rapidly along the shell surface.

Section 19.4.12 — Because of problems in placing reinforcing on curved surfaces, experienced designers feel that the splice provisions should be more stringent than in conventional structures.

APPENDIX A — SPECIAL PROVISIONS FOR SEISMIC DESIGN

Code Appendix A — Page 77 through 81

Revise Appendix A (in total) to read as follows:

A.0 — Notation

- A_{cs} = cross-sectional area of a structural member measured out-to-out of transverse reinforcement, sq in.
- A_{cv} = area of concrete section, resisting shear, of an individual pier or horizontal wall segment, sq in.
- A_{cr} = net area of concrete section bounded by web thickness and length of section in the direction of shear force considered, sq in.
- A_g = gross area of section, sq in.
- A_j = minimum cross-sectional area within a joint in a plane parallel to the axis of the reinforcement generating the shear in the joint. Where a girder frames into a support of larger width, effective width of the joint shall be assumed not to exceed the width plus the overall depth of the joint, sq in.
- A_{tr} = total cross-sectional area of transverse reinforcement (including cross-ties) within spacing s and perpendicular to dimension h_c .
- A_s = total cross-sectional area of shear reinforcement within spacing s and perpendicular to longitudinal axis of structural member, sq in.
- b = effective compressive flange width of a structural member, in.
- b_w = web width, or diameter of circular section, in.
- d = effective depth of section.

- d_b = bar diameter
- E = load effects of earthquake, or related internal moments and forces
- f'_c = specified compressive strength of concrete, psi
- f_y = specified yield strength of reinforcement, psi
- f_{yt} = specified yield strength of transverse reinforcement, psi
- h = overall thickness of structural member.
- h_c = cross-sectional dimension of column core measured center-to-center of confining reinforcement
- h_w = height of entire wall (diaphragm) or of the segment of wall (diaphragm) considered
- l_d = development length for a straight bar
- l_{db} = development length for a bar with a standard hook as defined in Eq. (A-5)
- l_o = minimum length, measured from joint face along axis of structural member, over which transverse reinforcement must be provided, in.
- l_w = length of entire wall (diaphragm) or of segment of wall (diaphragm) considered in direction of shear force
- M_s = portion of slab moment balanced by support moment
- s = spacing of transverse reinforcement measured along the longitudinal axis of the structural member, in.
- s_o = maximum spacing of transverse reinforcement, in.
- V_c = nominal shear strength provided by concrete
- V_d = design shear force determined from Section A.7.1.1 or A.7.1.2
- V_n = nominal shear strength
- V_u = factored shear force at section
- α_c = coefficient defining the relative contribution of concrete strength to wall strength. See Eq. (A-6)
- ρ = ratio of nonprestressed tension reinforcement = A_s / bd .
- ρ_s = ratio of total reinforcement area to cross-sectional area of column
- ρ_v = ratio of distributed shear reinforcement on a plane perpendicular to plane of A_{cr}
- ρ_w = ratio of volume of spiral reinforcement to the core volume confined by the spiral reinforcement (measured out-to-out)
- ρ_v = A_{tr} / A_{cs} ; where A_{tr} is the projection on A_{cs} of area of distributed shear reinforcement crossing the plane of A_{cs}
- ϕ = strength reduction factor

A.1 — Definitions

Base of structure — Level at which earthquake motions are assumed to be imparted to a building. This level does not necessarily coincide with the ground level.

Boundary members — Portions along wall and diaphragm edges strengthened by longitudinal and transverse reinforcement. Boundary members do not necessarily require an increase in the thickness of the wall or diaphragm. Edges of openings within walls and diaphragms may also have to be provided with boundary members.

Collector elements — Elements that serve to transmit the inertial forces within the diaphragms to members of the lateral-force resisting systems.

Crosstie — A continuous bar having a 135-deg hook with at least a ten-diameter extension at one end and a 90-deg hook with at least a six-diameter extension at the other end. The hooks shall engage peripheral longitudinal bars.

Design load combinations — Combinations of factored loads and forces specified in Section 9.2.

Development length for a bar with a standard hook — The shortest distance between the critical section (where the strength of the bar is to be developed) and a tangent to the outer edge of the 90-deg hook.

Factored loads and forces — Specified loads and forces modified by the factors in Section 9.2.

Hoop — A closed tie or continuously wound tie the ends of which have 135-deg hooks with ten-diameter extensions, that encloses the longitudinal reinforcement.

Lateral-force resisting system — That portion of the structure composed of members proportioned to resist forces related to earthquake effects.

Lightweight-aggregate concrete — "All lightweight" or "sanded-lightweight" aggregate concrete made with lightweight aggregates conforming to Section 3.3.

Shell concrete — Concrete outside the transverse reinforcement confining the concrete.

Specified lateral forces — Lateral forces corresponding to the appropriate distribution of the design base shear force prescribed by the governing code for earthquake-resistant design.

Structural diaphragms — Structural members, such as floor and roof slabs, which transmit inertial forces to lateral-force resisting members.

Structural trusses — Assemblages of reinforced concrete members subjected primarily to axial forces.

Structural walls — Walls proportioned to resist combinations of shears, moments, and axial forces induced by earthquake motions.

Strut — An element of a structural diaphragm used to provide continuity around an opening in the diaphragm.

Tie elements — Elements which serve to transmit inertia forces and prevent separation of such building components as footings and walls.

A.2 — General requirements

A.2.1 — Scope

A.2.1.1 — Appendix A contains special requirements for design and construction of reinforced concrete members of a structure for which the design forces, related to earthquake motions, have been determined on the basis of energy dissipation in the nonlinear range of response.

A.2.1.2 — The provisions of Chapters 1 through 17 shall apply except as modified by the provisions of this Appendix.

A.2.1.3 — In regions of moderate seismic risk, reinforced concrete frames resisting forces induced by earthquake motions shall be proportioned to satisfy only Section 9 of Appendix A in addition to the requirements of Chapters 1 through 17.

A.2.1.4 — In regions of high seismic risk, all structural reinforced concrete members shall satisfy Sections A.2 through A.8 of Appendix A in addition to the requirements of Chapters 1 through 17.

A.2.1.5 — A reinforced concrete structural system not satisfying the requirements of this appendix may be used if it is demonstrated by experimental evidence and analysis that the proposed system will have strength and toughness equal to or exceeding those provided by a comparable monolithic reinforced concrete structure satisfying this appendix.

A.2.2 — Analysis and proportioning of structural members

A.2.2.1 — The interaction of all structural and nonstructural members which materially affect the linear and nonlinear response of the structure to earthquake motions shall be considered in the analysis.

A.2.2.2 — Rigid members assumed not to be a part of the lateral force resisting system may be used provided their effect on the response of the system is considered and accommodated in the structural design. Consequences of failure of structural and nonstructural members which are not a part of the lateral-force resisting system shall also be considered.

A.2.2.3 — Structural members below base of structure required to transmit to the foundation forces resulting from earthquake effects shall also comply with the requirements of Appendix A.

A.2.2.4 — All structural members assumed not to be part of the lateral force resisting system shall conform to Section A.8.

A.2.3 — Strength reduction factors

Strength reduction factors shall be as given in Section 9.3 except for the following:

A.2.3.1 — Except for determining the strength of joints, the shear strength reduction factor shall be 0.6 for any structural member if its nominal shear strength is less than the shear corresponding to development of its nominal flexural strength for the factored-load combinations including earthquake effect. Shear strength reduction factor for joints shall be 0.85.

A.2.3.2 — The strength reduction factor for axial compression and flexure shall be 0.5 for all frame members with factored axial compressive forces exceeding $(A_g f'_c / 10)$ if the transverse reinforcement does not conform to Section A.4.4.

A.2.4 — Concrete in members resisting earthquake-induced forces

A.2.4.1 Compressive strength, f'_c of the concrete shall be not less than 3000 psi.

A.2.4.2 — Compressive strength of lightweight-aggregate concrete used in design shall not exceed 4000 psi. Lightweight-aggregate concrete with higher design compressive strength may be used if demonstrated by experimental evidence that structural members made with that lightweight-aggregate concrete provide strength and toughness equal to or exceeding those of comparable members made with normal weight-aggregate concrete of the same strength.

A.2.5 — Reinforcement in members resisting earthquake-induced forces

A.2.5.1 — Reinforcement resisting earthquake-induced flexural and axial forces in frame members and in wall boundary members shall comply with ASTM A 706. ASTM A 615 grades 40 and 60 reinforcement may be used in these members if (a) the actual yield strength based on mill tests does not exceed the specified yield strength by more than 18,000 psi (retests shall not exceed this value by more than an additional 3000 psi) and (b) the ratio of the actual ultimate tensile stress to the actual tensile yield strength is not less than 1.25. Reinforcement required by design load combinations which include earthquake effect shall not be welded except as specified in Sections A.3.2.4 and A.4.3.2.

A.3 — Flexural members of frames

A.3.1 — Scope

Requirements of Section A.3 apply to frame members (a) resisting earthquake-induced forces (b) proportioned primarily to resist flexure, and (c) satisfying the following conditions:

A.3.1.1 — Factored axial compressive force on the member shall not exceed $(A_g f'_c / 10)$.

A.3.1.2 — Clear span for the member shall not be less than four times its effective depth.

A.3.1.3 — The width-to-depth ratio shall not be less than 0.3.

A.3.1.4 — The width shall not be less than (a) ten in. and (b) more than the width of the supporting member (measured on a plane perpendicular to the longitudinal axis of the flexural member) plus distances on each side of the supporting member not exceeding three-fourths of the depth of the flexural member.

A.3.2 — Longitudinal reinforcement

A.3.2.1 — At any section of a flexural member and for the top as well as for the bottom reinforcement the amount of reinforcement shall not be less than $(200 b_w d / f_y)$ and the reinforcement ratio, ρ , shall not exceed 0.025. At least two bars shall be provided continuously both top and bottom.

A.3.2.2 — Positive-moment strength at joint face shall be not less than one half of the negative-moment strength provided at that face of the joint. Neither the negative- nor the positive-moment strength at any section along member length shall be less than one-fourth the maximum moment strength provided at face of either joint.

A.3.2.3 — Lap splices of flexural reinforcement shall be permitted only if hoop or spiral reinforcement is provided over the lap length. Maximum spacing of the transverse reinforcement enclosing the lapped bars shall not exceed $d/4$ or four in. Lap splices shall not be used (a) within the joints, (b) within a distance of twice the member depth from the face of the joint, and (c) at locations where analysis indicates flexural yielding caused by inelastic lateral displacements of the frame.

A.3.2.4 — Welded splices and mechanical connections conforming to Sections 12.15.3.1 through 12.15.3.4 may be used for splicing provided not more than alternate bars in each layer of longitudinal reinforcement are spliced at a section and the center-to-center distance between splices of adjacent bars is 24 in. or more measured along the longitudinal axis of the frame member.

A.3.3 — Transverse reinforcement

A.3.3.1 — Hoops shall be provided in the following regions of frame members:

(1) Over a length equal to twice the member depth measured from the face of the supporting member toward midspan, at both ends of the flexural member.

(2) Over lengths equal to twice the member depth on both sides of a section where flexural yielding may occur in connection with inelastic lateral displacements of the frame.

A.3.3.2 — The first hoop shall be located not more than two in. from the face of a supporting member. Maximum spacing of the hoops shall not exceed (a) $d/4$, (b) eight times the diameter of the smallest longitudinal bars, (c) 24 times the diameter of the hoop bars, and (d) twelve in.

A.3.3.3 — Where hoops are required, longitudinal bars on the perimeter shall have lateral support conforming to Section 7.10.5.3.

A.3.3.4 — Where hoops are not required, stirrups shall be spaced at no more than $d/2$ throughout the length of the member.

A.3.3.5 — Hoops in flexural members may be made up of two pieces of reinforcement: a stirrup having 135-deg hooks with ten-diameter extensions anchored in the confined core and a cross-tie to make a closed hoop. Consecutive cross-ties shall have their 90-deg hooks at opposite sides of the flexural member. If the longitudinal reinforcing bars secured by the cross-ties are confined by a slab only on one side of the flexural frame member, the 90-deg hooks of the cross-ties shall all be placed on that side.

A.4 — Frame members subjected to bending and axial load

A.4.1 — Scope

The requirements of this section apply to frame members (a) resisting earthquake-induced forces, (b) having a factored axial compressive force exceeding $(A_g f_c' / 10)$ and (c) satisfying the following conditions:

A.4.1.1 — The shortest cross-sectional dimension, measured on a straight line passing through the geometric centroid, shall not be less than 12 in.

A.4.1.2 — The ratio of the shortest cross-sectional dimension to the perpendicular dimension shall not be less than 0.4.

A.4.2 — Minimum flexural strength of columns

A.4.2.1 — Flexural strength of any column proportioned to resist a factored axial compressive

force exceeding $(A_g f_c' / 10)$ shall satisfy Sections A.4.2.2 or A.4.2.3.

Lateral strength and stiffness of columns not satisfying Section A.4.2.2 shall be ignored in determining the calculated strength and stiffness of the structure but shall conform to Section A.8.

A.4.2.2 — The flexural strengths of the columns shall satisfy Eq. (A-1)

$$\Sigma M_c \geq (6/5) \Sigma M_g \quad (A-1)$$

ΣM_c = sum of moments, at the center of the joint, corresponding to the design flexural strength of the columns framing into that joint. Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the lowest flexural strength.

ΣM_g = sum of moments, at the center of the joint, corresponding to the design flexural strengths of the girders framing into that joint.

Flexural strengths shall be summed such that the column moments oppose the beam moments. Eq. (A-1) shall be satisfied for beam moments acting in both directions in the vertical plane of the frame considered.

A.4.2.3 — If Section A.4.2.2 is not satisfied at a joint, columns supporting reactions from that joint shall be provided with transverse reinforcement as specified in Section A.4.4 over their full height.

A.4.3 — Longitudinal reinforcement

A.4.3.1 — The reinforcement ratio, ρ , shall not be less than 0.01 and shall not exceed 0.06.

A.4.3.2 — Lap splices are permitted only within the center half of the member length and shall be proportioned as tension splices. Welded splices and mechanical connections conforming to Sections 12.15.3.1 through 12.15.3.4 may be used for splicing the reinforcement at any section provided not more than alternate longitudinal bars are spliced at a section and the distance between splices is 24 in. or more along the longitudinal axis of the reinforcement.

A.4.4 — Transverse reinforcement

A.4.4.1 — Transverse reinforcement as specified below shall be provided unless a larger amount is required by Section A.7.

(1) The volumetric ratio of spiral or circular hoop reinforcement, ρ_s , shall not be less than that indicated by Eq. (A-2).

$$(\rho_s = (0.12 f_c' / f_s)) \quad (A-2)$$

and shall not be less than that required by Eq. (10-5).

(2) The total cross-sectional area of rectangular hoop reinforcement shall not be less than that given by Eq. (A-3) and (A-4).

$$A_{sh} = 0.3 (sh_c f'_c / f_{yh}) [(A_g / A_{cn}) - 1] \quad (A-3)$$

$$A_{sh} = 0.12 (sh_c f'_c / f_{yh}) \quad (A-4)$$

(3) Transverse reinforcement may be provided by single or overlapping hoops. Cross-ties of the same bar size and spacing as the hoops may be used. Each end of the cross-tie shall engage a peripheral longitudinal reinforcing bar. Consecutive cross-ties shall be alternated end for end along the longitudinal reinforcement.

(4) If the design strength of member core satisfies the requirement of the specified loading combinations including earthquake effect, Eq. (A-3) and (10-5) need not be satisfied.

A.4.4.2 — Transverse reinforcement shall be spaced at distances not exceeding (a) one-quarter of the minimum member dimension and (b) four in.

A.4.4.3 — Cross-ties or legs of overlapping hoops shall not be spaced more than 14 in. on center in the direction perpendicular to the longitudinal axis of the structural member.

A.4.4.4 — Transverse reinforcement in amount specified in Sections A.4.4.1 through A.4.4.3 shall be provided over a length l_c from each joint face and on both sides of any section where flexural yielding may occur in connection with inelastic lateral displacements of the frame. The length l_c shall not be less than (a) the depth of the member at the joint face or at the section where flexural yielding may occur, (b) one sixth of the clear span of the member, and (c) 18 in.

A.4.4.5 — Columns supporting reactions from discontinued stiff members, such as walls, shall be provided with transverse reinforcement as specified in Sections A.4.4.1 through A.4.4.3 over their full height beneath the level at which the discontinuity occurs if the factored axial compressive force in these members, related to earthquake effect, exceeds $(A_c f'_c / 10)$.

A.5 — Structural walls, diaphragms, and trusses

A.5.1 — Scope

The requirements of this section apply to structural walls and trusses serving as parts of the earthquake-force resisting systems as well as to diaphragms, struts, ties, chords and collector members which transmit forces induced by earthquake.

A.5.2 — Reinforcement

A.5.2.1 — The reinforcement ratio, ρ_v , for structural walls shall not be less than 0.0025 along the

longitudinal and transverse axes. Reinforcement spacing each way shall not exceed 18 in. Reinforcement provided for shear strength shall be continuous and shall be distributed across the shear plane.

A.5.2.2 — At least two curtains of reinforcement shall be used in a wall if the in-plane factored shear force assigned to the wall exceeds $2A_c \sqrt{f'_c}$.

A.5.2.3 — Structural-truss members, struts, ties, and collector members with compressive stresses exceeding $0.2 f'_c$ shall have special transverse reinforcement, as specified in Section A.4.4, over the total length of the member. The special transverse reinforcement may be discontinued at a section where the calculated compressive stress is less than $0.15 f'_c$. Stresses shall be calculated for the factored forces using a linearly elastic model and gross-section properties of the members considered.

A.5.2.4 — All continuous reinforcement in structural walls, diaphragms, trusses, struts, ties, chords, and collector members shall be anchored or spliced in accordance with the provisions for reinforcement in tension as specified in Section A.6.4

A.5.3 — Boundary members for structural walls and diaphragms

A.5.3.1 — Boundary members shall be provided at boundaries and edges around openings of structural walls and diaphragms for which the maximum extreme-fiber stress, corresponding to factored forces including earthquake effect, exceeds $0.2 f'_c$ unless the entire wall or diaphragm member is reinforced to satisfy Sections A.4.4.1 through A.4.4.3. The boundary member may be discontinued where the calculated compressive stress is less than $0.15 f'_c$. Stresses shall be calculated for the factored forces using a linearly elastic model and gross-section properties.

A.5.3.2 — Boundary members, where required, shall have transverse reinforcement as specified in Sections A.4.4.1 through A.4.4.3.

A.5.3.3 — Boundary members of structural walls shall be proportioned to carry all factored gravity loads on the wall, including tributary loads and self-weight, as well as the vertical force required to resist overturning moment calculated from factored forces related to earthquake effect.

A.5.3.4 — Boundary members of structural diaphragms shall be proportioned to resist the sum of the compressive force acting in the plane of the diaphragm and the force obtained from dividing the factored moment at the section by the distance between the edges of the diaphragm at that section.

A.5.3.5 — Transverse reinforcement in walls with boundary members shall be anchored within the confined core of the boundary member to develop the yield stress in tension of the transverse reinforcement.

A.5.4 — Construction joints

A.5.4.1 — All construction joints in walls and diaphragms shall conform to Section 6.4 and contact surfaces shall be roughened as specified in Section 11.7.9.

A.6 — Joints of frames

A.6.1 — General requirements

A.6.1.1 — Forces in longitudinal beam reinforcement at the joint face shall be determined by assuming that the stress in the flexural tensile reinforcement is $1.25 f_y$.

A.6.1.2 — Strength of joint shall be governed by the appropriate strength reduction factors specified in Section 9.3.

A.6.1.3 — Beam longitudinal reinforcement terminated in a column shall be extended to the far face of the confined column core and anchored in tension according to Section A.6.4 and in compression according to Chapter 12.

A.6.2 — Transverse reinforcement

A.6.2.1 — Transverse hoop reinforcement, as specified in Section A.4.4 shall be provided within the joint, unless the joint is confined by structural members as specified in Section A.6.2.2.

A.6.2.2 — Within the depth of the shallowest framing member, transverse reinforcement equal to at least one-half the amount required by Section A.4.4.1 shall be provided where members frame into all four sides of the joint and where each member width is at least three-fourths the column width.

A.6.2.3 — Transverse reinforcement as required by Section A.4.4 shall be provided through the joint to provide confinement for longitudinal beam reinforcement outside the column core if such confinement is not provided by a beam framing into the joint.

A.6.3 — Shear strength

A.6.3.1 — The nominal shear strength of the joint shall be assumed not to exceed the forces specified below for normal weight-aggregate concrete.

For confined joint

$$20\sqrt{f'_c} A_j$$

For others

$$15\sqrt{f'_c} A_j$$

where A_j is the minimum cross-sectional area of the joint in a plane parallel to the axis of the reinforcement generating the shear force.

A joint is considered to be confined if members frame into all vertical faces of the joint and if at least three-quarters of each face of the joint is covered by the framing member.

A.6.3.2 — For lightweight-aggregate concrete, the nominal shear strength of the joint shall not exceed three-quarters of the limits given in Section A.6.3.1.

A.6.4 — Development length for reinforcement in tension

A.6.4.1 — The development length, l_{dt} , for a bar with a standard 90-deg hook in normal weight-aggregate concrete shall not be less than $8d_b$, 6 in., and the length required by Eq. (A-5).

$$l_{dt} = f_y d_b / 65 \sqrt{f'_c} \quad (A-5)$$

for bar sizes #3 through #11.

For lightweight-aggregate concrete, the development length for a bar with a standard 90-deg hook shall not be less than $10d_b$, 7.5 in., and 1.25 times that required by Eq. (A-5).

The 90-deg hook shall be located within the confined core of a column or of a boundary member.

A.6.4.2 — For bar sizes #3 through #11, the development length, l_{dt} , for a straight bar shall not be less than (a) two-and-a-half (2.5) times the length required by Section A.6.4.1 if the depth of the concrete cast in one lift beneath the bar does not exceed 12 in. and (b) three-and-a-half (3.5) times the length required by Section A.6.4.1 if the depth of the concrete cast in one lift beneath the bar exceeds 12 in.

A.6.4.3 — Straight bars terminated at a joint shall pass through the confined core of a column or of a boundary member. Any portion of the straight embedment length not within the confined core shall be increased by a factor of 1.6.

A.7 — Shear-strength requirements

A.7.1 — Design forces

A.7.1.1 — Frame members subjected primarily to bending. The design shear force, V_u , shall be determined from consideration of the statical forces on the portion of the member between faces of the joints. It shall be assumed that moments of opposite sign corresponding to probable strength act at the joint faces and that the member is loaded with the factored tributary gravity load along its span. The moments corresponding to probable strength shall be calculated using the properties of the member at the joint faces without strength reduction factors and assuming that the stress in the tensile reinforcement is equal to at least $1.25 f_y$.

A.7.1.2 — Frame members subjected to combined bending and axial load. The design shear force, V_n , shall be determined from consideration of the forces on the member, with the nominal moment strengths calculated for the factored axial compressive force resulting in the largest moment, acting at the faces of the joints.

A.7.1.3 — Structural walls, diaphragms and trusses. The design shear force, V_n , shall be obtained from the lateral load analysis in accordance with the factored loads and combinations specified in Section 9.2.

A.7.2 — Transverse reinforcement in frame members

A.7.2.1 — For determining the required transverse reinforcement in frame members in which the earthquake-induced shear force calculated in accordance with Section A.7.1.1 represents one half or more of total design shear, the quantity V_n shall be assumed to be zero if the factored axial compressive force including earthquake effects is less than $(A_g f_c' / 20)$.

A.7.2.2 — Stirrups or ties required to resist shear shall be hoops over lengths of members as specified in Sections A.3.3, A.4.4, and A.6.2.

A.7.3 — Shear strength of structural walls and diaphragms

A.7.3.1 — Nominal shear strength of structural walls and diaphragms shall be determined using either Sections A.7.3.2 or A.7.3.3.

A.7.3.2 — Nominal shear strength, V_n , of structural walls and diaphragms shall be assumed not to exceed the shear force calculated from

$$V_n = A_{cv} (2 \sqrt{f_c'} + \rho_n f_y) \quad (\text{A-6})$$

A.7.3.3 — For walls (diaphragms) and wall (diaphragm) segments having a ratio of (h_w / ℓ_w) less than 2.0, nominal shear strength of wall (diaphragm) may be determined from Eq. (A-7).

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f_c'} + \rho_n f_y) \quad (\text{A-7})$$

where the coefficient α_c varies linearly from 3.0 for $(h_w / \ell_w) = 1.5$ to 2.0 for $(h_w / \ell_w) = 2.0$.

A.7.3.4 — In Section A.7.3.3, value of ratio (h_w / ℓ_w) used for determining V_n for segments of a wall or diaphragm shall be the largest of the ratios for the entire wall (diaphragm) and the segment of wall (diaphragm) considered.

A.7.3.5 — Walls (diaphragms) shall have distributed shear reinforcement providing resistance in two orthogonal directions in the plane of the wall (diaphragm). If the ratio (h_w / ℓ_w) does not exceed 2.0, reinforcement ratio, ρ_n , shall not be less than reinforcement ratio ρ_n .

ρ_n = reinforcement ratio on plane of A_{cv}

A.7.3.6 — Nominal shear strength of all wall piers sharing a common lateral force shall not be assumed to exceed $8A_{cv} \sqrt{f_c'}$ where A_{cv} is the total cross-sectional area and the nominal shear strength of any one of the individual wall piers shall not be assumed to exceed $10A_{cp} \sqrt{f_c'}$ where A_{cp} represents the cross-sectional area of the pier considered.

A.7.3.7 — Nominal shear strength of horizontal wall segments shall not be assumed to exceed $10A_{cp} \sqrt{f_c'}$ where A_{cp} represents the cross-sectional area of a horizontal wall segment.

A.8 — Frame members not proportioned to resist forces induced by earthquake motions

A.8.1 — All frame members assumed not to be part of the lateral force resisting system shall be investigated and shown to be adequate for vertical load carrying capacity with the structure assumed to have deformed laterally twice that calculated for the factored lateral forces. Such members shall satisfy the minimum-reinforcement requirements specified in Sections A.3.2.1 and A.5.2.1 as well as those specified in Chapter 7, 10, and 11.

A.8.2 — All frame members with factored axial compressive forces exceeding $(A_g f_c' / 10)$ shall satisfy the following special requirements unless they comply with Section A.4.4.

A.8.2.1 — Ties shall have 135-deg hooks with extensions not less than six tie-bar diameters of 2.5 in. Crossties, as defined in this Appendix may be used.

A.8.2.2 — The maximum tie spacing shall be s_o over a length ℓ_o measured from the joint face. The spacing s_o shall be not more than (a) eight diameters of the smallest longitudinal bar enclosed, (b) 24 tie-bar diameters, and (c) one-half the least cross-sectional dimension of the column. The length ℓ_o shall not be less than (a) one-sixth of the clear height of the column, (b) the maximum cross-sectional dimension of the column, and (c) 18 in.

A.8.2.3 — The first tie shall be within a distance equal to $0.5 s_o$ from the face of the joint.

A.8.2.4 — The tie spacing shall not exceed $2s_o$ in any part of the column.

A.9 — Requirements for frames in regions of moderate seismic risk

A.9.1 — In regions of moderate seismic risk, structural frames proportioned to resist forces induced by earthquake motions shall satisfy the requirements of Section A.9 in addition to those of Chapters 1 through 18.

A.9.2 — Reinforcement details in a frame member shall satisfy Section A.9.4 if the factored compressive axial load for the member does not exceed $(A_g f_c' / 10)$. If the factored compressive axial load is larger, frame reinforcement details shall satisfy Section A.9.5 unless the member has spiral reinforcement according to Eq. (10-5). If a two-way slab system without beams is treated as part of a frame resisting earthquake effect, reinforcement details in any span resisting moments caused by lateral force shall satisfy Section A.9.6.

A.9.3 — Design shear strength of beams, columns, and two-way slabs resisting earthquake effect shall not be less than either (a) the sum of the shear associated with development of nominal moment strengths of the member at each restrained end of the clear span and the shear calculated for factored gravity loads or (b) the maximum shear obtained from design load combinations which include earthquake effect E , with E assumed to be twice that prescribed by the governing code for earthquake-resistant design.

A.9.4 — Beams

A.9.4.1 — The positive-moment strength at the face of the joint shall be not less than one-third the negative-moment strength provided at that face of the joint. Neither the negative- nor the positive-moment strength at any section along the length of the member shall be less than one-fifth the maximum moment strength provided at the face of either joint.

A.9.4.2 — At both ends of the member, stirrups shall be provided over lengths equal to twice the number depth measured from the face of the supporting member toward midspan. The first stirrup shall be located at not more than two in. from the face of the supporting member. Maximum stirrup spacing shall not exceed (a) $d/4$, (b) eight times the diameter of the smallest longitudinal bar enclosed, (c) 24 times the diameter of the stirrup bar, and (d) 12 in.

A.9.4.3 — Stirrups shall be placed at not more than $d/2$ throughout the length of the member.

A.9.5 — Columns

A.9.5.1 — Maximum tie spacing shall not exceed s_t over a length l_c measured from the joint face. Spacing s_t shall not exceed (a) eight times the diameter of the smallest longitudinal bar enclosed, (b) 24 times the diameter of the tie bar, (c) one half of the smallest cross-sectional dimension of the frame member, and (d) 12 in. Length l_c shall not be less than (a) one-sixth of the clear span of the member, (b) maximum cross-sectional dimension of the member, and (c) 18 in.

A.9.5.2 — The first tie shall be located at not more than $s_t/2$ from the joint face.

A.9.5.3 — Joint reinforcement shall conform to Section 11.12.1.2.

A.9.5.3 — Tie spacing shall not exceed twice the spacings s_t .

A.9.6 — Two-way slabs without beams

A.9.6.1 — Factored slab moment at support related to earthquake effect shall be determined for load combinations defined by Eq. (9-2) and (9-3). All reinforcement provided to resist M_u , the portion of slab moment balanced by support moment, shall be placed within the column strip defined in Section 13.2.1.

A.9.6.2 — The fraction, defined by Eq. (13-1), of moment M_u shall be resisted by reinforcement placed within the effective width specified in Section 13.3.4.2.

A.9.6.3 — Not less than one-half of the reinforcement in the column strip at support shall be placed within the effective slab width specified in Section 13.3.4.2.

A.9.6.4 — Not less than one-fourth of the top reinforcement at the support in the column strip shall be continuous throughout the span.

A.9.6.5 — Continuous bottom reinforcement in the column strip shall be not less than one-third of the top reinforcement at the support in the column strip.

A.9.6.6 — Not less than one-half of all bottom reinforcement at midspan shall be continuous and shall develop its yield strength at face of support as defined in Section 13.6.2.5.

A.9.6.7 — At discontinuous edges of the slab all top and bottom reinforcement at support shall be developed at the face of support as defined in Section 13.6.2.5.

APPENDIX A — SPECIAL PROVISIONS FOR SEISMIC DESIGN

Revise Commentary Appendix A (in total) to read as follows:

A.2 — General requirements

A.2.1 — Scope

Appendix A contains specifications which are currently considered to be the minimum requirements for producing a monolithic reinforced concrete structure with adequate proportions and details to enable the structure to sustain a series of oscillations into the inelastic range of response without critical decay in strength. Demand for integrity of the structure in the inelastic

range of response is created by the rationalization of forces used for design in documents such as the 1980 report of the Seismology Committee of the Structural Engineers Association of California.¹¹ The lateral design forces specified in Reference A.1 are considered less than those corresponding to linear response of the anticipated earthquake intensity.^{12,13,14,15}

As a properly detailed reinforced concrete structure responds to strong ground motion, its effective stiffness decreases and its capability to dissipate energy increases. These developments tend to reduce the response acceleration or lateral inertia forces with respect to those forces calculated for a linearly elastic model of the uncracked and lightly damped structure.¹⁶ Thus, the use of design forces representing earthquake effects such as those in Reference A.1 requires that the building be equipped with a lateral-force resisting system which will retain a substantial portion of its strength as it is subject to displacement reversals into the inelastic range. Toughness of the structure is an essential property for earthquake resistance.

The level of toughness required, and therefore of special detail needs, for a given structure depends on the quantitative relationship between earthquake intensity and structural strength. Recognizing the fact that most of the experience which has led to the development of special details for reinforced concrete construction has been obtained from events with very strong ground motions, it is proper first to consider the question of a trade-off between strength and detail requirements in an environment of high earthquake risk. Given a design earthquake intensity or a design response spectrum indexed by an effective peak acceleration, it appears plausible to soften or relinquish some of the detail requirements if the design strength is increased with respect to the minimum code requirement. However, available knowledge of ground motion and structural response to such motion does not make precise estimates of inelastic displacement possible. Furthermore, it is not currently possible to devise explicit and universally applicable relationships between the required number of inelastic displacements and required reinforcing details. The practical choice is between (a) a system with sufficient strength to respond to the ground motion within the linear or nearly linear range of response and (b) a system with adequate details to permit nonlinear response without critical loss of strength.

For applications in zones of high earthquake risk, requirements of Appendix A in Sections A.2 through A.9 have been developed in relation to the second option, on the assumption that the design forces are based on Reference A.1 or a

TABLE A. 1 -- SECTIONS OF APPENDIX A TO BE SATISFIED*

Earthquake-risk level ¹	High	Moderate
Frame members resisting earthquake effects	2,3,4,6,7	9
Walls, diaphragms and trusses, resisting earthquake effects	2,5,6,7	None
Frame members not resisting earthquake effects	8	None

*In addition to requirements of Chapters 1-17 in regions of high risk and Chapters 1-18 in regions of moderate risk.

¹The terms refer to regions with earthquake risk identified in building codes such as American National Standard "Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures, ANSI A.58.1-1982" and Uniform Building Code, 1982.²⁰ Regions of high earthquake risk correspond approximately to zones 3 and 4, and regions of moderate earthquake risk correspond approximately to zone 2 in both documents.

comparable document^{17,18} with a similar approach to the determination of design forces. The entire building, including the foundation and nonstructural members, must satisfy Sections A.2 through A.8 of Appendix A (Sections A.2.1.3 and A.2.1.4) as outlined in Table A.1.

Appendix A requires a minimum of special details for reinforced concrete buildings in zones of moderate earthquake risk. These requirements, all presented in Section A.9, apply only to reinforced concrete frames proportioned to resist forces caused by earthquake motions. There are no special requirements for other structural or nonstructural components of buildings in zones of moderate seismic risk.

Appendix A does not apply to construction in regions of low and no seismic risk.

Field and laboratory experience which has led to the special proportioning and detailing requirements in Appendix A has been predominantly with monolithic reinforced concrete building structures. Projection of these requirements to other types of reinforced concrete structures, which may differ in concept or fabrication from monolithic construction, must be tempered by relevant physical evidence and analysis. Precast and/or prestressed members may be used for earthquake resistance provided it is demonstrated that the resulting structure will provide the safety and serviceability (during and after the earthquake) levels expected from monolithic construction.

The "toughness" requirements in Section A.2.1.5 refers to the concern for the structural integrity of the entire lateral-force resisting structure at lateral displacements anticipated for ground motions corresponding to design intensity. Depending on the energy-dissipation characteristics of the structural system used, such displacements may have to be more than those for a monolithic reinforced concrete structure.

A.2.2 — Analysis and proportioning of structural elements

It is assumed that the distribution of required strength to the various components of a lateral-force resisting system will be guided by the analysis of a linearly elastic model of the system acted on by the factored forces specified by the governing code. If nonlinear response-history analyses are to be used, base motions should be selected after a detailed study of the site conditions and local seismic history.

Because the design basis admits nonlinear response, it is necessary to investigate the stability of the lateral load resisting system as well as its interaction with other structural and nonstructural members at displacements larger than those indicated by linear analysis. To handle this problem without having to resort to nonlinear-response analysis, one option is to multiply by a factor of at least two the displacements from linear analysis for the factored lateral forces, unless the governing code specifies the factors to be used as in References A.2 and A.7. For lateral-displacement calculations, assuming at least all the horizontal structural members to be fully cracked is likely to lead to better estimates of the possible drift than using uncracked stiffness for all members.

The main concern of Appendix A is the safety of the structure. The intent of Sections A.2.2.1 and A.2.2.2 is to draw attention to the influence of nonstructural members on structural response and to hazards from falling objects.

Section A.2.2.3 alerts the designer to the fact that the base of the structure as defined in analysis may not necessarily correspond to the foundation or ground level.

In selecting member sizes for earthquake-resistant structures, it is very important to consider problems related to congestion of reinforcement. The designer should assure that all reinforcement can be assembled and placed and that concrete can be cast and consolidated properly. Use of upper limits of reinforcement ratios permitted is likely to lead to insurmountable construction problems especially at frame joints.

A.2.3 — Strength reduction factors

Strength reduction factors in Chapter 9 are intended to compensate for uncertainties in estimation of strength of structural members in buildings. They are based primarily on experience and experiments with steady increase applied load or essentially constant load. Some of the strength-reduction factors have been modified in Appendix A in view of the effects on strength of large displacements into the nonlinear range of re-

sponse. As further information is obtained on the behavior of reinforced concrete members under load cycles simulating earthquake effects, it is very likely that most strength-reduction factors will be changed to suit conditions for earthquake-resistant design.

Section A.2.3.1 refers to brittle members such as low-rise walls or portions of walls between openings of which proportions are such that it becomes impractical to reinforce them to raise their nominal shear strength above the shear corresponding to nominal flexural strength for the pertinent loading conditions. This requirement does not apply to calculations for evaluating the shear strength of connections.

Section A.2.3.2 is included to discourage the use of tied columns to resist earthquake induced forces.

A.2.4 — Concrete in elements resisting earthquake-induced forces

Requirements of this section refer to concrete quality in frames, trusses, or walls proportioned to resist earthquake-induced forces. The maximum design compressive strength of lightweight-aggregate concrete to be used in structural-design calculations is limited to 4000 psi primarily because of paucity of experimental and field data on the behavior of members, made with lightweight-aggregate concrete, subjected to displacement reversals in the nonlinear range. If convincing evidence is developed for a specific application, the limit on maximum compressive strength of lightweight-aggregate concrete may be increased to a level justified by the evidence.

A.2.5 — Reinforcement in members resisting earthquake-induced forces

Use of longitudinal reinforcement with strength substantially higher than that assumed in design will lead to higher shear and bond stresses at the time of development of yield moments. These conditions may lead to brittle failures in shear or bond and should be avoided even if such failures may occur at higher loads than those anticipated in design. Therefore, a ceiling is placed on the actual yield strength of the steel (Section A.2.5.1a).

The requirement for an ultimate tensile stress larger than the yield strength of the reinforcement (Section A.2.5.1b) is based on the assumption that the capability of a structural member to develop inelastic rotation capacity is a function of the length of the yield region along the axis of the member. In interpreting experimental results, length of the yield region has been related to the relative magnitudes of ultimate and yield moments.⁴⁵ According to that interpretation, the

larger is the ratio of ultimate to yield moment; the longer is the yield region. Appendix A requires that the ratio of actual tensile strength to actual yield strength is not less than 1.25. Members with reinforcement not satisfying that condition can also develop inelastic rotation, but their behavior is sufficiently different to exclude them from direct consideration on the basis of rules derived from experience with members reinforced with strain-hardening steel.

Section A.2.5.2 has been included because welding or tack-welding of crossing reinforcing bars can lead to local embrittlement of the steel. If such welding will facilitate fabrication or field installation, it must be done only on bars added expressly for construction. No welding is permitted on reinforcement required by design load combinations including earthquake effect unless welding is performed to splice the bar using a controlled procedure with adequate inspection.

A.3 — Flexural members of frames

A.3.1 — Scope

This section refers to girders of frames resisting lateral loads induced by earthquake motions. If any frame member is subjected to a factored axial compressive force exceeding $(A_g f'_c / 10)$, it is to be proportioned and detailed as described in Section A.4.

Experimental evidence¹⁰ indicates that, under reversals of displacement into the nonlinear range, behavior of continuous members having length-to-depth ratios of less than four is significantly different from the behavior of relatively slender members. Design rules derived from experience with relatively slender members do not apply directly to members with length-to-depth ratios less than four, especially with respect to shear strength.

Geometric constraints indicated in Sections A.3.1.3 and A.2.1.4 were derived from practice with reinforced concrete frames resisting earthquake induced forces.¹¹

A.3.2 — Longitudinal reinforcement

Section 10.3.3 limits the tensile reinforcement ratio in a flexural member to a fraction of the amount that would produce "balanced" conditions. For a section subjected to bending only and loaded monotonically to yielding, this approach is feasible because the likelihood of compressive failure can be estimated reliably with the behavioral model assumed for determining the reinforcement ratio corresponding to "balanced" failure. The same behavioral model (because of incorrect assumptions such as linear strain distribution, well-defined yield point for the steel, limiting compressive strain in the concrete of

0.003, and compressive stresses in the shell concrete) fails to describe the conditions in a flexural member subjected to reversals of displacements well into the inelastic range. Thus, there is little rationale for continuing to refer to "balanced conditions" in earthquake-resistant design of reinforced concrete structures.

The limiting reinforcement ratio of 0.025 is based primarily on considerations of steel congestion and, indirectly, on limiting shear stresses in girders of typical proportions. The requirement of at least two bars, top and bottom, refers again to construction rather than behavioral requirements.

Lap splices of reinforcement (Section A.3.2.3) are prohibited at regions where flexural yielding is anticipated because such splices are not considered reliable under conditions of cyclic loading into the inelastic range. Transverse reinforcement for lap splices at any location is mandatory because of the likelihood of loss of shell concrete.

A.3.3 — Transverse reinforcement

This reinforcement is required primarily to confine the concrete and maintain lateral support for the reinforcing bars in regions where yielding is expected. Examples of hoops suitable for flexural members of frames are shown in Fig. A-2.

In case of members with varying strength along the span or members for which the permanent load represents a large proportion of the total design load, concentrations of inelastic rotation may occur within the span. If such a condition is anticipated, transverse reinforcement must be provided also in regions where yielding is expected.

A.4 — Frame elements subjected to bending and axial load

A.4.1 — Scope

This section contains rules intended primarily for columns of frames serving to resist earthquake forces. Frame members which are not columns but do not satisfy Section A.3.1 are to be proportioned and detailed according to this section.

The geometric constraints in Sections A.4.1.1 and A.4.1.2 follow from previous practice.¹¹

A.4.2 Relative strength of columns

The intent of Section A.4.2.2 is to reduce the likelihood of yielding in columns.

If Section A.4.2.2 cannot be satisfied at a joint, any positive contribution of the column or columns involved to the lateral strength and stiffness of the structure is to be ignored. The engineer is cautioned not to ignore any negative contributions of the presence of the column in

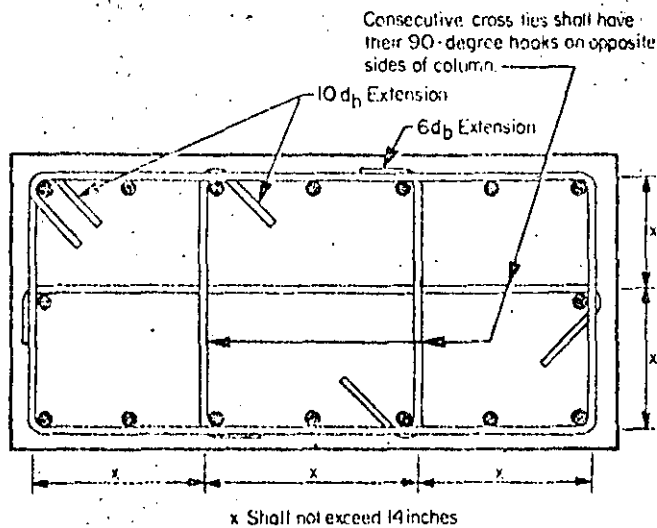


Fig. A-1 — Example of transverse reinforcement in columns

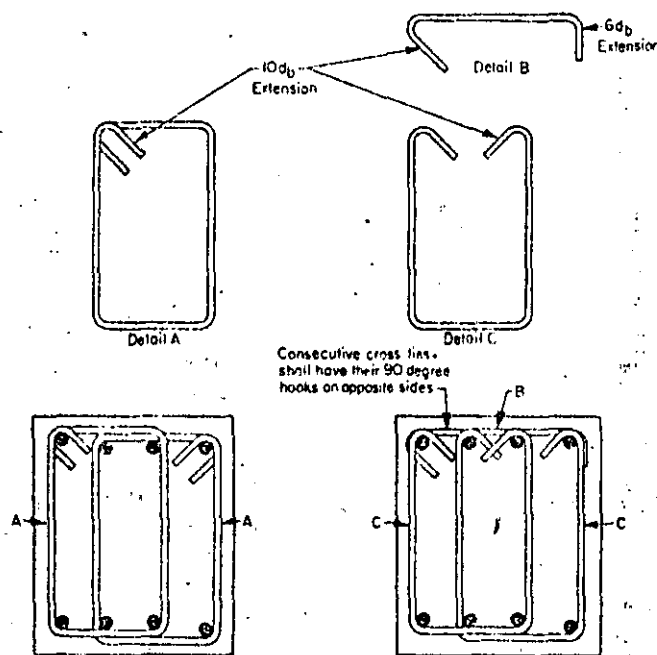


Fig. A-2 — Examples of overlapping hoops

question to building behavior. For example, ignoring the stiffness of the columns ought not be used as a justification for reducing the design base shear. If inclusion of those columns in the analytical model of the building results in an increase in torsional effects, the increase must be provided for in accordance with the requirements of the governing code.

A.4.3 — Longitudinal reinforcement

The lower bound to the reinforcement ratio in members carrying axial forces as well as bending refers to the traditional concern for the effects of time-dependent deformations of the concrete and the desire to have a sizeable difference between the cracking and yielding moments. The upper bound reflects concern for steel congestion, load

transfer from floor elements to column in low-rise construction, and the development of large shear stresses.

Spalling of the shell concrete, which is likely to occur near the ends of the column in frames of typical configuration, makes lap splices in those locations vulnerable. If lap splices are to be used at all, they must be located near the mid-height where stress reversal is likely to be limited to a smaller stress range than at locations near the joints.

Welding and mechanical splices may occur at any level but no more than half the bars may be spliced at any one section.

A.4.4 — Transverse reinforcement

The reason for the requirements in this section is concern for confining the concrete and providing lateral support to the reinforcement.

For axially compressed members subjected to steadily increasing load, the effect of helical (spiral) reinforcement on strength of confined concrete has been well established.^{A.10} Eq. (10-3) follows from the arbitrary design concept that, under axial loading, maximum column capacity before loss of shell be equal to that at large compressive strains with the spiral reinforcement stressed to its useful limit. The toughness of the axially loaded "spiral" column is not directly relevant to its role in the earthquake-resistant frame where toughness is related to its performance under reversals of moment as well as axial load. For earthquake-resistant construction, there is no reason to modify Eq. (10-5) other than adding the varying lower bound given by Eq. (A-2) which governs for larger columns with gross cross-sectional area, A_g , less than approximately 1.25 times the core area, A_{ch} .

A conservative evaluation of the available data^{A.10, A.11, A.12, A.13} pertaining to the effect of rectilinear transverse reinforcement on behavior of reinforced concrete suggests that such reinforcement improves ductility consistently but its effect on strength is difficult to express reliably in terms of the apparently critical material properties. There is no intelligible relationship for determining an explicit equivalence between spiral and rectilinear transverse reinforcement. Considering that the basis for determining the amount of spiral reinforcement Eq. (10-5) is not directly relevant to loading conditions encountered under earthquake effects, it is plausible to determine the required amount of rectilinear confining reinforcement on the general premise that, to provide confinement comparable to that of spiral reinforcement, there should be more of it. Eq. (A-3) and (A-4), which apply to rectilinear rein-

forcement, compare to Eq. (10-5) and (A-2), respectively, but Eq. (A-2) and (A-4) require more transverse reinforcement per unit length of member.

Eq. (A-3), which governs for large sections, is ignored if the ratio of required to provided strength is low.

Transverse reinforcement required by Eq. (10-5), (A-2), (A-3), and (A-4) is to be distributed over regions where inelastic action is considered to be likely (Section A.4.4.4).

Fig. A-1 shows an example of transverse reinforcement provided by one hoop and three cross-ties. Fig. A-2 shows examples of transverse reinforcement details for flexural elements.

Dynamic response analyses and field observations indicate that columns supporting discontinued stiff members, such as walls or trusses, tend to develop considerable inelastic response. Therefore, it is required that these columns have special transverse reinforcement throughout their length. This rule covers all columns beneath the level at which the stiff member has been discontinued unless the factored forces corresponding to earthquake effect is low (Section A.4.4.5).

A.5 — Structural walls, diaphragms, and trusses

A.5.1 — Scope

This section contains requirements for the dimensions and details of relatively stiff structural systems including parts of roof and floor systems transmitting inertia forces, as well as walls and trusses. Stubby frame members, which constitute parts of the lateral force resisting system, are also to be proportioned in accordance with the requirements of this section.

A.5.2 — Reinforcement

Reinforcement minima (Sections A.5.2.1 and .2) follow from preceding codes of practice. The uniform-distribution requirement of the shear reinforcement is related to the intent to control the width of inclined cracks. The requirement for two layers of reinforcement in walls carrying substantial design shears is based on the observation that, under ordinary construction conditions, the probability of maintaining a single layer of reinforcement near the middle of the wall section is quite low. Furthermore, presence of reinforcement close to the surface tends to inhibit fragmentation of the concrete in the event of severe cracking during an earthquake.

Compressive stress calculated for the factored forces on a linearly elastic model based on gross section of the structural member is used as an index value to determine whether confining re-

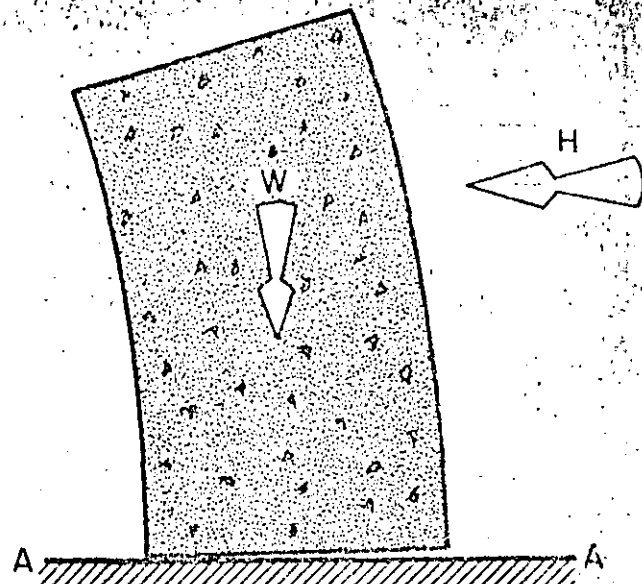


Fig. A-3 — Loading conditions on a structural wall

inforcement is required. A calculated compressive stress of $0.2 f'_c$ in a member is assumed to indicate that integrity of the entire structure is dependent on the ability of that member to resist substantial compressive force under severe cyclic loading. Therefore, transverse reinforcement, as specified in Section A.4.4, is required in such members to provide confinement for the concrete and the compressed reinforcement (Section A.5.2.3).

Because the actual forces in longitudinal reinforcing bars of stiff members may exceed the calculated forces, it is required (Section A.5.2.4) that all continuous reinforcement be developed fully.

A.5.3 — Boundary members for structural walls

A simplified diagram showing the forces on the critical section A-A of a structural wall acted on by permanent loads, W and the maximum shear and moment induced by earthquake in a given direction are shown in Fig. A-3. Under loading conditions described, the compressed flange resists the acting gravity load plus the total tensile force generated in the vertical reinforcement (or compressive force associated with the bending moment at section A-A). Recognizing that this loading condition may be repeated many times during the strong motion, it becomes essential to confine the concrete in all wall flanges where compressive forces are likely to be large as implied by the design compressive stress exceeding $0.2 f'_c$ (Sections A.5.3.1 and A.5.3.2). The stress is to be calculated for the factored forces on the section assuming linear response of the gross concrete section. The compressive stress of $0.2 f'_c$ is used as an index value and does not

necessarily describe the actual state of stress that may develop at the critical section under the influence of the actual inertia forces for the anticipated earthquake intensity.

The requirement in Section A.5.3.3 is based on the assumption that the boundary member may have to carry all compressive forces at the critical section at the time when maximum lateral forces are acting on the structural wall. Design requirements involve only the section properties. The cross section of the boundary member must have adequate strength (determined as an axially loaded short column with the appropriate strength-reduction factors) to resist the factored axial compressive force at the critical section.

If required, boundary members in diaphragms are proportioned to resist an axial force determined in the same manner as for wall boundary members (Section A.5.3.4).

Because horizontal reinforcement in walls requiring boundary members is likely to act as web reinforcement, it should be fully anchored in boundary members which act as flanges (Section A.5.3.4). Achievement of this anchorage is made difficult by possible development of large transverse cracks in the boundary members. Whenever feasible, standard 90 deg hooks or mechanical anchorage schemes should be considered.

A.6 — Joints of frames

A.6.1 — General requirements

Development of inelastic rotations at the faces of joints of reinforced concrete frames is associated with strains in the flexural reinforcement well in excess of the yield strain. Consequently, joint shear force generated by the flexural reinforcement is calculated for a stress of $1.25 f_y$ in the reinforcement (Section A.6.1.1). A detailed explanation of the reasons for the possible development of stresses in excess of the yield strength in girder tensile reinforcement is provided in Reference A.8.

A.6.2 — Transverse reinforcement

However low the calculated shear force in a joint of a frame resisting earthquake-induced forces, confining reinforcement (Section A.4.4) must be provided through the joint around the column reinforcement (Section A.6.2.1). As specified in Section A.6.2.2, confining reinforcement may be reduced if horizontal members frame into all four sides of the joint.

Section A.6.2.3 refers to a joint where the width of the girder exceeds the corresponding column dimension. In that case, girder reinforcement not confined by the column reinforcement must be

provided lateral support either by a girder framing into the same joint or by transverse reinforcement.

A.6.3 — Shear strength

The requirements in Appendix A for proportioning joints are based on Reference A.8 in that behavioral phenomena within the joint are interpreted in terms of a nominal shear strength of the joint. Because tests of joints^{A.14} and deep beams^{A.9} indicated that shear strength was not as sensitive to joint (shear) reinforcement as implied by the expression developed by ACI Committee 326^{A.8} for beams and adopted to apply to joints by ACI Committee 352, it was elected to set the strength of the joint as a function of only the compressive strength of the concrete (Section A.6.3) and to require a minimum amount of transverse reinforcement in the joint (Section A.6.2).

A.6.4 — Development length of bars in tension

Minimum development length for deformed bars with standard hooks embedded in normalweight concrete is determined using Eq. (A-4). Eq. (A-4) is based on the requirements of Section 12.5. Because Appendix A stipulates that the hook is to be embedded in confined concrete, the coefficients 0.7 (for concrete cover) and 0.8 (for ties) have been incorporated in the constant used in Eq. (A-4). The development length that would be derived directly from Section 12.5 is increased to reflect the effect of load reversals.

The development length in tension for a reinforcing bar with a standard hook is defined as the distance, parallel to the bar, from the critical section (where the bar is to be developed) to a tangent drawn to the outside edge of the hook. The tangent is to be drawn perpendicular to the axis of the bar. (Fig. A-4)

Factors such as the actual stress in the reinforcement being more than the yield force and the effective development length not necessarily starting at the face of the joint are supposed to have been implicitly considered in the development of the expression for basic development length which has been used as the basis for Eq. (A-5).

For lightweight-aggregate concrete, the length required by Eq. (A-5) is to be increased by 25 percent to compensate for variability of bond characteristics of reinforcing bars in various types of lightweight-aggregate concrete.

Section A.6.4.2 specifies the minimum development length for straight bars as a multiple of the length indicated by Section A.6.4.1. Case (b) of Section A.6.4.2 refers to "top" bars.

If the required straight embedment length of a reinforcing bar extends beyond the confined vol-

ume of concrete (as defined in Sections A.3.3, A.4.4, or A.6.2), the required development length is increased on the premise that the limiting bond stress outside the confined region is less than that inside.

$$l_{dm} = 1.6(l_d - l_{dc}) + l_{dc} \quad (A)$$

or

$$l_{dm} = 1.6 l_d - 0.6 l_{dc} \quad (B)$$

The notation used in Eq. (A) and (B) is defined below.

- l_{dm} = required development length if bar is not entirely embedded in confined concrete.
- l_d = required development length for straight bar embedded in confined concrete (Section A.6.4.3).
- l_{dc} = length of bar embedded in confined concrete.

Lack of reference to #14 and #18 bars in Section A.6.4 is due to paucity of information on anchorage of such bars subjected to load reversals simulating earthquake effects.

A.7 — Shear-strength requirements

A.7.1 — Design forces

In determining the equivalent lateral forces representing earthquake effects for the type of frames considered, it is assumed that frame members will dissipate energy in the nonlinear range of response. Unless a frame member possesses a strength that is a multiple, on the order of three to four, of the design forces, it must be assumed that it will yield in the event of the design earthquake. The design shear force must be a good approximation of the maximum shear that may develop in a member. Therefore, required shear strength for frame members is related to flexural strength of the designed member, rather than to factored shear force indicated by lateral-load analysis. Conditions described by Sections A.7.1.1 and A.7.1.2 reflect this requirement illustrated in Fig. A-5. Because girders are assumed to develop extensive nonlinear response, required shear strengths of the girders are determined using stresses in longitudinal reinforcement ($1.25 f_t$) which recognize the possibility of strain hardening.¹⁸ Column design shears (Section A.7.1.2) are determined on the basis of limiting moments calculated from interaction diagrams. In both cases, strength-reduction factors are assumed to be unity.

Design shears for structural walls, trusses, and diaphragms are obtained from lateral-load analy-

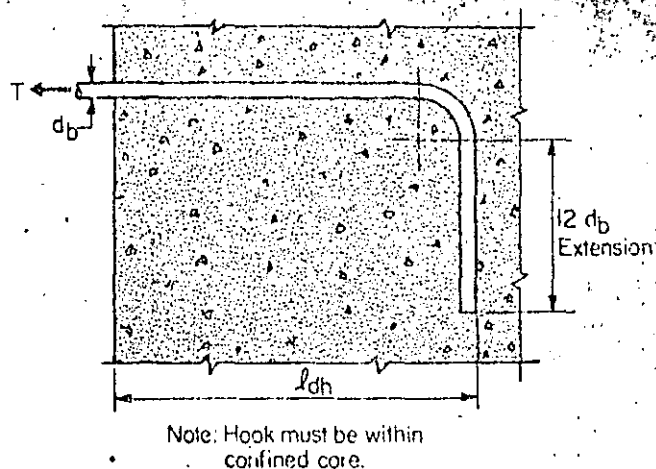


Fig. A-4 — Standard hook

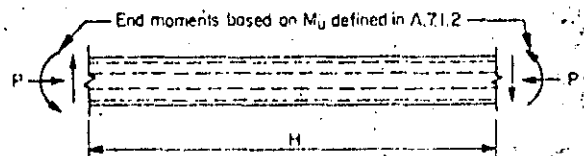
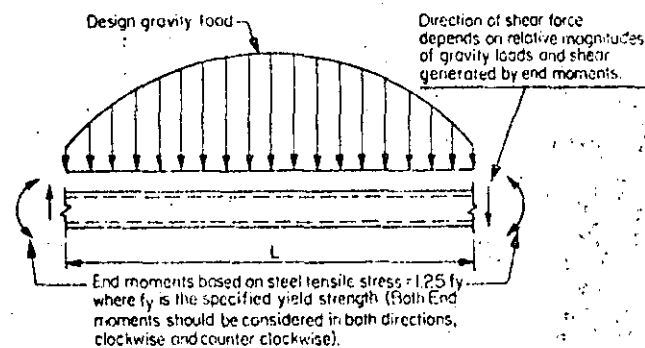


Fig. A-5 — Design shears for girders and columns

sis with the appropriate load factors. However, the designer should consider the possibility of yielding in components of such structures, as in the portion of a wall between two window openings, in which case the actual shear may be well in excess of the shear indicated by lateral-load analysis based on factored design forces.

The term "probable strength" in Section A.7.1 refers to moment strength calculated with $\phi = 1.0$ and $f_t = 1.25 f_t$.

A.7.2 — Transverse reinforcement in frame elements

Experimental studies of reinforced concrete members subjected to cyclic loading have demonstrated that more shear reinforcement is required to insure a flexural failure if the member is subjected to alternating nonlinear displace-

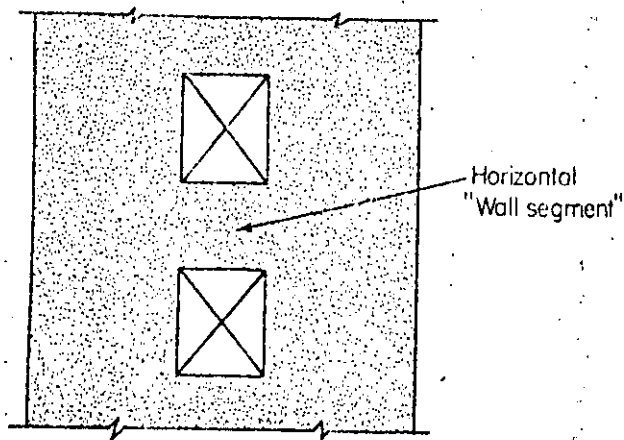


Fig. A-6 — Wall with openings

ments than if the member is loaded in one direction only: the necessary increase of shear reinforcement being higher in the case of no axial load.^{A.16.A.16} This observation is reflected in the specifications (Section A.7.2.1) by eliminating the term representing the contribution of concrete to shear strength. However, this stratagem, chosen for its relative simplicity, should not be interpreted to mean that no concrete is required to resist shear. On the contrary, it may be argued that the concrete core resists all the shear with the shear (transverse) reinforcement confining and thus strengthening the concrete. The confined concrete core plays an important role in the behavior of the beam and should not be reduced to a minimum just because the design expression does not recognize it explicitly.

Because spalling of the concrete shell is anticipated during strong motion, especially at and near regions of flexural yielding, all web reinforcement must be provided in the form of closed hoops as defined in Section A.7.2.2.

A.7.3 — Reinforcement in structural walls and diaphragms

Section A.7.3 is concerned with proportioning and detailing of structural walls and floor diaphragms which resist shear forces caused by earthquake motions. Shear-strength requirements for walls and diaphragms are identical. All references to walls in the following discussion should be understood to include diaphragms as well.

Section A.7.3 includes two procedures for determining shear strength of walls: A simple one (Section A.7.3.2) and one (Section A.7.3.3) which recognizes the higher shear strength of walls and wall segments with low ratios of height (h_w) to base length (L_w). If the engineer elects to use Section A.7.3.2, Section A.7.3.3 is to be ignored. Similarly, if Section A.7.3.3 is chosen, Section A.7.3.2 is to be ignored.

Eq. (A-6) in Section A.7.3.2 is given in terms of the net area of the section resisting shear. For a rectangular section without openings, the term A_w refers to the gross area of the cross-section rather than to the product of the width and the effective depth. The definition of A_w in Eq. (A-6) facilitates design calculations for walls with uniformly distributed reinforcement and walls with openings.

The only difference between Section A.7.3.2 and Section A.7.3.3, is in coefficient α_c of Eq. (A-7). Recognizing the higher strength of "stubby" walls or walls with high shear-to-moments ratios^{A.17.A.18.A.19} coefficient α_c varies from 3.0 for walls or wall segments with (h_w/L_w) ratios of 1.5 or less to the value used in Eq. (A-6) for (h_w/L_w) values equal to or exceeding 2.0.

The ratio (h_w/L_w) may refer to overall dimensions of a wall or of a segment of the wall bounded by two openings or an opening and an edge. The intent of Section A.7.3.4 is to make certain that any segment of a wall is not assigned a unit strength larger than that for the whole wall. However, a wall segment with a ratio of (h_w/L_w) higher than that of the entire wall must be proportioned for the unit strength associated with the ratio (h_w/L_w) based on the dimensions for that segment.

To restrain the inclined cracks effectively along their trajectories, reinforcement included in e_w and e_v should be appropriately distributed along the length and height of the wall (Section A.7.3.5). Chord reinforcement provided near wall edges in concentrated amounts for resisting bending moment is not to be included in determining e_w and e_v . Within practical limits, shear reinforcement distribution should be uniform and at a small spacing.

A wall segment refers to a part of a wall bounded by openings or by an opening and an edge. Traditionally, a "vertical" wall segment bounded, say, by two window openings has been referred to as a pier.

If the factored shear force at a given level in a structure is resisted by several walls or several piers of a perforated wall, the average unit shear strength assumed for the total available cross-sectional area is limited to $8\sqrt{f'_c}$ with the additional requirement that the unit shear strength assigned to any one pier does not exceed $10\sqrt{f'_c}$. The upper bound of strength to be assigned to any one member is imposed to limit the degree of redistribution of shear force.

"Horizontal wall segment" in Section A.7.3.7 refers to wall sections between two vertically aligned openings (Fig. A-6). It is, in effect, a pier rotated through 90 deg.

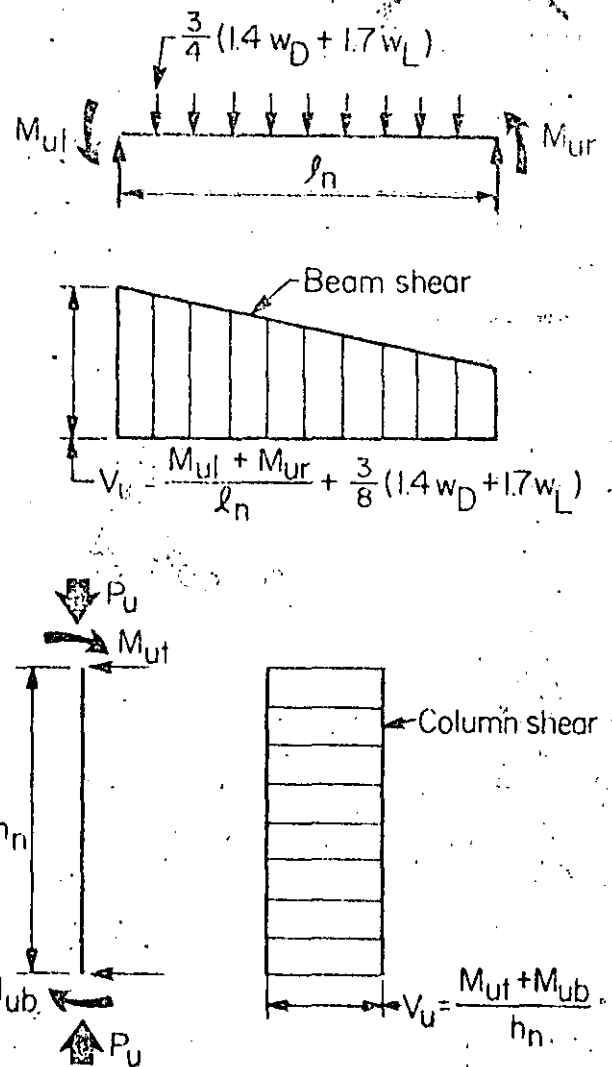
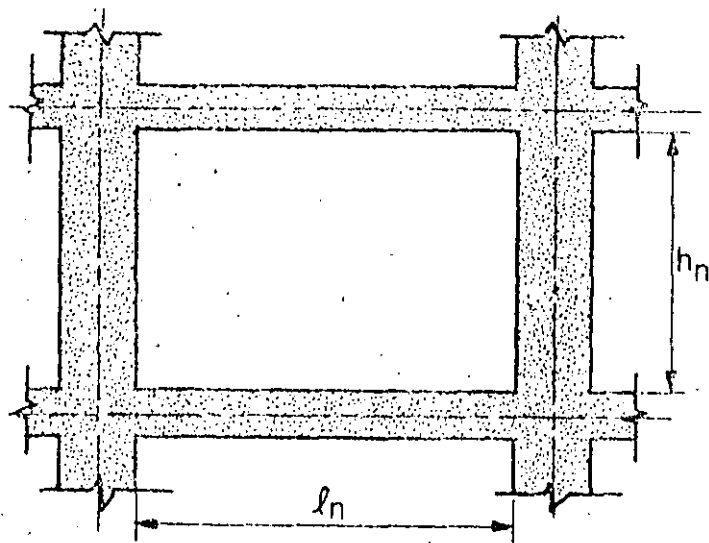


Fig. A-7 — Design shears for frames in regions of moderate seismic risk (Section A.9).

A.8 — Frame elements not proportioned to resist forces induced by earthquake motions

The intent of Section A.8.1 is to insure that the parts of the structural system, designed for gravity loading only, will continue to be functional at lateral displacements for which the lateral-force resisting system has been designed. Consequently, the gravity-load system need only accommodate the specified lateral displacements without reduction in gravity-load carrying capacity. Reduction in flexural stiffness of reinforced concrete members of the gravity-load system may be recognized in calculations. It is not necessary to reinforce the gravity-load system for moments related to lateral forces, provided adequate confinement is provided in regions where plastic hinges may form.

A.9 — Requirements for frames in regions of moderate seismic risk

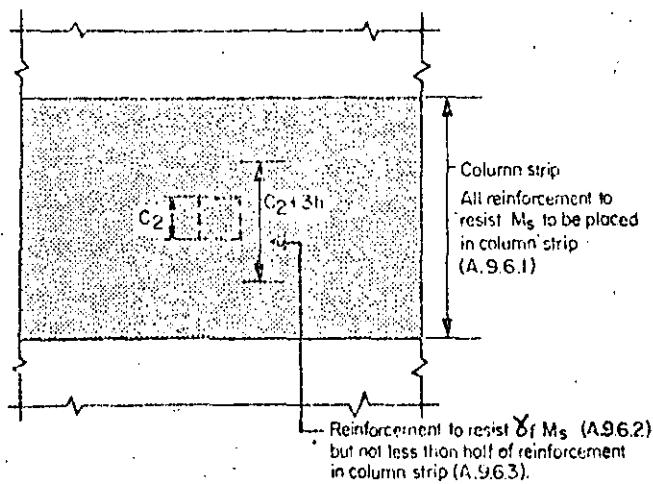
In regions of moderate seismic risk, Appendix A applies only to reinforced concrete frames proportioned to resist earthquake effect. There are

no special requirements for walls and other structural components (Table A-1). It is anticipated that reinforced concrete walls designed in accordance with the main part of the ACI Building Code will possess sufficient toughness at the low drift levels which they would be likely to attain in regions of moderate seismicity. The requirements for moderate-risk zones are based on the presumption that a region will be included in that zone only if it is known with reasonable confidence that the probable earthquake intensity in that region is a fraction of that in a high-risk zone.

The objective of the requirements in Section A.9.3 is to reduce the risk of failure in shear during an earthquake. The designer is given two options by which to determine the factored shear force.

According to option (a) of Section A.9.3, the factored shear force is determined from the nominal moment strength of the member and the gravity load on it. Examples for a beam and a column are illustrated in Fig. A-7.

To determine the maximum beam shear, it is assumed that its nominal moment strengths ($\phi =$



Note: Applies to both top and bottom reinforcement.

Fig. A-8 — Location of reinforcement in slabs

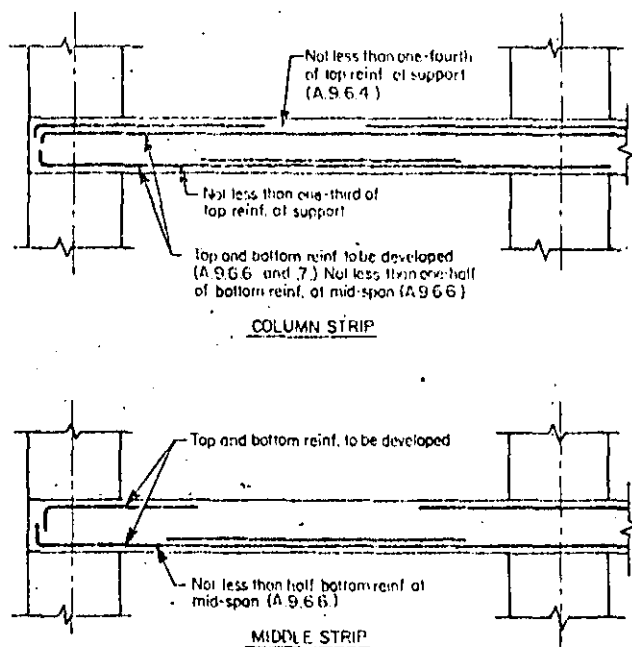


Fig. A-9 — Arrangement of reinforcement in slabs

1.0) are developed simultaneously at both ends of its clear span. As indicated in Fig. A-7, the shear associated with this condition $((M_v + M_u)/2)$ added algebraically to the effect of the factored gravity loads indicates the shear for which the beam must be designed. For this example, both the dead load, w_D , and the live load, w_L , have been assumed to be uniformly distributed.

Determination of the specified design shear for a column is also illustrated for a particular example in Fig. A-7. The factored design axial load, P_u , must be chosen to develop the largest moment strength of the column.

In all applications of option (a) of Section A.9.3, shears must be calculated for moment, acting clockwise and counter-clockwise. Fig. A-7 dem-

onstrates only one of the two conditions which must be considered for every member.

Option (b) bases V_u on the load combination including the earthquake effect, E . It should be emphasized that it is E which must be doubled. For example, the load combination defined by Eq. (9-2) would be:

$$U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 3.74E)$$

where E is the value specified by the governing code.

The three articles of Section A.9.4 contain requirements for providing beams with a threshold level of toughness. It is expected that in most cases stirrups required by Section A.9.3 for design shear force will be more than those required by Section A.9.4. Requirements of Section A.9.5 serve the same purpose for columns.

Section A.9.6 is intended to apply to two-way slabs without beams (such as flat plates).

It should be noted that using load combinations defined by Eq. (9-2) and (9-3) may result in moments requiring both top and bottom reinforcement at the supports.

The moment M_s refers, for a given design load combination with E acting in one horizontal direction, to that portion of the factored slab moment which is balanced by the supporting members at a joint. It is not necessarily equal to the total design moment at support for a load combination including earthquake effect. In accordance with Section 13.3.4.2, only a fraction $(\gamma_s M_s)$ of the moment M_s is assigned to the slab effective width.

Application of the various articles of Section A.9.6 are illustrated in Fig. A-8 and A-9.

REASON: Appendix A addressing the Code special provisions for earthquake resistance is a complete revision to reflect an overall update to the current state-of-knowledge for design and detailing monolithic reinforced concrete structures for earthquake resistance, including new reinforcement detailing requirements for certain earthquake resisting systems located in regions of moderate seismic risk (Section A.9).

References

- A.1. "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary." Structural Engineers Association of California, San Francisco, 1960, 21 pp.
- A.2. Applied Technology Council, "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings," Special Publication No. 510, U.S. National Bureau of Standards, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., 1978, 604 pp.
- A.3. Blume, John A.; Newmark, Nathan M.; and Corning, Leo H., *Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*, Portland Cement Association, Skokie, 1961, 318 pp.
- A.4. Clough, Ray W., "Dynamic Effects of Earthquakes," *Proceedings, ASCE*, V. 86, S14, Apr. 1960, pp. 49-65.

A.5. Housner, C. W., "Limit Design of Structures to Resist Earthquakes," *Proceedings, World Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, 1956*, pp. 51-1 to 5-13.

A.6. Gulkan, Point, and Sozen, Mete A., "Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions," *ACI JOURNAL, Proceedings V.71, No. 12, Dec. 1974*, pp. 604-610.

A.7. "Earthquake-Resistant Design Requirements for VA Hospital Facilities," Office of Construction, Veterans Administration, Washington, D.C., Mar. 1975.

A.8. ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures," (ACI 325R-76), American Concrete Institute, Detroit, 1976, 19 pp.

A.9. Hirose, M., "Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members," *Report No. 76, Building Research Institute, Ministry of Construction, Tokyo, Mar. 1977* (in Japanese). Also, data summarized in Civil Engineering Studies, *Structural Research Series No. 452, University of Illinois, Urbana, 1978*.

A.10. Richart, F. E.; Brandtzaeg, A.; and Brown, R. L., "The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression," *Engineering Experiment Station Bulletin No. 190, University of Illinois, Urbana, Apr. 1929*, 74 pp.

A.11. Burdette, Edwin G., and Hilsdorf, Hubert K., "Behavior of Laterally Reinforced Concrete Columns," *Proceedings, ASCE, V. 97, ST2, Feb. 1971*, pp. 587-602.

A.12. Roy, H. E. H., and Sozen, Mete A., "Ductility of Concrete," *Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, SP-12, American Concrete Institute, Detroit, 1965*, pp. 213-235.

A.13. Sheikh, Shamim A., and Uzumeri, Sukru M., "Strength and Ductility of Tied Concrete Columns," *Proceedings, ASCE, V. 106, ST5, May 1980*, pp. 1079-1102.

A.14. Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O., "The Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *CESRL Report No. 77.1, University of Texas, Austin, Jan. 1977*.

A.15. Popov, E. P.; Bertero, V. V.; and Krawinkler, H., "Cyclic

Behavior of Three R/C Flexural Members with High Shear," *EERC Report No. 72-5, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Oct. 1972*.

A.16. Wight, James K., and Sozen, Mete A., "Shear Strength Decay of RC Columns Under Shear Reversals," *Proceedings, ASCE, V. 101, ST5, May 1975*, pp. 1053-1065.

A.17. ACI-ASCE Committee 326, "Shear and Diagonal Tension," *ACI JOURNAL, Proceedings V. 59, No. 1, Jan. 1962*, pp. 1-30; No. 2, Feb. 1962, pp. 277-334; and No. 3, Mar. 1962, pp. 352-396.

A.18. ACI Committee 408, "Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension," (ACI 408.1R-79), American Concrete Institute, Detroit, 1979, 3 pp.

A.19. Barda, Felix; Hanson, John M.; and Corley, W. Gene, "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements," *Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, SP-53, American Concrete Institute, Detroit, 1977*, pp. 149-202.

A.20 *Uniform Building Code*, International Conference of Building Officials, Whittier, 1982, 780 pp.

The foregoing proposed revisions to the Building Code were submitted by letter ballots to the Committee 318 on an item-by-item basis. During the period, the committee membership varied in number from 37 to 39. All of the above items were approved by the necessary two-thirds vote. The proposed Code changes have been processed in accordance with the Institute's standardization procedure and have been approved for publication and discussion with a view to their being submitted to letter ballot of the Institute membership for consideration as revisions to ACI 318-77.

The Commentary revisions as reported by Committee 318 were also submitted to letter ballots of the committee on an item-by-item basis. During the period, the committee membership varied in number from 37 to 39. All of the Commentary items were approved by at least a two-thirds vote.

Discussion closes March 1, 1983, and will be published in the June, 1983 issue of *Concrete International: Design & Construction*.

**ACI Committee 318
Proposed Revisions to: Building Code Requirements for Reinforced
Concrete (ACI 318-77) and Commentary on Building Code
Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77)**

Chester P. Siess
Chairman

Gerald B. Neville
Secretary

Claude J. Baker
William C. Black
Eugene H. Boeke, Jr.
Kenneth B. Bondy
John E. Breen
James R. Cagley
T. Z. Chastain
W. Gene Corley
William D. Cromartie
Noel J. Everard
Phil M. Ferguson
Clifford L. Freyermuth

Richard D. Gaynor
Jacob Grossman
C. Raymond Hays
Edward S. Hoffman
Eugene P. Holland
William W. Hotaling, Jr.
Francis J. Jacques
Daniel P. Jenny
Ib Falk Jorgensen
Fritz Kramrisch
James Laffer
James G. MacGregor
Alan H. Mattock

Edward O. Pfrang
Clarkson W. Pinkham
Stanley Prill
Richard A. Ramsey
Paul F. Rice
Francisco Robles
Charles G. Salmon
Mete A. Sozen
Harry Stavrides
J. D. Sykes, Jr.
George Winter
Loring A. Wyllie, Jr.

Consulting Members

Edward Cohen

William V. Wagner, Jr.

Liaison Members

David E. Allen
Jesus H. Arango
Aibin Bao
Culberto Diaz-Gomez

Carlos E. Duvoy
Cesar Hernandez
Peter Lenkei

R. J. W. Milne
Hajime Okamura
Yves Saillard
Mark D. Turner



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

Aspectos Generales Sobre Proyecto, Diseño y Construcción

ESTRUCTURAS DE CONCRETO

AUTOR: ROBERT PARK Y THOMAS PAULEY
EXPOSITOR: ING. JOSE LUIS SANCHEZ M.

OCTUBRE, 1984.

5

estructuras de concreto

Robert Park y Thomas Pauley

5.1 INTRODUCCION

La experiencia obtenida de los temblores y de las pruebas de laboratorio, ha mostrado que el concreto reforzado bien diseñado y detallado, es apropiado para las estructuras resistentes a sismos. Los capítulos anteriores han recalcado que las cargas estáticas horizontales de diseño recomendadas por la mayoría de los reglamentos, son de tal naturaleza, que las estructuras podrán resistir únicamente sismos moderados sin sufrir daño estructural. Los posibles temblores severos sólo podrán ser resistidos si los miembros son lo suficientemente dúctiles para absorber y disipar la energía sísmica mediante deformaciones inelásticas. Esto requiere que el proyectista establezca los niveles posibles de resistencia en flexión y cortante de los elementos y sus conexiones, y que asegure una ductilidad adecuada. Deben evitarse todas las formas de falla frágil.

Este capítulo comienza examinando la resistencia y ductilidad de los elementos de concreto reforzado. Enseguida se describe el diseño de marcos y muros de cortante de concreto reforzado resistentes a sismos. También se le presta atención a las pilas de concreto reforzado para puentes, así como a los marcos preforsados. Se hace referencia al Reglamento de las Construcciones del American Concrete Institute (ACI 318-77)⁵⁻¹ puesto que es uno de los reglamentos de concreto que contienen disposiciones sísmicas de mayor uso. Asimismo, se utiliza el método de diseño por resistencia, ya que, como se mencionó anterior-

mente, el diseño sísmico requiere un comportamiento de la estructura en el rango inelástico. Los niveles de resistencia disponible en los diferentes modos de falla, no pueden establecerse con precisión si se utiliza el método de esfuerzos de trabajo.

5.2 DISPOSICIONES PARA RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

5.2.1 Cargas de diseño

En el diseño por resistencia, las cargas de diseño (últimas), se determinan a partir de las cargas de servicio usando factores de carga, que tienen el propósito de lograr una seguridad adecuada. Por ejemplo, el Reglamento ACI^{5.1} recomienda que la resistencia requerida U que se proporciona para resistir la carga muerta D , la carga viva L y la carga sísmica E , debe ser por lo menos igual a la requerida en el peor de los casos de carga siguientes:

$$U = 1.4D + 1.7L \quad (5.1)$$

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E) \quad (5.2)$$

donde L puede tomar la totalidad de su valor, o cero, y

$$U = 0.9D + 1.43E \quad (5.3)$$

5.2.2 Resistencia de la sección

La resistencia ideal en una sección de un miembro S_i , se obtiene a partir de la teoría que predice el comportamiento en la falla de la sección, así como en las dimensiones dadas del miembro y las resistencias especificadas de los materiales. Otros niveles de resistencia pueden relacionarse convenientemente con la resistencia ideal.

La resistencia confiable S_d está dada por:

$$S_d = \varphi S_i \quad (5.4)$$

donde φ es el factor de reducción de resistencia, que toma en cuenta las aproximaciones de los cálculos y las variaciones en las resistencias de los materiales, mano de obra y dimensiones. Los valores de φ recomendados por el Reglamento ACI dependen de la importancia de las cantidades variables: para flexión en vigas $\varphi = 0.9$; para flexión y compresión axial en columnas, si contienen refuerzo transversal en espiral, $\varphi = 0.75$, o de otra forma, $\varphi = 0.7$ (en secciones en las que la compresión axial se aproxima a cero, $\varphi \rightarrow 0.9$), y para cortante y torsión, $\varphi = 0.85$.

La sobrerresistencia S_o está dada por:

$$S_o = \varphi_o S_l \quad (5.5)$$

donde φ_o es el factor de sobrerresistencia que toma en cuenta todas las fuentes de aumento de la resistencia, y es mayor que la unidad. Por ejemplo, la resistencia a la fluencia real del acero y la resistencia real del concreto pueden resultar considerablemente mayores que las resistencias especificadas. Otros factores incluyen el aumento en la resistencia del acero debida al endurecimiento por deformación para grandes deformaciones inelásticas de los miembros, una mayor cantidad de acero que la requerida por los cálculos, colocada en las secciones y tamaños de la sección de concreto mayores que los supuestos.

Los diferentes niveles de resistencia descritos en las ecuaciones 5.4 y 5.5, pueden utilizarse en los cálculos, para asegurar que los miembros de la estructura alcancen su resistencia en la secuencia deseada al ocurrir un sismo severo.

5.2.3 Ductilidad de la sección

El comportamiento dúctil significa la habilidad de soportar grandes deformaciones inelásticas, mientras la resistencia se mantiene esencialmente constante. La ductilidad disponible de las secciones de concreto reforzado y presforzado depende primordialmente del contenido de acero longitudinal de tensión y de compresión, del contenido de acero transversal para el confinamiento del concreto y la restricción contra el pandeo de las varillas, de las resistencias del concreto y del acero y de la magnitud de la carga axial. Deben evitarse las posibilidades de falla por cortante y adherencia. En la actualidad, los reglamentos no indican en forma explícita el nivel de ductilidad que las secciones deban ser capaces de alcanzar, donde ocurran articulaciones; sin embargo, recomiendan prácticas para el detallado con el propósito de asegurar una ductilidad adecuada.

5.3 COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACION DEL CONCRETO Y DEL ACERO

5.3.1 Concreto

La figura 5.1 muestra las curvas representativas de esfuerzo-deformación que se obtuvieron a partir de cilindros de concreto de peso normal, cargados en compresión monoaxial en un ensaye conducido durante varios minutos. Las curvas son casi lineales hasta casi la mitad de la resistencia a la compresión, y en esta región lineal el módulo de elasticidad para concreto de peso normal puede considerarse igual a $57\,000 \sqrt{f'_c}$ psi ($4\,730 f'_c$ MPa) donde f'_c es la resistencia a la compresión del

cilindro de concreto. La deformación unitaria correspondiente al esfuerzo máximo es de 0.002. Cuando la carga se aplica a un ritmo rápido de deformación unitaria, tanto el módulo de elasticidad como la resistencia del concreto aumentan. Por ejemplo, para un ritmo de deformación de 0.01/seg., la resistencia del concreto puede incrementarse hasta en un 17 %. Las cargas repetidas de compresión con gran intensidad producen un efecto pronunciado de histéresis en la curva esfuerzo-deformación, como se ilustra en la figura 5.1. Las pruebas indican que la curva envolvente es casi idéntica a la que se obtiene en una sola aplicación de la carga. Para concreto de peso normal, el módulo de ruptura puede tomarse aproximadamente igual a $7.5 \sqrt{f'_c}$ psi ($0.63 \sqrt{f'_c}$ MPa).

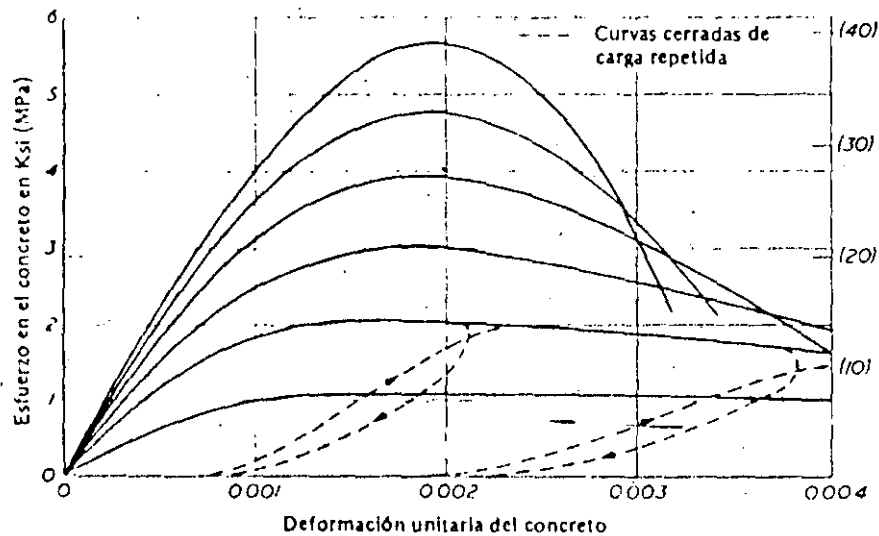


Fig. 5.1 Curvas esfuerzo-deformación unitaria para cilindros de concreto cargados en compresión monoaxial.

Cuando el concreto se comprime hasta alcanzar esfuerzos que se aproximen a la resistencia de compresión monoaxial, las deformaciones unitarias transversales alcanzan valores muy altos, a causa del agrietamiento interno progresivo. Si existe refuerzo transversal, éste aplicará en esta etapa una reacción de confinamiento al concreto, y mejorará considerablemente las características esfuerzo-deformación del concreto

a altas deformaciones.^{5.2} La figura 5.2 muestra las curvas de esfuerzo-deformación para el concreto confinado mediante espirales o estribos cuadrados. Las espirales confinan al concreto en forma más efectiva, ya que su configuración circular les permite proporcionar una presión continua de confinamiento alrededor de toda la circunferencia. Un estribo cuadrado, por lo general, sólo aplica una presión de confina-

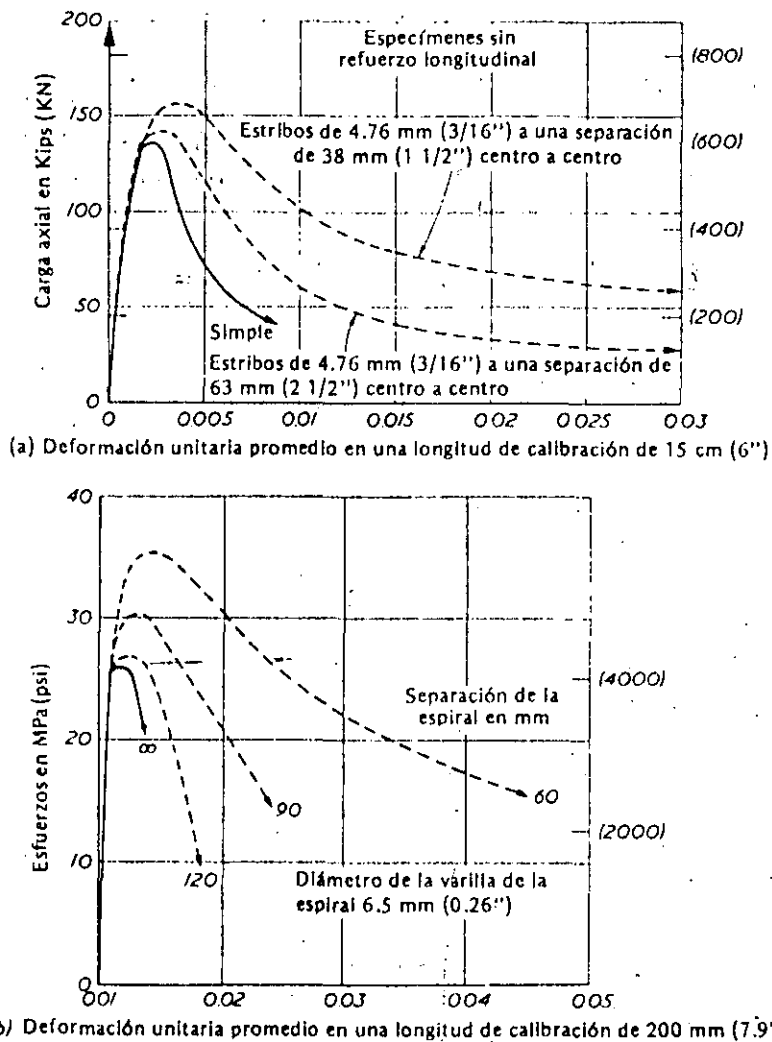


Fig. 5.2 Deformación axial de especímenes de concreto confinado. a) Curvas carga axial-deformación unitaria para prismas cuadrados de 10 cm con estribos cuadrados.^{5.3} b) Curvas esfuerzo deformación unitaria para cilindros de concreto de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura con espirales circulares.^{5.4}

miento cerca de las esquinas, ya que la presión del concreto tiende a arquear hacia afuera los lados del estribo. Iyengar y colaboradores^{5.4} han propuesto resistencias empíricas de esfuerzo-deformación para el concreto confinado mediante espirales; Kent y Park y colaboradores,^{5.2} para el concreto confinado con estribos rectangulares.

5.3.2 Acero de refuerzo

La figura 5.3 (a) muestra las curvas características de esfuerzo-deformación de las varillas de acero que se usan en las construcciones de concreto reforzado cargadas monotónicamente en tensión. El módulo de elasticidad del acero, para la porción elástica y lineal de la curva, normalmente se toma igual a 29×10^6 psi (0.2×10^6 MPa). Generalmente los aceros de alta resistencia muestran una plataforma horizontal de fluencia con una longitud más corta que la de aceros de resistencias inferiores y, consecuentemente, el endurecimiento por deformación aparece para deformaciones unitarias menores. Asimismo, los aceros de alta resistencia experimentan una menor elongación antes de la fractura que los aceros de resistencias inferiores. Por lo general, las curvas esfuerzo-deformación en tensión y compresión se suponen idénticas. Un ritmo rápido de carga tiene el efecto de incrementar la resistencia de fluencia del acero. Por ejemplo, para un ritmo de deformación unitaria de 0.01/seg., la resistencia a la fluencia puede aumentar hasta en un 14 %. Para cargas repetidas del mismo signo, el espécimen se recupera a lo largo de una trayectoria paralela a la porción elástica inicial, y al recargarse sigue la misma trayectoria hasta la curva original, posiblemente con una pequeña histéresis y un efecto de endurecimiento por deformación. La curva de carga monotónica proporciona una buena idealización de la curva envolvente para cargas repetidas del mismo signo.

Si se aplica al espécimen una carga axial reversible (tensión-compresión) del orden de la de fluencia, se obtiene una curva esfuerzo-deformación del tipo mostrado en la figura 5.3 (b). La figura muestra el efecto Bauschinger, en el que la curva esfuerzo-deformación se torna no lineal para un esfuerzo mucho menor que el de la fluencia original. La deformación previa afecta en gran medida el comportamiento del acero. Las curvas de carga reversible son importantes cuando se considera el efecto de las cargas sísmicas de gran intensidad sobre los miembros. Las idealizaciones de dichas curvas se exponen aparte.^{5.2}

Se recomienda el uso de varillas corrugadas para el refuerzo principal en el diseño sísmico, ya que sus características de adherencia son superiores.

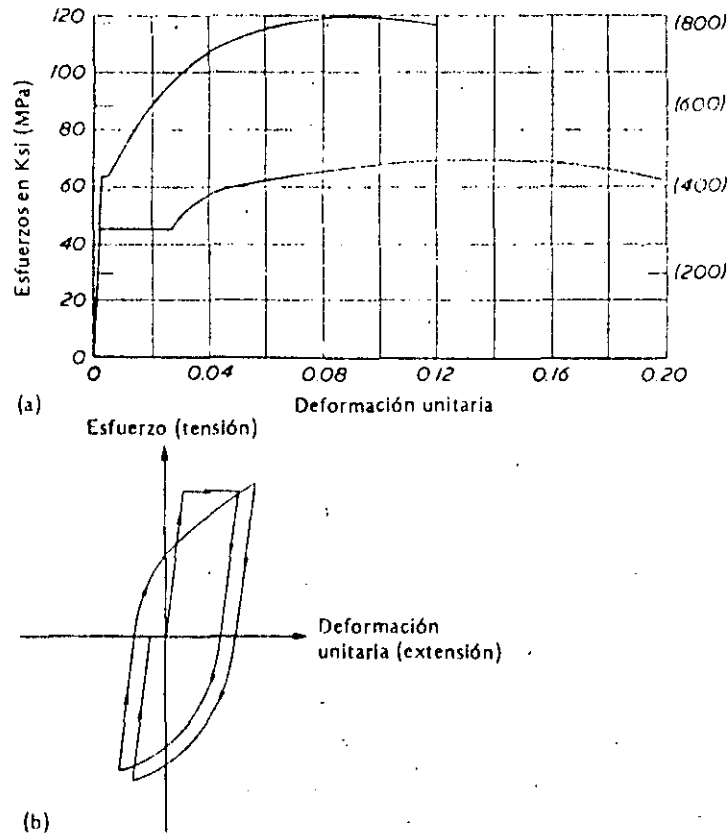


Fig. 5.3 Curvas esfuerzo-deformación unitaria para acero de refuerzo. a) Carga monótona, b) carga con inversiones de signo.

5.3.3 Acero de presfuerzo

La figura 5.4 muestra las curvas características de esfuerzo-deformación de carga monotónica en tensión, para diferentes tipos de acero de alta resistencia que se usan en las construcciones de concreto presfzado. Los rasgos más sobresalientes de las curvas son: la ausencia de una plataforma horizontal de fluencia antes del endurecimiento por deformación y una elongación última menor a la del acero de refuerzo. Para lograr una ductilidad adecuada en el diseño sísmico, es importante que la elongación en el momento de la fractura no sea pequeña; una elongación última del 4 % parece ser necesaria. En cargas de tensión repetidas, en el rango inelástico, se presenta alguna histéresis en la curva carga-descarga. El ancho de ésta es mayor para deformaciones unitarias mayores.

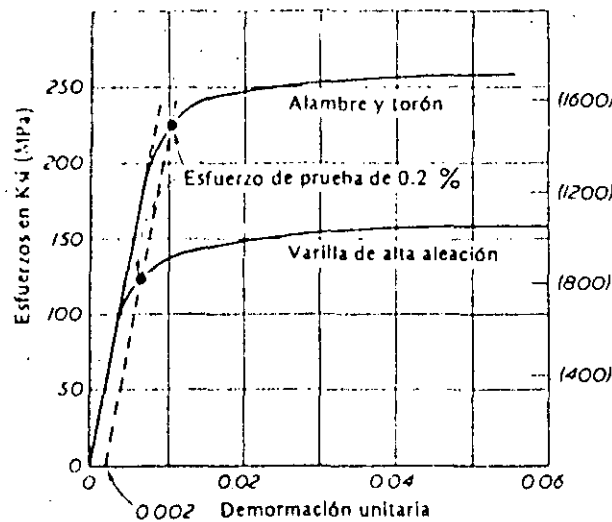


Fig. 5.4 Curvas esfuerzo-deformación unitaria para acero de alta tensión.

5.4 MIEMBROS DE CONCRETO REFORZADO

5.4.1 Resistencia y ductilidad de secciones a flexión

Comportamiento momento-curvatura. Las características de carga-deflexión de las estructuras resistentes a sismos, dependen principalmente de las relaciones momento-curvatura de las secciones, ya que para miembros de proporciones normales, la mayoría de las deformaciones son consecuencia de las deformaciones asociadas con la flexión, siempre que se eliminen otros tipos de falla y las deformaciones debidas a las fuerzas cortantes y axiales no sean importantes. La figura 5.5 muestra las relaciones momento-curvatura obtenidas a partir de mediciones efectuadas en vigas en las secciones críticas de la estructura. La curvatura φ es la rotación por unidad de longitud del miembro. Si el contenido de acero de tensión es pequeño y el de acero de compresión es alto, el acero de tensión alcanza la resistencia de fluencia, pudiendo ocurrir entonces un gran incremento en la curvatura mientras el momento flexionante se mantiene esencialmente constante [figura 5.5 (a)]. Este tipo de falla se conoce como "falla de tensión", aun cuando ocurra finalmente aplastamiento del concreto. Por otra parte, si el contenido de acero de tensión es alto y el de compresión bajo, el acero de tensión no alcanza a fluir y la falla será frágil si el concreto no se encuentra confinado [figura 5.5 (b)]. Lo anterior se conoce como "falla por compresión". Al diseñar, las vigas siempre se proporcionan

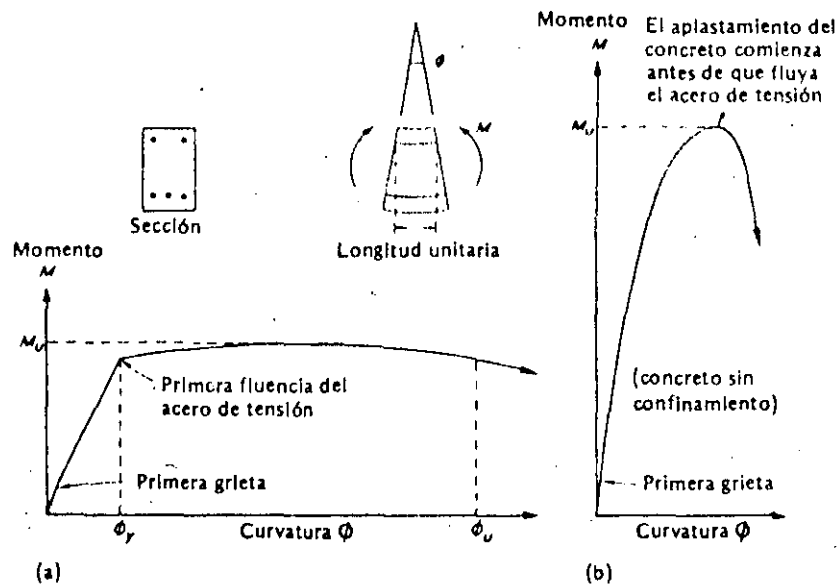


Fig. 5.5 Relaciones momento-curvatura para secciones en vigas de concreto reforzado. a) Falla por tensión $\rho < \rho_b$, b) falla por compresión $\rho > \rho_b$.

de manera que puedan exhibir las características dúctiles de una falla de tensión. Los aspectos de interés del comportamiento de la sección son: la resistencia a la flexión M_U y el factor de ductilidad de curvatura, expresado por la relación ϕ_U/ϕ_y , donde ϕ_U es la curvatura última y ϕ_y es la curvatura en la primera fluencia del acero de tensión.

Resistencia a flexión. En la figura 5.6 se muestra la sección de una viga rectangular de concreto, doblemente reforzada. En el momento en que se alcanza la resistencia a flexión, se desprecia la resistencia a la tensión del concreto. El Reglamento ACI^{5.1} supone que al alcanzarse la resistencia a la flexión de la sección, la deformación unitaria de compresión de la fibra extrema es 0.003. Esta es una deformación unitaria máxima razonablemente conservadora,^{5.2} ya que la mayoría de las secciones se mantienen en las proximidades de la resistencia máxima, para un rango considerable de deformaciones unitarias mayores que 0.002 [véase la figura 5.5 (a)]. El Reglamento ACI reemplaza la forma real del bloque de esfuerzos de compresión por un rectángulo equivalente, a manera de simplificación. El factor β_1 de la figura 5.6 se toma igual que 0.85 para valores de f'_c hasta de inclusive 4 000 psi (27.6 MPa), y se reduce en forma continua a razón de 0.05 por cada 1 000

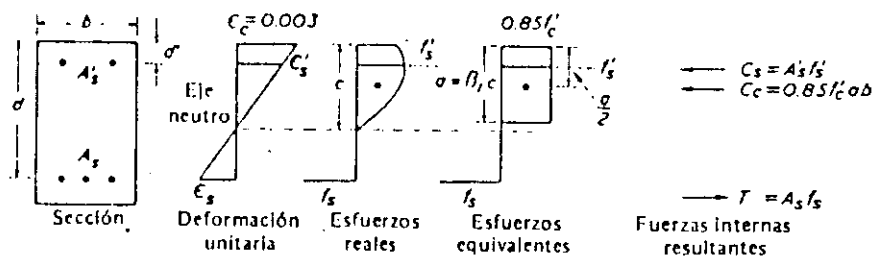


Fig. 5.6 Sección de concreto doblemente reforzada al alcanzarse la resistencia a la flexión.

psi (6.9 MPa) de resistencia en exceso a 4 000 psi, sin que se deba tomar un valor inferior a 0.65. Al diseñar, siempre se asegura que al alcanzarse la máxima resistencia de la sección, el acero de tensión ha alcanzado el esfuerzo de fluencia y, por consiguiente, $f_s = f_y$. Si se toman momentos de las fuerzas internas respecto al acero de tensión, la resistencia a la flexión está dada por:

$$M_u = 0.85f'_c ab(d - 0.5a) + A'_s f'_s (d - d') \quad (5.6)$$

de donde, a partir del equilibrio de las fuerzas:

$$a = (A_s f_y - A'_s f'_s) / (0.85 f'_c b) \quad (5.7)$$

y del diagrama de deformaciones:

$$f'_s = \epsilon'_s E_s = 0.003 E_s (a - \beta_1 d') / a \leq f_y \quad (5.8)$$

Una falla por flexión balanceada ocurre cuando el acero de tensión alcanza la resistencia de fluencia f_y , justo cuando la fibra extrema de compresión alcanza una deformación unitaria de 0.003. A partir del diagrama de deformaciones de la figura 5.6, para una falla balanceada,

$$a_b = \frac{0.003 \beta_1 d}{0.003 + (f_y / E_s)} \quad (5.9)$$

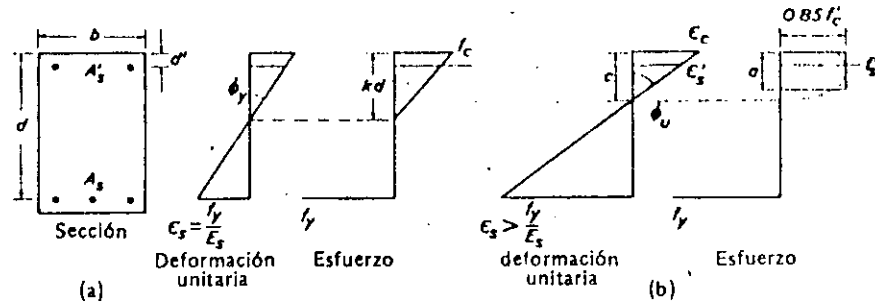


Fig. 5.7 Sección de concreto doblemente reforzada. a) En la primera fluencia del acero de tensión, b) al alcanzarse la deformación unitaria última del concreto.

Si se igualan las ecuaciones 5.9 y 5.7 con $\rho_b = A_s/bd$ y $\rho' = A'_s/bd$ se obtiene:

$$\rho_b = \frac{0.85f'_c\beta_1}{f_y} \left(\frac{0.003E_s}{0.003E_s + f_y} \right) + \frac{\rho'f'_s}{f_y} \quad (5.10)$$

donde f'_s está dada por la ecuación 5.8, donde a_b de la ecuación 5.9 es sustituida por a . Ocurrirá una falla por tensión (fluencia del acero de tensión), si la sección tiene un contenido de acero de tensión $\rho = A_s/bd$ igual o menor que ρ_b de la ecuación 5.10.

En una sección T, al alcanzarse la resistencia de flexión, la profundidad del eje neutro es generalmente pequeña a causa del gran ancho del patín. En la mayoría de los casos, el eje neutro yace en el patín y, por consiguiente, la sección puede analizarse como una sección rectangular de ancho b , si los cálculos indican que el eje neutro yace en el alma, será necesario restablecer las ecuaciones para tomar en cuenta el área comprimida en forma de T.^{5.2}

El American Concrete Institute^{5.5} ha publicado auxiliares de diseño, los que son de considerable ayuda en el diseño.

Ductilidad de la curvatura. La ductilidad disponible de la sección puede expresarse mediante la relación de la curvatura última ϕ_u entre la curvatura en la primera fluencia ϕ_y . La figura 5.7 representa el caso general de una sección doblemente reforzada en la primera fluencia del acero de tensión, y en la deformación unitaria última del concreto.

Cuando el acero de tensión alcanza por vez primera la resistencia de fluencia, la distribución de los esfuerzos en el concreto aún puede ser lineal debido a que el máximo esfuerzo en el concreto es significativamente menor que su resistencia, y la profundidad del eje neutro kd puede calcularse utilizando la teoría elástica (línea recta)^{5.2} como:

$$k = \sqrt{(\rho + \rho')^2 n^2 + 2 \left(\rho + \frac{\rho' d'}{d} \right) n} - (\rho + \rho') n \quad (5.11)$$

donde $n = E_s/E_c$, E_s es el módulo de elasticidad del acero y E_c es el módulo de elasticidad del concreto. La curvatura está dada por la extensión por unidad de longitud del acero de tensión, en la primera fluencia (esto es, la deformación unitaria de fluencia), dividida entre la distancia que existe entre el acero de tensión y el eje neutro.

$$\therefore \varphi_y = \frac{f_y/E_s}{d(1-k)} \quad (5.12)$$

En forma similar, la curvatura última está dada por:

$$\varphi_u = \epsilon_c \beta_1 / a \quad (5.13)$$

donde a está dada por las ecuaciones 5.7 y 5.8 y ϵ_c se puede suponer igual a 0.004 para concreto no confinado.^{5.2} Debe hacerse notar que $\epsilon_c = 0.003$ es demasiado conservador para el cálculo de la curvatura última. El factor de ductilidad de curvatura de la sección está dado por:

$$\frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{\epsilon_c}{f_y/E_s} \frac{d(1-k)}{a/\beta_1} \quad (5.14)$$

La figura 5.8 muestra el cociente φ_u/φ_y a partir de la ecuación 5.14, graficado para $\epsilon_c = 0.004$ y un rango de porcentajes del acero, así como combinaciones prácticas entre las resistencias del acero y del concreto. Es evidente que si se mantienen constantes otras variables, el factor disponible de ductilidad de curvatura aumenta al disminuir el contenido de acero de tensión, al aumentar el contenido de acero de compresión, con la disminución de la resistencia del acero y el aumento de la del concreto.

Si la zona de compresión de un miembro se confina mediante estribos cerrados colocados a corta distancia, o espirales, se mejora notablemente la ductilidad del concreto, teniéndose como resultado un comportamiento más dúctil del miembro. Los resultados experimentales

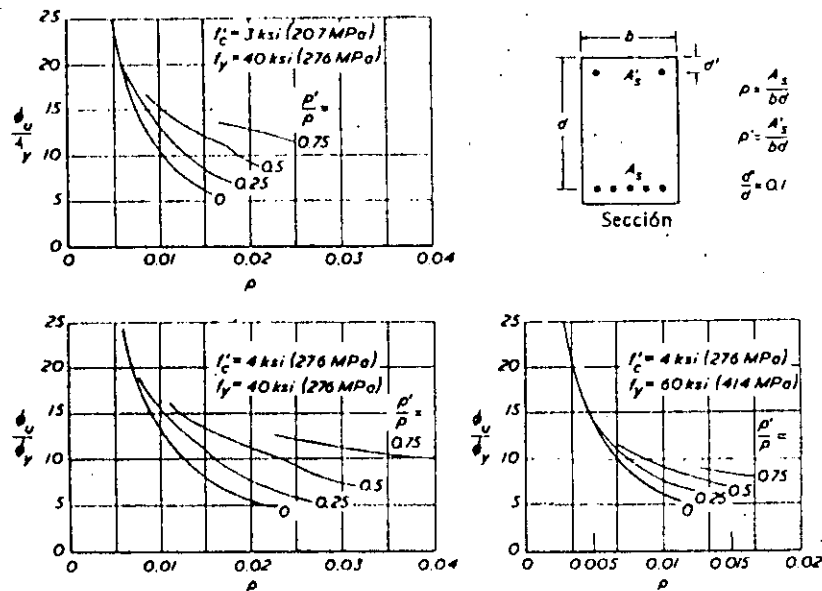


Fig. 5.8 Variación de ϕ_u / ϕ_y para secciones en vigas con concreto sin confinar, y $\epsilon_c = 0.004$.^{5.2}

han proporcionado una indicación de la máxima deformación unitaria de compresión que se puede utilizar en el concreto en miembros confinados.^{5.2} Por ejemplo, a partir de los resultados de ensayos en vigas libremente apoyadas, llevados a cabo por Corley, Mattock^{5.6} se ha propuesto que la deformación unitaria máxima se tome como:

$$\epsilon_c = 0.003 + 0.02 \frac{b}{z} + 0.2\rho_s \quad (5.15)$$

donde b es el ancho de la viga, z es la distancia entre la sección crítica y el punto de inflexión o de momento nulo, y ρ_s es el cociente entre el volumen del acero confinante (incluyendo el acero de compresión) y el volumen del núcleo de concreto. La inclusión de la relación b/z en la ecuación 5.15, indica que el confinamiento del concreto se beneficia cuando existe un alto gradiente de deformaciones unitarias a lo largo del miembro (esto es, un pequeño valor de z) y un ancho grande en la viga. Resulta obvio que la ecuación 5.15 no puede ser válida para los altos valores de b/z que se encuentran en las losas. La ecuación 5.15 se

derivó a partir de ensayos en vigas, donde $b/z \leq 0.33$. Es evidente en la ecuación 5.15, que con algún acero de confinamiento no es difícil aumentar la deformación unitaria disponible del concreto en la fibra extrema en compresión, a 0.01 o más.

5.4.2 Resistencia y ductilidad de las secciones sujetas a flexión y carga axial

Resistencia a la carga axial. La carga última de una columna de concreto reforzado cargada axialmente, puede escribirse como:

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (5.16)$$

donde A_g es el área total de la sección y A_{st} es el área total de acero longitudinal que se encuentra en la sección. Esta ecuación representa la suma de las resistencias del acero y del concreto, ya que el acero estará en su resistencia de fluencia cuando el concreto alcance su máxima resistencia, a una deformación unitaria, alrededor de 0.002. La resistencia del concreto se toma igual a $0.85 f'_c$, principalmente debido a que el vaciado vertical de la columna conduce a una ganancia de agua y sedimentación en la parte superior de ella; resultando una resistencia en el concreto menor a la f'_c del cilindro.

Una columna mal reforzada con estribos alcanzará de inmediato el colapso, una vez que se haya alcanzado la carga P_0 . Sin embargo, si la columna contiene estribos con poca separación o espirales alrededor del acero longitudinal, continuará soportando una carga importante a elevadas deformaciones, puesto que, aun cuando se haya desprendido el recubrimiento de concreto, el núcleo confinado del mismo aún será efectivo y las varillas longitudinales no se pandearán. El comportamiento de columnas con confinamiento pobre y con buen confinamiento, después de resistir un sismo severo, se contrasta en la figura 5.9.

El Reglamento ACI⁵⁻¹ requiere que en las columnas con espirales, el cociente del volumen de acero espiral entre el volumen del núcleo de concreto ρ_s , no sea menor que el valor dado por:

$$\rho_s = 0.45 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (5.17)$$

donde A_c es el área del núcleo de concreto medida hasta el lado exterior de la espiral. Esta cantidad de acero en espiral tiene el propósito de lograr que la carga soportada después de que ocurra la trituración del

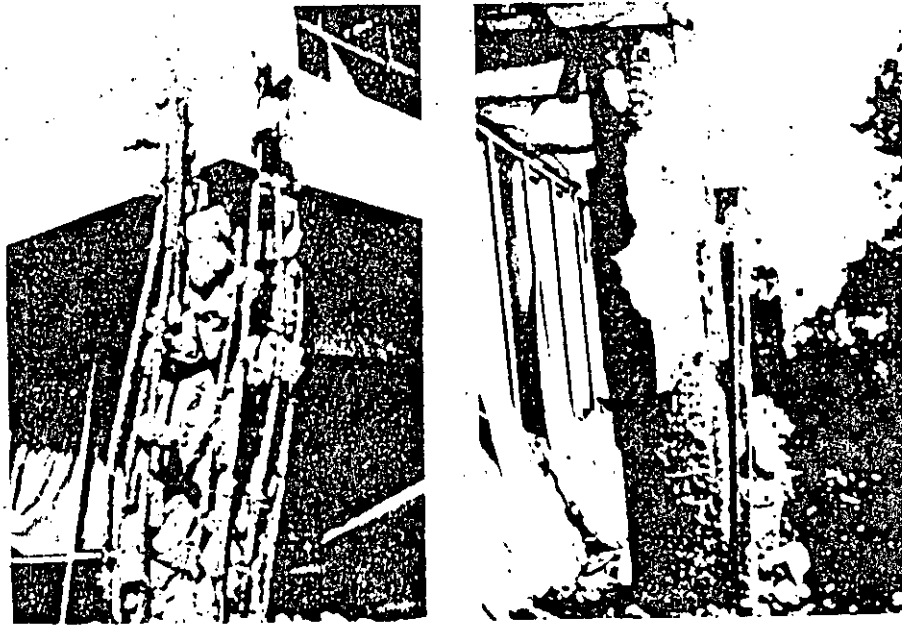


Fig. 5.9 Algunas de las columnas del Hospital Olive View después del temblor de San Fernando de 1971. a) Columna con estribos nominales, b) columna con espirales.

recubrimiento de concreto (cuando el refuerzo espiral alcance la fluencia y el núcleo confinado de concreto obtenga su resistencia acrecentada), sea igual a P_0 calculada con la ecuación 5.16.

Resistencia a flexión y carga axial. La figura 5.10 (a) ilustra una sección rectangular de concreto, reforzada en forma simétrica con varillas en dos caras y cargada excéntricamente con la carga última. El área total de acero es A_{st} . El Reglamento ACI^{5.1} emplea la misma deformación unitaria del concreto para la fibra extrema en compresión y los mismos parámetros para el bloque rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto, que se usan para las vigas. Las ecuaciones de equilibrio cuando el eje neutro yace dentro de la sección, son:

$$P_u = 0.85 f'_c ab + 0.5 f'_s A_{st} - 0.5 f_s A_{st} \quad (5.18)$$

$$P_u e = 0.85 f'_c ab(0.5h - 0.5a) + 0.5 f'_s A_{st} (0.5h - d') + 0.5 f_s A_{st} (0.5h - d') \quad (5.19)$$

donde el esfuerzo en el acero de compresión f'_s está dado por la ecuación 5.8. La carga axial y el momento para la falla balanceada, P_b y $P_b e_b$, pueden determinarse al sustituir $f'_s = f_y$ y $a = a_b$ de la ecuación 5.9, en las ecuaciones 5.18 y 5.19. Ocurrirá una falla por tensión si la carga aplicada P_u es menor que P_b , puesto que la carga menor en la columna significa que $a < a_b$, y la observación del diagrama de deformaciones muestra que ϵ_s es, por lo tanto, mayor que la deformación unitaria de fluencia del acero. Son aplicables entonces, las ecuaciones 5.18 y 5.19 con $f'_s = f_y$. Ocurrirá una falla por compresión si la carga aplicada P_u resulta mayor que P_b , puesto que la mayor carga de compresión significa que $a > a_b$, y la observación del diagrama de deformaciones muestra que, por lo tanto, ϵ_s es menor que la deformación unitaria de fluencia del acero y, por tanto, son aplicables las ecuaciones 5.18 y 5.19, determinándose f'_s a partir del diagrama de deformaciones, como:

$$f'_s = \epsilon_s E_s = 0.003 E_s (\beta_1 d - a) / a \quad (5.19)$$

Las combinaciones de P_u y $P_u e$ que provocan la falla de una sección dada de una columna, se ilustran mejor mediante un diagrama de interacción [véase la figura 5.10 (b)]. Cualquier combinación de carga y momento que se encuentre dentro del área del diagrama de interacción, podrá ser soportada sin que ocurra la falla.

Cuando una columna contiene varillas distribuidas en todas sus caras, se torna difícil la derivación de las ecuaciones para el diseño y el análisis, ya que las varillas se pueden encontrar en diferentes niveles de esfuerzos a través de la sección. En la práctica, el diseño y análisis de las secciones de columnas pueden llevarse a cabo convenientemente utilizando tablas y gráficas para diseño. Un conjunto de tablas y gráficas útiles para una gran gama de columnas ha sido publicado por el American Concrete Institute.^{5.5, 5.7}

Muchas columnas están sujetas a flexión respecto a ambos ejes principales simultáneamente, esto es, flexión biaxial. La resistencia de columnas con flexión biaxial se puede representar mediante superficies de interacción. Como se ilustra en la figura 5.11, si se analiza la sección de la columna para varios ángulos de inclinación del eje neutro, se puede obtener una gama de curvas de interacción que describen la superficie de interacción. Cada punto de esta superficie representa un conjunto particular de carga y momentos respecto a los ejes principales, que provocarán la falla de la sección. Una sección horizontal que corte

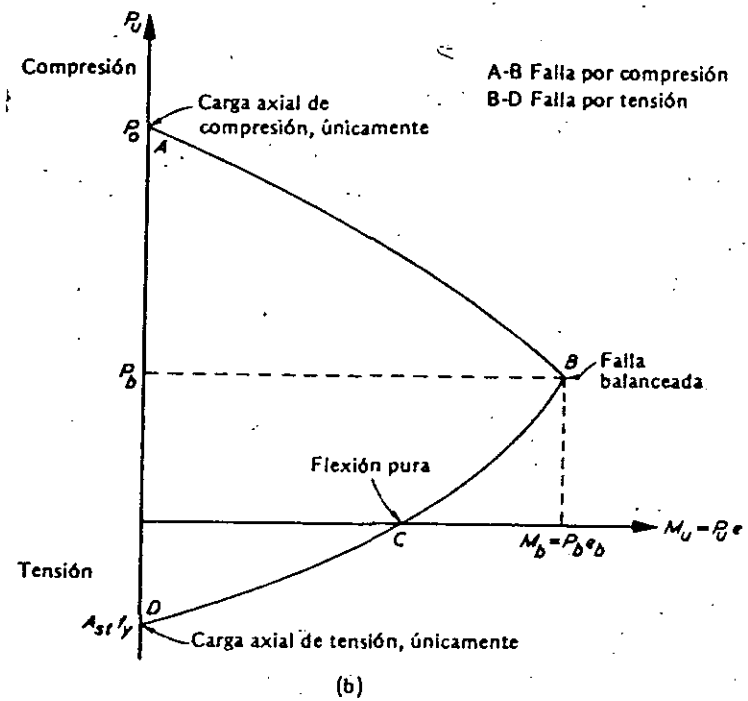
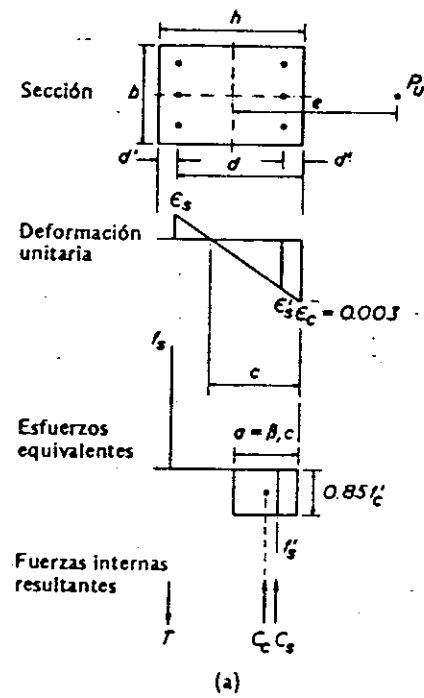


Fig. 5.10 Columna de concreto reforzada simétricamente, a) Con carga última aplicada excéntricamente, b) diagrama de interacción que muestra las combinaciones de carga y momento que provocan la falla.

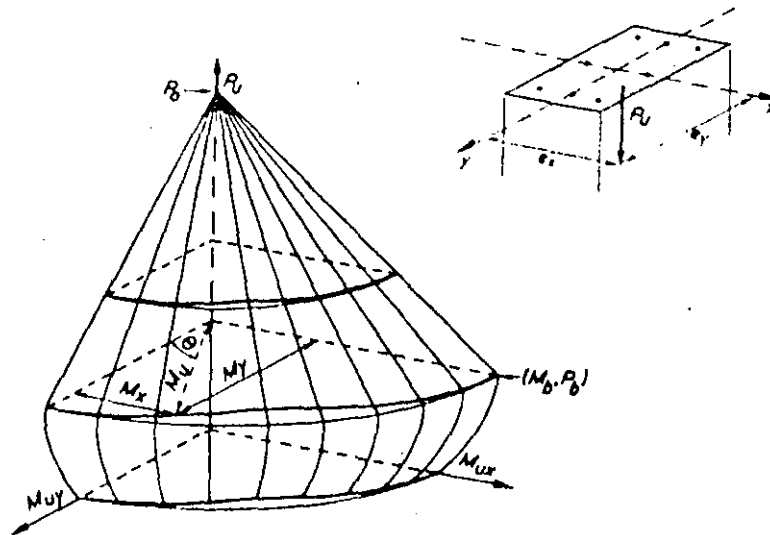


Fig. 5.11 Diagrama de interacción para una columna de concreto reforzado con flexión biaxial en la falla.

la superficie de interacción, ilustra que para carga constante, la forma de la curva que relaciona la resistencia con los momentos en las dos direcciones, no es elíptica. El número de variables involucradas significa que la preparación de gráficas para diseño para el caso general de columnas con flexión biaxial, resulta difícil. Sin embargo, existen métodos de diseño disponibles que utilizan aproximaciones simplificadoras.

La esbeltez de una columna puede ser causa de que la carga última se reduzca por la excentricidad adicional provocada por la deflexión lateral de la columna. Este, llamado efecto $P - \Delta$, puede ser importante, especialmente para columnas en marcos no contraventeados para desplazamiento lateral. El Reglamento ACI^{5.1} prescribe un método para amplificar el momento de diseño, que toma en cuenta el efecto de la esbeltez, pero ese método no es propiamente aplicable en el caso de marcos sometidos a cargas sísmicas. La esbeltez, a menudo, no es un aspecto importante en el diseño sísmico de marcos de concreto reforzado, ya que las columnas tienen por lo general una sección transversal relativamente grande.

Ductilidad de la curvatura. La carga axial en la sección de una columna influye en la profundidad del eje neutro y, por consiguiente, en la

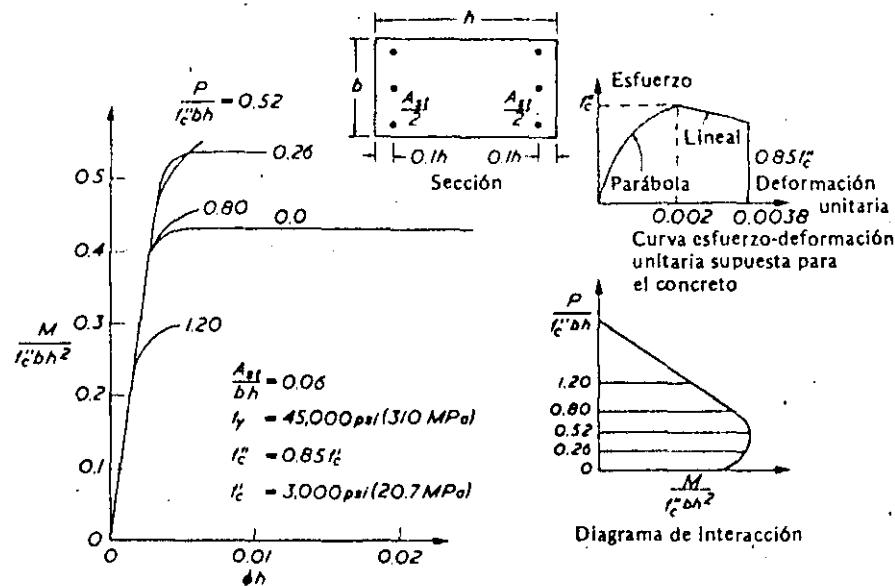


Fig. 5.12 Relaciones teóricas momento-curvatura para secciones de columna con varios niveles de carga axial.^{5,8}

curvatura. En la figura 5.12 se presentan curvas teóricas momento-curvatura para la sección de una columna, que fueron derivadas por Pfrang y colaboradores.⁵⁻⁸ Cada curva es para una carga axial que se mantiene constante a un nivel determinado, mientras que la columna se flexiona hasta alcanzar la falla. Se supuso que se alcanzó la curvatura última cuando la deformación unitaria máxima de compresión en el concreto era de 0.0038. Las curvas ilustran que para valores de la carga axial mayores que los de la falla balanceada, la ductilidad es insignificante: la debida únicamente a la deformación inelástica del concreto. Para niveles menores que los de la carga que produce la falla balanceada, el acero de tensión fluye y la ductilidad aumenta al reducirse el nivel de carga. Como ocurre con las vigas, la ductilidad de las secciones de columnas puede incrementarse considerablemente mediante la presencia de acero transversal confinante.

5.4.3 Rotaciones y deflexiones de los miembros

La figura 5.13 ilustra un miembro de concreto reforzado que ha alcanzado su curvatura y momento últimos en la sección crítica. La región de curvatura inelástica se esparce en una cierta longitud del miembro. Esta región es, al menos, aquella en la cual el momento

flexionante excede al momento de fluencia de la sección. Los picos locales de curvatura se presentan en las grietas, debido al incremento de la rigidez del miembro entre éstas, a causa de la tensión que es soportada por el concreto entre las mismas. La distribución real de la curvatura se puede idealizar en regiones elástica e inelástica como se observa en la figura 5.13 (c). La zona sombreada proporciona la rotación inelástica que puede ocurrir en la "articulación plástica" en la vecindad de la sección crítica. El área sombreada puede reemplazarse por una igual equivalente de altura $\varphi_U - \varphi_y$ y longitud l_p . La longitud l_p es la longitud equivalente de la articulación plástica. Cuando en las zonas de articulaciones plásticas se presentan grietas de tensión diagonal, la curvatura inelástica se esparce aún más a lo largo del miembro, que lo que el momento flexionante indica,^{5,2} y, por lo tanto, los valores propuestos para l_p se han basado en la evidencia experimental. Por ejemplo, Mattock^{5,6} ha propuesto que:

$$l_p = 0.5d + 0.05z \quad (5.20)$$

donde d es la distancia entre el acero de tensión y la fibra extrema de compresión, y z es la distancia entre la sección crítica y el punto de inflexión o de momento nulo.

La rotación entre dos puntos A y B puede determinarse mediante el área del diagrama de curvatura entre A y B. La deflexión transversal del punto A, medida a partir de la tangente al eje del miembro en el punto

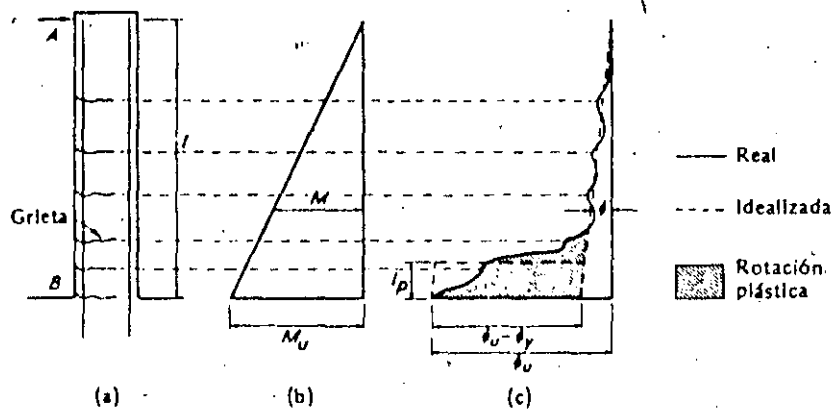


Fig. 5.13 Miembro que ha alcanzado la curvatura última. a) Miembro, b) diagrama de momento flexionante, c) diagrama de curvatura.

B, está dada por el primer momento del área del diagrama de curvatura entre A y B, respecto a A. Por ejemplo, para la columna en voladizo o el alto muro de cortante que se muestra en la figura 5.13, la deflexión transversal en A, para la carga última está dada por:

$$\Delta_u = \left(\frac{\varphi_y l}{2} \frac{2l}{3} \right) + (\varphi_u - \varphi_y) l_p (1 - 0.5l_p) \quad (5.21)$$

Asimismo, la deflexión transversal de A para la primera carga de fluencia, está dada por:

$$\Delta_y = \frac{\varphi_y l}{2} \frac{2l}{3} \quad (5.22)$$

por tanto:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \left(\frac{\varphi_u - \varphi_y}{\varphi_y} \right) \frac{3l_p (1 - 0.5l_p)}{l^2}$$

y por consiguiente:

$$\frac{\varphi_u}{\varphi_y} = 1 + \frac{l^2 (\mu - 1)}{3l_p (1 - 0.5l_p)} \quad (5.23)$$

La ecuación 5.23 puede usarse para demostrar la diferencia entre el factor de ductilidad de la curvatura φ_u/φ_y requerido para alcanzar un cierto valor de ductilidad de desplazamiento $\mu = \Delta_u/\Delta_y$. Por ejemplo, si $\mu = 4$, los valores requeridos de φ_u/φ_y son:

l_p/l	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4
φ_u/φ_y	21.5	11.5	8.2	6.6	5.6	4.9	4.5	4.1

Por tanto, si la longitud equivalente de la articulación plástica es una pequeña proporción de la longitud del miembro, la demanda de factor de ductilidad de curvatura será mucho mayor que el factor de ductilidad del desplazamiento impuesto, ya que la fluencia se concentra en una pequeña región del miembro.

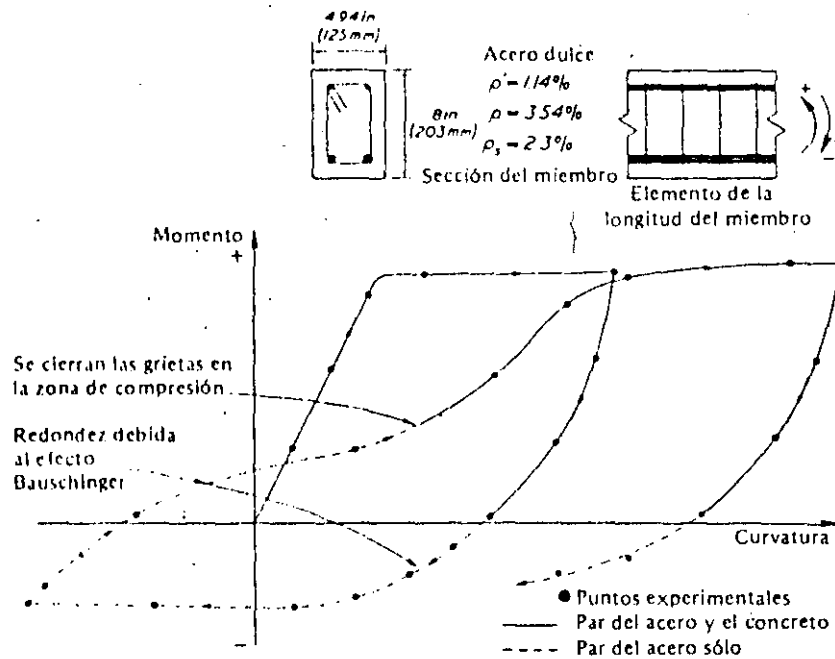


Fig. 5.14 Relación momento-curvatura de la sección de una viga doblemente reforzada con inversión de signo en la flexión.

5.4.4 Cargas cíclicas de los miembros a flexión

Los cambios de signo del momento en el rango inelástico, provocan un cambio importante en la relación momento-curvatura de una sección. La figura 5.14 ilustra el comportamiento de la sección de una viga doblemente reforzada con cantidades de acero diferentes en las partes superior e inferior. Cuando la viga se carga muy dentro del rango inelástico en una dirección (digamos con momento flexionante positivo), las grietas grandes no se cerrarán por completo en la descarga, sino que permanecerán abiertas, debido a la deformación plástica residual en el acero. Si ahora la sección de la viga se carga en la dirección opuesta (momento flexionante negativo), la presencia de grietas abiertas en la zona de compresión significa que la totalidad de la fuerza de compresión es soportada por el acero de compresión y, por tanto, las grietas se prolongarán hacia abajo en todo el peralte de la viga. La rigidez a la flexión se debe sólo al acero, y se reducirá aún más cuando tanto el acero de compresión como el de tensión alcancen el nivel de esfuerzos en que comienza el efecto Bauschinger, y se comporten inelásticamente [véase la figura 5.3 (b)].

Las grietas abiertas en la zona de compresión no se cerrarán, ya que el área del acero de la parte inferior es mayor que la de la superior. Al descargar, las grietas permanecerán abiertas en toda la extensión del peralte del miembro. Al recargar en la dirección del momento flexionante positivo, la rigidez a la flexión inicialmente se debe sólo al acero, y se reduce al comenzar el efecto Bauschinger. Sin embargo, para esta dirección del momento, las grietas en la zona de compresión finalmente se cerrarán, puesto que el área del acero en la parte superior es menor que la de la parte inferior, derivando en un incremento de la rigidez.

La reducción en la rigidez debida a la aparición de grietas abiertas en la zona de compresión y el efecto Bauschinger del acero, no evitarán que un miembro bien detallado alcance su resistencia a la flexión, pero aumentará la deformación para la que se obtenga la resistencia a la flexión. El comportamiento que se muestra en la figura 5.14, además de haber sido observado experimentalmente, puede obtenerse teóricamente.^{5.2}

La apertura y clausura de las grietas podrá conducir finalmente a un deterioro de la resistencia a la compresión del concreto, puesto que las entrecaras de las grietas podrán no alcanzar un contacto uniforme debido al pequeño movimiento lateral o descascaramiento de la grieta. También, es más probable el pandeo del acero de compresión debido a la reducción del módulo tangente provocado por el efecto Bauschinger a bajos niveles de esfuerzo.

Anteriormente se mencionó que para ritmos elevados de la deformación unitaria, tales como los que pueden asociarse con las cargas sísmicas, se producen aumentos importantes en la resistencia del acero y del concreto, como los que han sido medidos en pruebas con carga monotónica. Las pruebas conducidas en Berkeley^{5.9} en vigas de concreto reforzado bajo altos ritmos de la deformación unitaria, han indicado incremento del momento en primera fluencia de aproximadamente el 20 %, pero a grandes deformaciones ocurrió una disminución en el efecto del ritmo de la deformación unitaria, y después del primer ciclo de carga en el cual fluyó la viga, las curvas de histéresis se ven poco afectadas por el ritmo de la deformación unitaria. Por tanto, hay una buena justificación para ignorar los efectos de los altos ritmos de deformación unitaria en las resistencias de los materiales en el diseño sísmico.

5.4.5 Resistencia de los miembros a cortante

La combinación de flexión e importantes fuerzas cortantes en miembros de concreto reforzado provocan grietas inclinadas, a las que se

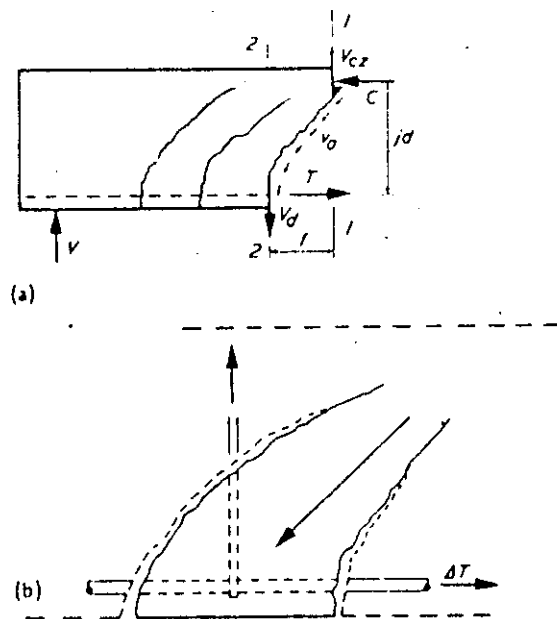


Fig. 5.15 Mecanismo resistente al cortante en la viga. a) Las fuerzas internas resisten el cortante, sin que exista refuerzo en el alma, b) voladizo en el concreto que actúa como puntal, con la existencia de refuerzo en el alma.

denomina grietas de tensión diagonal. La figura 5.15 (a) muestra una porción de una viga simplemente apoyada sin refuerzo para cortante a un lado de una grieta de tensión diagonal. La fuerza cortante V es resistida por una fuerza cortante V_{CZ} que se desarrolla en la zona de compresión; una fuerza de cuña V_{DZ} que se trasmite a través de la grieta por medio del refuerzo para flexión, y las componentes verticales del esfuerzo cortante inclinado ν_0 , que se transmiten a través de la grieta inclinada mediante la adherencia de las partículas del agregado. Si se supone que la fuerza de adherencia del agregado pasa por la intersección de C y V_{CZ} , el momento flexionante externo en la sección 1 de la figura 5.15 (a) está dado por:

$$M = T_j d + V_d f \quad (5.24)$$

Si en el diseño se desprecia V_d , entonces $M = T_j d$ y resulta evidente que la fuerza de tensión en la sección 2 es la debida al momento flexionante en la sección 1. Este cambio de lugar de la fuerza de tensión

provoca una extensión de la fluencia de flexión a lo largo del miembro e influye en la longitud de la articulación plástica, como ya se comentó en la sección 5.4.3 este fenómeno también debe tomarse en consideración cuando se cortan las varillas para flexión.

En vigas de concreto reforzado de proporciones normales sin refuerzo para cortante, la falla por cortante puede ocurrir por fractura de los voladizos de concreto entre las grietas de tensión diagonal debidos a las fuerzas de adherencia que se originan por la acción de viga. El Reglamento ACI^{5.1} recomienda que la fuerza cortante que soporta el concreto sea igual a:

$$V_c = v_c b_w d \quad (5.25)$$

donde b_w es el ancho del alma, d es el peralte efectivo, y para una viga

$$v_c = 0.53 2 \sqrt{f'_c} \quad (5.26)$$

donde v_c y f'_c están en psi ($0.17 \sqrt{f'_c}$, con v_c y f'_c en MPa).

La compresión axial incrementa el cortante que soporta el concreto, debido al menor agrietamiento y a una mayor profundidad del eje neutro; por el contrario, la tensión axial tiene un efecto opuesto. El Reglamento ACI^{5.1} recomienda, para miembros que soportan una fuerza de compresión axial N_u sobre la sección total A_g , que

$$v_c = 2 \left(1 + 0.0005 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} \quad (5.27)$$

donde v_c y f'_c están en psi, o

$$v_c = 0.17 \left(1 + 0.073 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c}$$

donde v_c y f'_c están en MPa. Para miembros que soportan una tensión axial N_u :

$$v_c = 2 \left(1 - 0.002 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} \quad (5.28)$$

donde ν_c y f'_c están en psi, o

$$\nu_c = 0.17 \left(1 + 0.29 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c}$$

con ν_c y f'_c en MPa. N_u se toma con signo negativo para tensión y positivo para compresión.

El refuerzo por cortante, comúnmente en forma de estribos, puede soportar la fuerza cortante mediante acción de armadura, en la cual los voladizos de concreto forman puntales diagonales a compresión [véase la figura 5.15 (b)]. El número de estribos perpendiculares al eje del miembro que cruzan una grieta supuesta a 45° , es igual a d/s , donde s es la separación de los estribos y, por consiguiente, la fuerza cortante que soporta el estribo perpendicular es:

$$V_s = f_y A_v d / s \quad (5.29)$$

donde f_y es la resistencia a la fluencia del acero y A_v es el área de los estribos alojados en la separación s . Si el refuerzo por cortante se encuentra inclinado un ángulo α respecto al eje longitudinal del miembro, la fuerza cortante que soporta está dada por la ecuación 5.29 dividida por $(\sin \alpha + \cos \alpha)$.

La resistencia al cortante del miembro con refuerzo por cortante se determina sumando la contribución del concreto y del acero, como:

$$V_u = \nu_c b_w d + V_s \quad (5.30)$$

El Reglamento ACI limita también la fuerza cortante que soporta la acción de armadura, a $8 \sqrt{f'_c} b_w d$ en el sistema inglés ($0.67 \sqrt{f'_c} b_w d$ en N y mm, en el sistema internacional).

Las cargas cíclicas en el rango de fluencia del refuerzo longitudinal, tales como las debidas a movimientos sísmicos severos, causan el deterioro del cortante que se soporta mediante la adherencia del agregado, la acción de cuña y a través de la zona de compresión. Ello obedece a que cuando existen grietas en todo el peralte (sección 5.4.4), el cortante es resistido principalmente mediante la acción de cuña, la cual tiende a producir hendeduras a lo largo de las varillas longitudinales, y la apertura y clausura alternadas de las grietas de tensión diagonal pueden ocasionar el deterioro del concreto en esas grietas. Las pruebas han demostrado que cuando el esfuerzo cortante nominal $V/b_w d$ excede de $3 \sqrt{f'_c}$ psi, donde f'_c está dado en psi ($0.25 \sqrt{f'_c}$, donde f'_c está en

MPa) puede ocurrir una reducción de rigidez debida al cortante, y la falla por cortante puede presentarse después de ciclos de carga como un deslizamiento a lo largo de la grieta vertical en la sección crítica en la zona de la articulación plástica. El uso de refuerzo inclinado por cortante es un medio efectivo de evitar dicha falla por cortante. Un procedimiento de diseño por cortante en las zonas de articulaciones plásticas posibles, se presenta en la sección 5.5.2.

Cuando una columna de sección rectangular se sujeta a flexión biaxial, como se comentó en la sección 5.4.2, la fuerza cortante correspondiente tendrá que ser resistida respecto a algún ángulo con los ejes principales de la sección. Las fuerzas que se presentan en las ramas del estribo formarán, por tanto, algún ángulo con la dirección de la fuerza cortante aplicada. Para la sección de una columna cuadrada con refuerzo simétrico, se puede demostrar que la resistencia al cortante de los estribos dispuestos simétrica y perpendicularmente al eje del miembro, es la misma para todas las direcciones de la fuerza cortante aplicada. Esto se debe a que aun cuando las componentes de la fuerza en las ramas del estribo, en la dirección de la fuerza cortante, es menor cuando la fuerza cortante tiene lugar con un ángulo cualquiera respecto a los ejes principales de la sección, la grieta de tensión diagonal tiene una mayor longitud proyectada y, por lo tanto, intercepta un mayor número de estribos. Algunas pruebas recientes han confirmado esta predicción. En secciones circulares se puede determinar la fuerza cortante que es resistida por el refuerzo en espiral, sumando las componentes de la fuerza en las varillas en espiral que son interceptadas por una grieta de tensión diagonal a 45° , en la dirección de la fuerza cortante.

En marcos espaciales rectilíneos, las rotaciones de las juntas viga-columna inevitablemente introducirán torsión en algunas vigas. Al valuar la resistencia, normalmente no se confía en la resistencia a la torsión individual de cada miembro, principalmente porque la rigidez torsionante se reduce en forma importante después de presentarse el agrietamiento por tensión diagonal.^{5.2} Siempre que existan estribos en las zonas críticas, la torsión secundaria no tendrá un efecto perjudicial, ya que las vigas reforzadas con estribos son razonablemente dúctiles en torsión.

5.4.6 Adherencia y anclaje

La falla por adherencia en las varillas corrugadas ocurre, por lo general, mediante hendeduras que se forman en el concreto. Para varillas corrugadas del núm. 11 (36 mm de diámetro) o más pequeñas, con $f_y \leq 60$

ksi (414 MPa), el Reglamento ACI^{5.1} recomienda una longitud mínima de desarrollo.

$$l_d = m_f 0.04 A_b f_y / \sqrt{f'_c} \quad (5.31)$$

pero no menor que $m_f 0.0004 d_b f_y$ o 12 pulgadas donde todas las unidades están en libras y pulgadas, o

$$l_d = m_f 0.019 A_b f_y / \sqrt{f'_c}$$

pero no menor que $m_f 0.058 d_b f_y$ ó 305 mm, donde todas las unidades están en N y mm, y donde A_b es el área de la varilla y d_b es el diámetro de la misma. El factor m_f toma en cuenta el comportamiento adverso de las varillas alojadas en la cara superior ($m_f = 1.0$ para varillas con menos de 12 pulgadas de concreto vaciado por debajo de la varilla, de otra forma, $m_f = 1.4$), concreto ligero, el recubrimiento y la separación lateral entre las varillas, refuerzo en demasía y el efecto de las espirales que rodeen a las varillas. Para varillas en compresión, la contribución del aplastamiento en los extremos permite un menor valor de l_d que el especificado anteriormente. Idealmente, en el diseño sísmico, los empalmes deberán estar escalonados y localizados lejos de las secciones de tensión máxima. El Reglamento ACI^{5.1} recomienda que cuando la tensión en la varilla es menor que $0.5 f_y$, la longitud del traslape deberá ser $1.3 l_d$ si más de las tres cuartas partes de la totalidad de las varillas se empalman con traslapes dentro de una longitud de un traslape. De otra forma, la longitud del traslape será de $1.0 l_d$. Las longitudes de los traslapes para varillas en compresión, son menores. Nunca se deberán efectuar empalmes traslapados en las zonas de articulaciones plásticas potenciales en vigas. En las columnas de edificios, deberán tener lugar a media altura de los entrepisos.

5.5 MARCOS DE CONCRETO REFORZADO EN EDIFICIOS

5.5.1 Conceptos fundamentales

Los análisis dinámicos no lineales de estructuras diseñadas con las cargas estáticas prescritas por los reglamentos y sometidas a temblores severos, han proporcionado indicaciones del orden de las deformaciones inelásticas requeridas. Sin embargo, es difícil llegar a conclusiones generales debido a numerosas variables involucradas (véanse los capítulos anteriores). Los Reglamentos de California^{5.10} y Nueva Zelanda^{5.11} han señalado que un factor de ductilidad de desplazamientos Δ_u/Δ_y del orden de 3 a 5 es necesario para estructuras dúctiles sismo-resistentes. El diseñador debe reconocer que el factor de ductilidad de curvatura ϕ_u/ϕ_y en las secciones de articulaciones plásticas, será mucho

mayor que el valor Δ_u/Δ_y , ya que una vez que empieza la fluencia, ocurren desplazamientos adicionales, principalmente debido a la rotación de las articulaciones plásticas, como se ilustra en la figura 5.23 para una columna en voladizo. Los análisis dinámicos han indicado que la demanda de ductilidad se concentra en la parte débil de los marcos. Lo anterior se puede ilustrar también al examinar los mecanismos estáticos de colapso.^{5.2} La figura 5.16 muestra un marco bajo carga (del tipo de los del reglamento) sísmica y posibles mecanismos básicos que podrán formarse debido a la fluencia por flexión. Si la fluencia tiene lugar en las columnas antes que en las vigas, se puede formar un mecanismo de desplazamiento lateral de columnas y, en el peor de los casos, se formarán las articulaciones plásticas sólo en las columnas de un entrepiso, puesto que las columnas de los otros pueden ser más resistentes. Dicho mecanismo tendrá demandas de ductilidad de curvatura muy grandes en las articulaciones plásticas del entrepiso crítico y en edificios altos, no es probable que haya suficiente ductilidad de curvatura disponible para que este mecanismo sobreviva un temblor severo. Por otra parte, si la fluencia empieza primero en las trabes, puede desarrollarse un mecanismo de desplazamiento lateral de vigas, que impondrá demandas mucho más moderadas de ductilidad de curvatura en las articulaciones plásticas de las vigas y en las bases de las columnas. Además, la ductilidad de curvatura puede proporcionarse con mayor facilidad en las vigas, y las columnas son más difíciles de reparar. Los mecanismos de la figura 5.16 son en cierta forma idealizados, sin embargo, indican lo deseable de un enfoque de columna fuerte-viga débil, en el diseño sísmico.

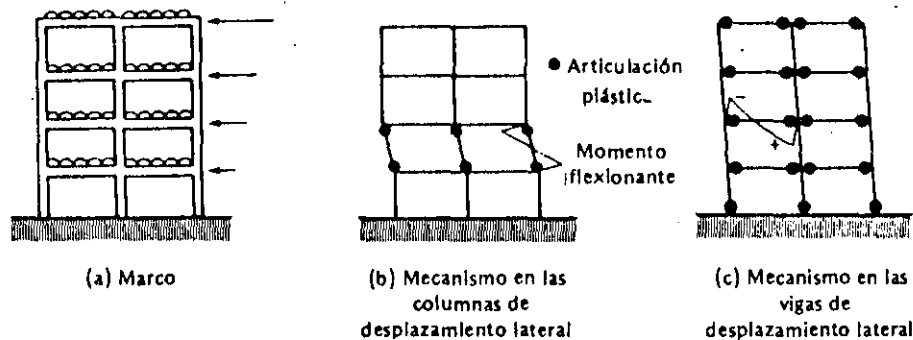


Fig. 5.16 Marco y mecanismos de desplazamiento lateral.

Por consiguiente, el procedimiento de diseño por capacidad en marcos resistentes a temblores consiste en detallar las vigas y las bases de las columnas, de tal manera que durante un sismo severo pueda desarrollarse un mecanismo dúctil disipador de energía en esos puntos, mediante la formación de articulaciones plásticas, mientras se proporciona una reserva de resistencia suficiente, mientras sea pequeña la probabilidad de que fluyan las columnas u ocurra una falla de cortante o adherencia. Los reglamentos de diseño no son específicos respecto al nivel del factor de ductilidad de curvatura de que se debe disponer en las secciones críticas, pero recomiendan los procedimientos de detallado que tienden a lograr una ductilidad adecuada. Las disposiciones para el diseño sísmico que se presentan en las siguientes secciones están basadas en el Apéndice A del Reglamento ACI.^{5.1}

5.5.2 Disposiciones especiales para miembros a flexión

Las secciones deberán diseñarse por flexión utilizando un factor de reducción de la resistencia ϕ de 0.9 (véase la ecuación 5.4). Para obtener secciones dúctiles, se recomienda un límite superior para el porcentaje ρ del acero de tensión de $0.5 \rho_b$, donde ρ_b está dado por la ecuación 5.10. Asimismo, en las conexiones con las columnas, el reglamento requiere que la capacidad para momento positivo de la viga sea al menos el 50 % del momento negativo. Tanto el acero superior como el inferior deberán constar de cuando menos dos varillas y ρ deberá ser al menos $200/f_y$, con f_y en psi ($1.37/f_y$, con f_y en MPa) en toda la longitud del miembro. Por consiguiente, en una viga en el paño de la columna ρ' deberá ser 0.5ρ o mayor y $\rho \leq 0.5 \rho_b$, y esto asegurará que $\phi_u/\phi_y > 6$ para $\epsilon_c = 0.004$ (véase la figura 5.8). Por lo tanto, si la demanda de ductilidad de curvatura es de dos o tres veces este valor, como es posible que ocurra en un temblor severo, el concreto necesitará un confinamiento efectivo. Por ejemplo, en referencia con la ecuación 5.15 de Mattock, ésta muestra que si $z = 4d$, y si estribos cerrados del núm. 3 (diámetro de 9.5 mm) separados a cada 10 cm centro a centro confinan un núcleo de 10 por 20" lo que proporciona un $\rho_s = 0.00825$, excluyendo el acero de compresión, entonces $\epsilon_c = 0.0097$, lo que da por resultado el nivel requerido de ductilidad, pero con trituración del recubrimiento de concreto y posiblemente alguna reducción en la capacidad de momento, como consecuencia. En las zonas de articulaciones plásticas de los miembros, la separación de los estribos cerrados no debe ser mayor de 10 cm o $0.25d$, donde d es el peralte efectivo del miembro. También, como se analizó en la sección 5.4.4, la inversión del signo en las cargas que provocan la fluencia de las varillas del refuerzo, hace que descienda el módulo tangente de ese acero para niveles bajos de esfuerzos, y esto junto con la presencia de grietas en la zona de compresión, puede conducir al pandeo de las

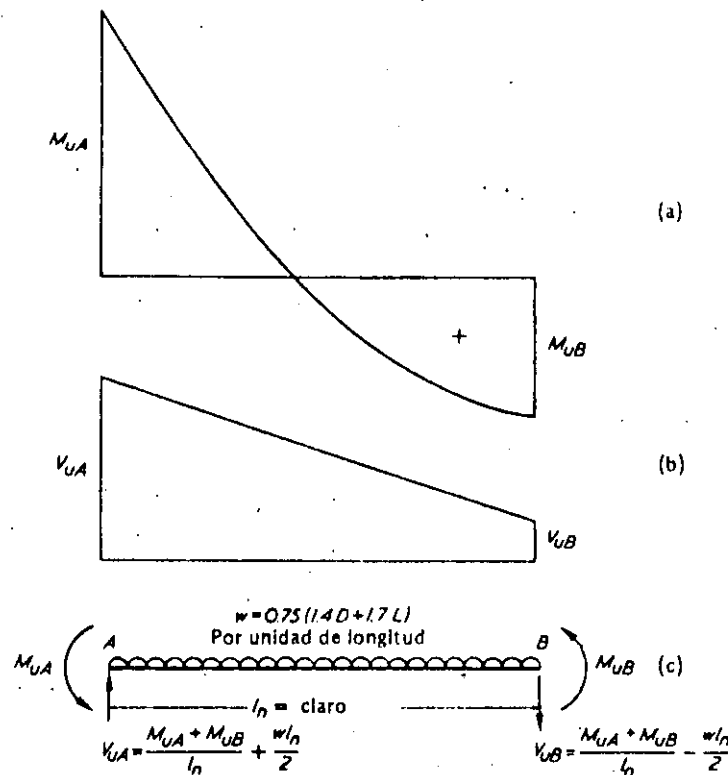


Fig. 5.17 Cálculo de la fuerza cortante con cargas sísmicas. a) Diagrama de momento flexionante, b) diagrama de fuerzas cortantes, c) acciones sobre los miembros.

varillas. Se recomienda, por lo tanto, que en las zonas de articulaciones plásticas, la separación de los estribos cerrados no sea mayor que seis diámetros de las varillas de acero de compresión, una separación menor que la que requiere el Reglamento ACI. Asimismo, los estribos deben colocarse de tal manera que cada varilla longitudinal o paquete de varillas esté restringido contra el pandeo, mediante un doblez de 90° del estribo, excepto cuando las varillas se encuentren a no más de 20 cm centro a centro, y estén restringidas por el mismo estribo en la forma antes descrita; las varillas localizadas entre ellas están exentas de este requisito. La fuerza de fluencia de la rama del estribo deberá ser al menos un dieciseisavo de la fuerza de fluencia de la varilla o varillas que van a restringir, incluyendo la contribución de las varillas que se han indicado anteriormente exentas. Dichos estribos en los extremos de la viga deberán siempre proporcionarse en una distancia de dos veces el

peralte efectivo de la viga, a partir del paño de la columna, y en cualquier otro sitio de las vigas en que las deformaciones inelásticas del marco sean causa de que se alcance la resistencia a la flexión.

La capacidad de resistir cortante de la que se depende, utilizando un factor de reducción de la resistencia ϕ de 0.85, debe ser cuando menos igual a la fuerza cortante de diseño calculada con las cargas gravitacionales de diseño y los momentos de sobrerresistencia de las articulaciones plásticas (véase la ecuación 5.5), ya que sólo entonces la probabilidad de una falla por cortante será lo suficientemente baja. En la figura 5.17 se ilustra la determinación de la fuerza cortante de diseño, para el caso en que en los extremos de la viga se formen articulaciones plásticas. El acero de la viga para momento negativo deberá incluir el de la losa en un ancho efectivo de ésta, de digamos cuatro espesores de la misma, a cada lado de una columna interior. La resistencia del acero podrá tomarse igual a $1.25 f_y$, para aceros con una resistencia especificada a la fluencia de 40 ksi (276 MPa) y $1.4 f_y$, para aceros de una resistencia especificada a la fluencia de 60 ksi (414 MPa). Estos valores reflejan el esfuerzo real del acero (incluyendo el endurecimiento por deformación, que es especialmente importante en aceros de alta resistencia) cuando se alcanza la ductilidad de curvatura requerida. En las zonas de articulaciones plásticas, las inversiones de signo en el momento provocan una reducción en el cortante que puede soportar el concreto mediante la adherencia del agregado, la acción de cuña y a lo largo de la zona de compresión, como ya se comentó en la sección 5.4.5. Por ello, en las zonas de articulaciones plásticas la contribución de estos mecanismos, donde el concreto resiste cortante, deberá despreciarse ($\nu_c = 0$), y la totalidad de la fuerza cortante debe ser resistida por el refuerzo por cortante con una separación no mayor que $0.25d$, esto ($\nu_c = 0$)* es más estricto que lo que requiere el Reglamento ACI. Fuera de las articulaciones plásticas, ν_c se puede tomar como el valor recomendado por la ecuación 5.26, siempre que el esfuerzo cortante nominal de signo invertido exceda $3 \sqrt{f'_c}$ psi, donde f'_c está en psi ($0.25 \sqrt{f'_c}$ MPa, donde f'_c está en MPa). Podrán colocarse varillas en diagonal a manera de refuerzo por cortante en las articulaciones plásticas, con objeto de evitar una falla deslizante por cortante a lo largo de una grieta vertical abierta.

5.5.3 Disposiciones especiales para las columnas

El porcentaje de refuerzo vertical debe estar entre 0.01 y 0.06. Las disposiciones del Reglamento ACI tienen como objeto que las articula-

* N. del T. En dirección opuesta a la carga gravitacional.

ciones plásticas se formen en las vigas en vez de en las columnas, al requerir que la suma de los momentos resistentes de éstas exceda la suma de los momentos resistentes de las vigas, a lo largo de cada uno de los planos principales en la conexión, a menos que se hagan disposiciones especiales. Sin embargo, este requerimiento no evitará que las articulaciones plásticas se formen en las columnas por dos razones.⁵⁻² Los análisis dinámicos no lineales han demostrado que en los marcos, debido a los efectos de los modos superiores, los puntos de inflexión pueden ocurrir bien distantes de la media altura de las columnas. Por lo tanto, es posible que en ocasiones, durante un sismo, se presenten distribuciones de los momentos en las columnas, como se muestran en la figura 5.18. El máximo momento en las columnas está dado por:

$$M_{c1} = M_{b1} + M_{b2} - M_{c2} \quad (5.32)$$

En consecuencia, el momento introducido por las vigas $M_{b1} + M_{b2}$ tendrá que ser resistido por una sola sección de columna si M_{c2} es pequeño. Asimismo, al diseñar, es costumbre considerar que la carga sísmica actúa en la dirección de los ejes principales de una estructura y en una dirección a la vez. Sin embargo, una dirección general de la carga sísmica puede provocar que ocurra la fluencia en las vigas en ambas direcciones simultáneamente (véase la referencia 5.2 y los capítulos del 1 al 3). Esto tiene como resultado un incremento del

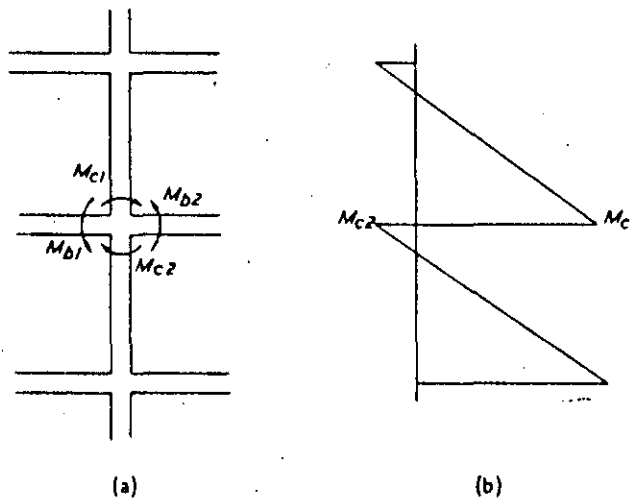


Fig. 5.18 Momentos en la columna en la junta viga-columna. a) Porción del marco, b) diagrama de momentos flexionantes en la columna.

mento introducido por las vigas, el cual tiene que ser resistido por una resistencia reducida de la sección de la columna. Por ejemplo, para una estructura simétrica con igual resistencia en las dos direcciones principales, el momento introducido resultante en la viga, aplicado en forma diagonal a la sección de la columna, es $\sqrt{2}$ veces el momento monoaxial introducido por la viga, y la resistencia diagonal a la flexión de la sección de la columna puede ser como un 10 % menor que la resistencia a flexión monoaxial. Para evitar que los efectos de los modos superiores y que la carga sísmica general induzca a que las articulaciones plásticas se formen en las columnas, se requiere aumentar las resistencias de éstas, hasta tres veces lo que indica el Reglamento ACI. La dificultad en evitar que las articulaciones plásticas se formen en las columnas es tal, que debe considerarse inevitable el que ocurra alguna fluencia en ellas. Nótese que la fluencia debido al desplazamiento de los puntos de inflexión, ocurrirá sólo en un extremo de la columna a la vez y, por tanto, no conducirá a un mecanismo de desplazamiento lateral de las columnas en ese piso. En los capítulos del 1 al 3, se dan los métodos para determinar las acciones en las columnas.

La posibilidad de que las articulaciones plásticas se formen en los extremos de las columnas debido a los efectos antes mencionados, hace importante el asegurar que las columnas sean capaces de comportarse de manera dúctil. El Reglamento ACI recomienda que si la carga axial máxima de diseño P_e es menor que $0.4 P_b$, donde P_b es la capacidad por carga balanceada de la que se depende en la columna, éstas se pueden detallar como miembros a flexión. Esto se debe a que a niveles bajos de carga axial existe disponible una ductilidad razonable en las secciones de las columnas, como se muestra en la figura 5.12. Cuando aumenta el nivel de la carga axial, la ductilidad de curvatura disminuye en forma importante y el Reglamento ACI señala que se requiere acero transversal especial para confinamiento, en las zonas de los extremos de las columnas cuando $P_e > 0.4 P_b$. Cada zona extrema es al menos igual al peralte total de la columna, o 45 cm, o 1/6 de la altura libre de la columna. Cuando se utilice una espiral, es recomendable que la relación volumétrica ρ_s no sea menor que la requerida por la ecuación 5.17, pero tampoco menor que $0.12 f'_c/f_y$.

Cuando se usen estribos rectangulares, el área de la varilla puede calcularse con:

$$A_{sh} = l_n \rho_s s_h / 2 \quad (5.33)$$

donde l_n es la máxima longitud no soportada del lado del estribo, medida entre las ramas perpendiculares del mismo o los amarres suplementarios, ρ_s es de igual manera que para las espirales, donde el área

del núcleo rectangular medida hasta el exterior de los estribos se sustituye por A_c , y s_h es la separación centro a centro de los estribos, sin que exceda de 10 cm. Los amarres transversales suplementarios, si se usan para reducir l_n deben ser del mismo diámetro de la varilla del estribo y deben envolver a éste y a una varilla longitudinal. La ecuación 5.33 para estribos rectangulares fue ideada para proporcionar en un núcleo rectangular el mismo confinamiento que existe en el núcleo de una columna equivalente con espirales, suponiendo que la eficiencia de los estribos rectangulares, como refuerzo para confinamiento, es 50 % del de la espiral. Asimismo la cantidad especificada de acero transversal especial en espiral, está fundamentada en preservar la resistencia a carga axial de la columna después de que el recubrimiento de concreto ha sido expulsado, más que en lograr un factor de ductilidad de curvatura en particular, bajo carga excéntrica. Sin embargo, los análisis teóricos momento-curvatura en columnas con estribos rectangulares, han mostrado que las disposiciones del Reglamento ACI son conservadoras, excepto para columnas de pequeña sección transversal, con grandes cargas y contenidos pequeños de acero longitudinal.^{5.2}

Al igual que ocurre en las vigas, es recomendable que en las posibles zonas de articulaciones plásticas, la separación del acero transversal que rodea a las varillas longitudinales no exceda de seis diámetros de las varillas longitudinales, para poder restringir el pandeo en condiciones de inversiones de signo en la carga. De preferencia, los empalmes deberán ejecutarse en la región a media altura de las columnas y la longitud del traslape no deberá ser menor que $30 d_b$ o 40 centímetros.

La fuerza cortante de diseño puede determinarse a partir del máximo gradiente de momentos probable en la columna cuando se desarrollan articulaciones plásticas en el marco, bajo cargas de diseño sísmicas y gravitacionales. Las disposiciones del Reglamento ACI permiten que el cortante sea soportado por el concreto y el acero por cortante, sin señalar el posible deterioro de los mecanismos resistentes del cortante en el concreto debidos a la apertura y clausura de grietas bajo inversiones de signo en las cargas. Esta es una suposición razonable sólo si las articulaciones plásticas en las columnas ocurren con poca frecuencia y si una compresión sustancial actúa sobre la columna.

5.5.4 Disposiciones especiales para juntas viga-columna

En los núcleos de las juntas, lo mismo que para las regiones en los extremos de las columnas, debe existir refuerzo transversal especial. Además el núcleo de la junta debe poseer suficiente resistencia al

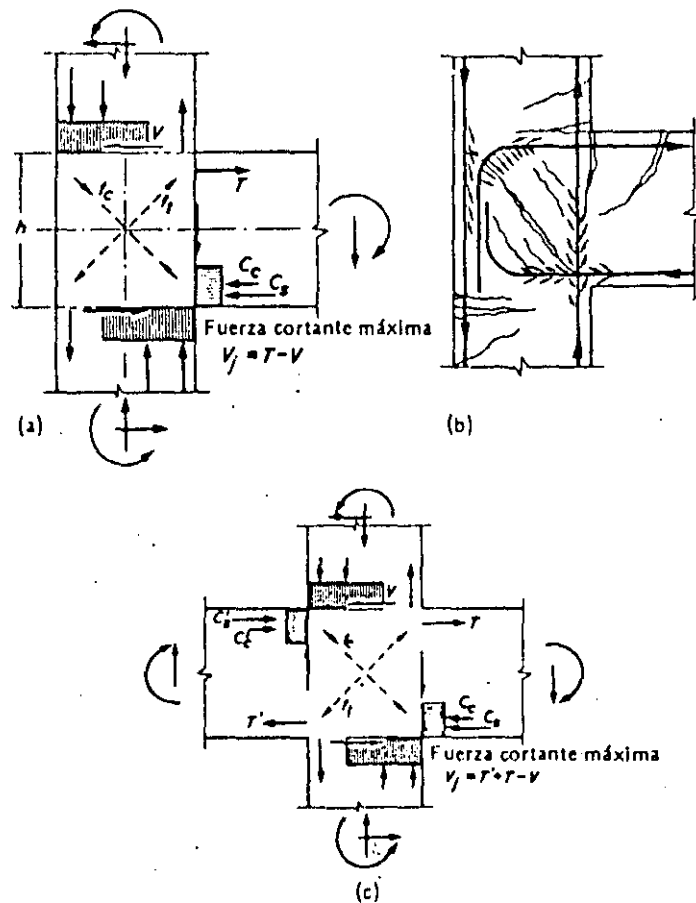


Fig. 5.19 Juntas viga-columna del marco con carga sísmica. a) Acciones y resultantes de los esfuerzos en la junta exterior viga-columna; b) configuración del agrietamiento y fuerzas de adherencia en la junta exterior viga-columna, c) acciones y resultantes de los esfuerzos en una junta interior viga-columna.

cortante a fin de que al menos iguale la fuerza cortante de diseño calculada con el cortante de la columna y las fuerzas cortantes inducidas por las fuerzas de fluencia en el refuerzo de la viga. Por ejemplo, para la junta interior viga-columna que se muestra en la figura 5.19 (c), la fuerza cortante horizontal máxima está dada por las fuerzas horizontales arriba de un plano horizontal típico, como:

$$V_j = C'_s + C'_c + T - V = T' + T - V \quad (5.34)^2$$

En las juntas en que llega una viga solamente por un lado de la columna en la dirección considerada [véase la figura 5.19 (a)], sólo un término de la fuerza en el acero aparecerá en la ecuación 5.34. La fuerza cortante de diseño deberá calcularse en la forma antes señalada, utilizando la máxima resistencia probable del acero. Por ejemplo, para aceros con f_y de 40 ksi (276 MPa), la resistencia del acero podría tomarse igual a $1.25 f_y$ y para aceros con f_y de 60 ksi (414 MPa), la resistencia del acero podría tomarse igual a $1.4 f_y$. La fuerza cortante horizontal de diseño se distribuye entonces entre los mecanismos resistentes al cortante del concreto y del acero, como sigue:

$$V_j = V_c + V_s \quad (5.35)$$

Deberá incluirse un factor de reducción de la resistencia ϕ de 0.85, al calcular V_c y V_s .

Recientes investigaciones experimentales^{5.2} han demostrado que cuando se forman articulaciones plásticas reversibles en las vigas adyacentes a la conexión, puede arruinarse el núcleo de concreto, debido a grietas alternadas de tensión diagonal que se abren y cierran, y a los altos esfuerzos alternantes de adherencia. Una condición especialmente severa surge después del primer ciclo de carga inelástica, cuando en la viga existe una grieta que cruza todo el peralte localizada al paño de la columna y, por tanto, todas las fuerzas en la viga se transfieren al núcleo de la junta a través del acero mediante fuerzas de adherencia. Por consiguiente, se considera que cuando el nivel de la carga axial en la columna es pequeño, V_c deberá desprejarse ya que será menor la transferencia del cortante mediante un ancho puntal de compresión diagonal a través del núcleo de la junta. Por lo tanto, se recomienda que el cortante que soporta el mecanismo del concreto V_c esté dado por las ecuaciones 5.25 y 5.27, excepto que V_c deberá tomarse igual a cero cuando el esfuerzo de compresión mínimo promedio en el área total del concreto de la columna arriba de la junta sea menor que $0.1 f'_c$. Esta limitación es más restrictiva que las disposiciones del Reglamento ACI, como también lo son las recomendaciones que siguen.

Los ensayos han demostrado también^{5.2} que la grieta crítica de tensión diagonal corre entre las esquinas diagonalmente opuestas al núcleo de la junta [esto es: paralelamente al puntal de compresión diagonal, como puede verse en la figura 5.19 (b)], y no a 45° respecto

a los ejes de los miembros. Por lo tanto V_s es el cortante soportado por los estribos horizontales presentes en el núcleo de la junta y que cruzan esta grieta, y que está dado por:

$$V_s = n f_y A_v \quad (S.36)$$

donde A_v es el área de cada juego de anillos y n es el número de dichos juegos, colocados entre el acero superior e inferior de la viga. Debe también percibirse que necesitan transmitirse las fuerzas cortantes verticales a través del núcleo de la junta. Sin embargo, las varillas en la columna normalmente no fluyen durante un sismo, y usualmente ésta soporta alguna carga de compresión y, por tanto, las fuerzas cortantes verticales no son tan críticas. El mejor método es que tales cortantes sean soportados por las varillas existentes en la columna que cruzan la grieta que va de esquina a esquina, y por ello es importante que exista al menos una varilla en cada lado colocada entre las varillas de las esquinas de la columna. Se sugiere que la separación de las varillas de columna en los lados no sea mayor que 15 cm. La capacidad de las varillas intermedias de la columna que cruzan la junta no debe ser menor que la tensión desarrollada en una capa exterior de varillas en la sección de la columna.

Los estribos colocados horizontalmente en el núcleo de la junta no deben ser menos que el acero transversal especial que se coloca en los extremos de la columna* como acero de confinamiento. Se considera que la presencia de vigas en las cuatro caras de la columna no debiera dar lugar a una reducción en este requisito, puesto que la extensa fluencia de las vigas en las dos direcciones durante un temblor, muy probablemente reducirá el efecto de confinamiento de éstas. Una excepción ocurre cuando el diseñador fuerza a que las articulaciones plásticas en las vigas se formen a cierta distancia de los paños de las columnas. En estos casos la cantidad mínima del acero en la junta puede ser la mitad de la cantidad del acero transversal especial. Cuando las articulaciones plásticas se forman a cierta distancia de los paños de las columnas, puede adoptarse un enfoque menos conservador en el diseño del refuerzo por cortante en el núcleo de la junta, ya que éste permanece elástico y no ocurrirán degradaciones de la resistencia al cortante.

* N, del T. Menor diámetro, mayor espaciamiento.

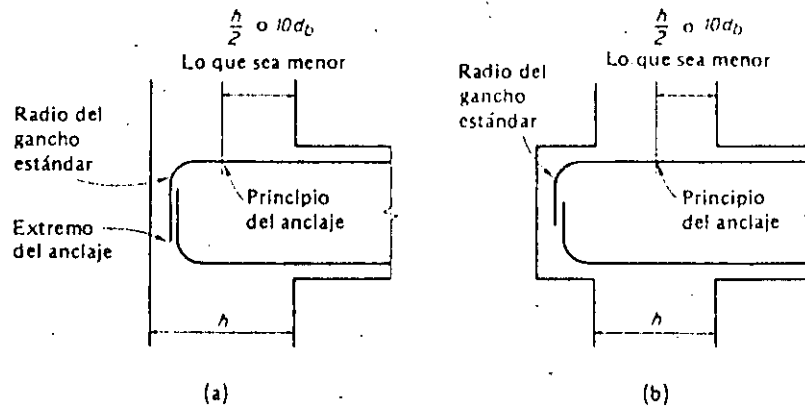


Fig. 5.20 Anclaje de las varillas de la viga en una columna exterior, cuando es factible que se forme la articulación plástica en la viga en el paño de la columna. a) Anclaje en las columnas, b) anclaje en el talón de la viga.

Para evitar la falla del mecanismo de adherencia debida a la penetración de esfuerzos de fluencia* en las columnas durante cargas cíclicas cuando lleguen las vigas a lados opuestos de la columna, el diámetro máximo de las varillas que pasan a través de las vigas, no deberá ser mayor que 0.04 de la dimensión de la columna en la dirección de la varilla, excepto cuando no pueda ocurrir fluencia en los extremos de las vigas, pueden utilizarse diámetros de hasta 0.05 de la dimensión apropiada de la columna. Esta recomendación es el resultado de la observación del comportamiento del acero con f_y igual a 40 ksi (276 MPa): Para aceros de mayor grado, deberán adoptarse varillas con diámetros menores.

Cuando las varillas de la viga se anclan en una columna, se considera que la longitud de anclaje habrá de suponerse que comienza, ya sea en el punto medio del peralte total de la columna, o a 10 diámetros de la varilla a partir de la cara en que el acero penetra en la columna, lo que sea menor. Una excepción es cuando no pueda ocurrir la fluencia en el extremo de la viga, en cuyo caso puede considerarse que el anclaje comienza en el paño de la columna. Aunque exista la longitud de anclaje adecuada, ninguna varilla deberá anclarse dentro del núcleo de una columna, sin que termine al menos con un gancho estándar cerca de la cara lejana del núcleo, como sea prácticamente posible.

* N. del T. En las barras de las vigas.

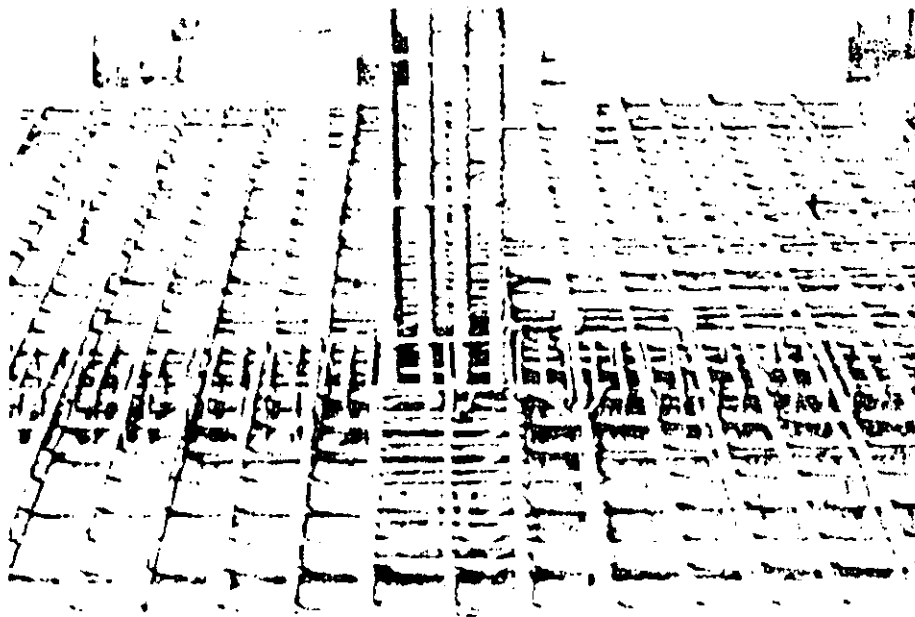


Fig. 5.21 Especimen losa-columna con estribos para refuerzo por cortante.^{5.12}

Puede que sea necesario prolongar la viga con un talón en la cara lejana de la columna, para poder proporcionar una longitud adecuada de anclaje. Tales talones en las vigas han demostrado ser útiles en el confinamiento del núcleo de la junta y, en general, dan como resultado un mejor comportamiento del núcleo de la misma; la figura 5.20 muestra algunos detalles del anclaje en las columnas exteriores.

Para estructuras con marcos en las dos direcciones, una orientación general de la carga sísmica provoca la fluencia en las vigas en ambas direcciones simultáneamente; en estos casos el núcleo de la junta estará sujeto a fuerzas cortantes biaxiales. La fuerza cortante que resulta en el núcleo de la junta accionará aproximadamente a lo largo de la diagonal de la sección, y la contribución del refuerzo horizontal por cortante en la resistencia a éste puede evaluarse sumando las componentes de las fuerzas en las varillas del refuerzo para cortante, que son interceptadas por la grieta de tensión diagonal en la dirección de la fuerza cortante resultante.

5.5.5 Disposiciones especiales para las juntas losa-columna

Los edificios de varios pisos con placas planas o losas planas normalmente no deben usarse como estructuras resistentes a sismos sin la presencia de muros o marcos que los rigidicen contra deflexiones horizontales excesivas, causadas por las fuerzas sísmicas, y que pueden tener por resultado un serio daño no estructural durante un temblor severo. Sin embargo, aun cuando estén presentes dichos elementos rigidizantes, puede ser necesario transferir en las conexiones losa-columna momentos desequilibrados sustanciales, ya que estas conexiones sin refuerzo por cortante pueden fallar por agrietamiento de tensión diagonal y por resquebrajamiento del concreto a lo largo de las varillas, en la parte superior de la losa con poca ductilidad. Para incrementar la resistencia y ductilidad de la conexión, puede usarse un collar de acero estructural. Sin embargo, los ensayos han demostrado^{5.12} que el uso de estribos en la losa, colocados alrededor de las varillas que cruzan a través de la columna, proporcionan un aumento en la resistencia y un incremento sustancial en la ductilidad de la conexión, cuando ésta se encuentra sujeta a momentos cíclicos desequilibrados que se encuentran dentro del rango inelástico. Como puede verse en la figura 5.21, se colocaron estribos de dos y cuatro ramas, con una separación de un medio del peralte efectivo de la losa, encontrándose un comportamiento más dúctil que el de los collares de acero estructural.^{5.12}

5.6 MUROS DE CORTANTE DE CONCRETO REFORZADO EN LOS EDIFICIOS

5.6.1 Introducción

La protección contra el daño a los elementos no estructurales que pueden proporcionar los muros de cortante de concreto reforzado en edificios sismo-resistentes, es actualmente muy reconocida. En varios temblores recientes se ha demostrado el buen comportamiento de los muros de cortante bien diseñados. Algunos reglamentos^{5.10} requieren que las estructuras de muros de cortante se diseñen con mayor resistencia ante cargas laterales, que los marcos dúctiles de concreto reforzado que poseen características dinámicas similares. Esta precaución proviene de la creencia de que los muros de cortante son inherentemente menos dúctiles y que, probablemente, sea el cortante el modo dominante de falla. De manera apropiada el muro de cortante debería denominarse "muro estructural". Además de las cargas laterales, los muros de cortante también tienen que soportar alguna carga gravitacional. En las siguientes secciones, se analizan los principios que pueden utilizarse para asegurar que los muros de cortante posean todas las características deseables de las estructuras dúctiles sismo-resistentes.

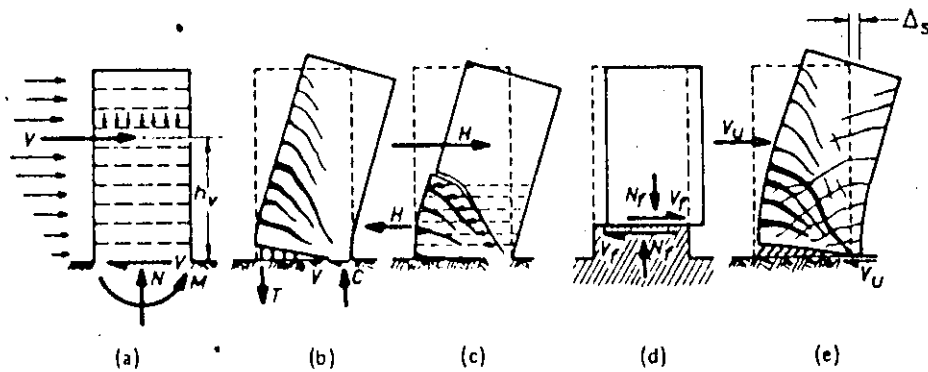


Fig. 5.22 Modos de falla en un muro de cortante en voladizo, de concreto reforzado, cargado lateralmente.

5.6.2 Muros de cortante en voladizo, sin aberturas

A pesar de su gran tamaño, la mayoría de los muros en voladizo en los edificios de múltiples pisos son lo suficientemente esbeltos para que puedan ser tratados como miembros estructurales ordinarios. No existe razón alguna que sugiera que en su comportamiento tales muros no vayan de acuerdo con los principios fundamentales del concreto reforzado que se ha indicado en las secciones previas. Un muro de cortante colado en la obra [figura 5.22 (a)] tenderá a actuar como una unidad integral, independientemente de la configuración de su sección transversal. No se recomienda la subdivisión de dichos muros de cortante en elementos de borde y tableros de alma que en algunas ocasiones se ha utilizado en la práctica japonesa. Se debe inducir al diseñador a que piense en términos del comportamiento real de conjunto de todo el muro.

La respuesta sísmica de un muro de cortante en voladizo [figura 5.22 (a)] debe estar gobernada por la flexión. Las consideraciones que se deben atribuir a la posible articulación plástica en la base del muro [figura 5.22 (b)] son las mismas que las de miembros estructurales comunes. Debido a las inversiones de signo en las cargas, las secciones de los muros de cortante necesariamente contienen importantes cantidades de acero en compresión. Las cargas gravitacionales producen, por lo común, una compresión axial que es considerablemente menor que la requerida en la falla balanceada de la sección. Consecuentemente, la ductilidad de curvatura disponible en la sección crítica del muro, es normalmente amplia. Sin embargo, el factor disponible de ductilidad de curvatura depende de la distribución del refuerzo. En secciones

rectangulares es mejor distribuir el refuerzo vertical, de tal manera que el porcentaje de éste en el alma sea el mínimo valor permisible de 0.25 %, y todo el refuerzo adicional se concentre cerca de los extremos de la sección del muro. Como se muestra en las relaciones teóricas momento-curvatura de la figura 5.23, esta distribución del acero tiene como resultado un incremento en la resistencia disponible y en la ductilidad de curvatura. Los patines también aumentan la ductilidad de curvatura de los muros. Los estribos transversales deben colocarse en los extremos de la sección del muro a una separación no mayor de seis diámetros de las varillas longitudinales, en la posible zona de articulación plástica, para evitar el pandeo del refuerzo longitudinal. En otras publicaciones^{5.2} se presentan algunas relaciones carga-rotación que han sido medidas experimentalmente en muros de cortante en voladizo, mismas que ilustran que los muros bien diseñados poseen, en verdad, una considerable ductilidad de curvatura.

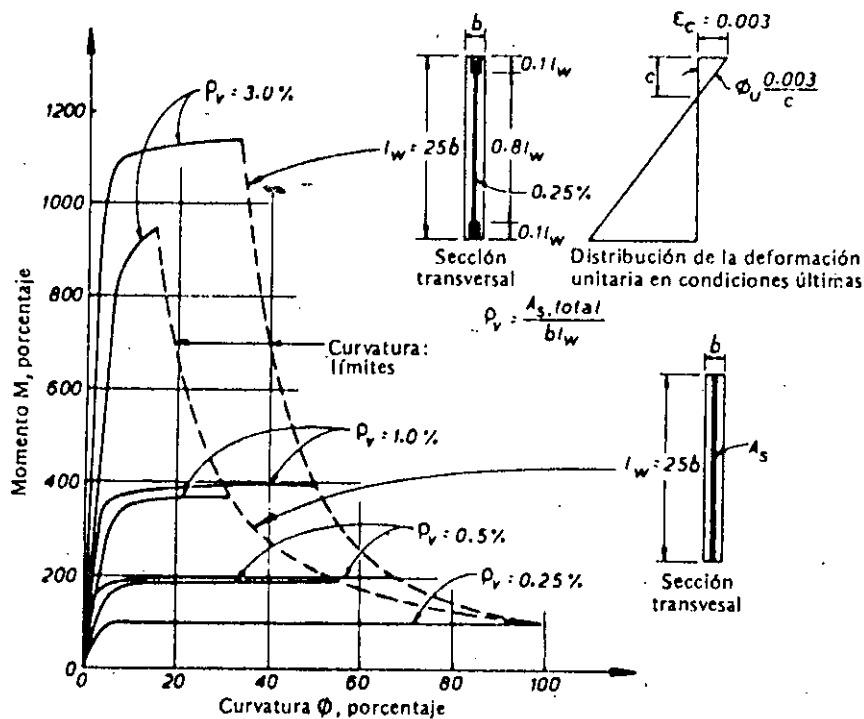


Fig. 5.23 El efecto de la cantidad y la distribución del refuerzo vertical en la curvatura última de las secciones de muro.^{5.13}

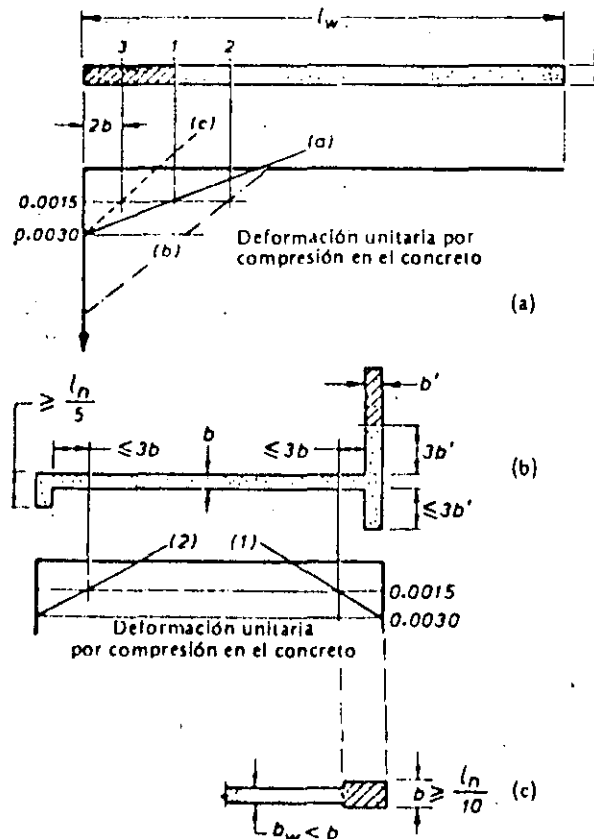


Fig. 5.24 Diagramas de deformación unitaria y dimensiones críticas que afectan la estabilidad de las secciones esbeltas de muros. a) Muros de sección rectangular, b) muro con patines, c) muro sin patines.

Las secciones de muros de cortante son a menudo delgadas y, consecuentemente, bajo fluencia cíclica reversible existe el peligro de inestabilidad de la sección. Se recomienda que el espesor b de los muros de cortante rectangulares en edificios de varios pisos, sea al menos $l_u/10$, donde l_u es la altura no soportada de los muros entre los entrepisos u otros soportes laterales que sean efectivos, siempre que la deformación unitaria calculada de compresión en la sección transversal en la carga última exceda de 0.0015 , a menos que esta fibra quede a una distancia menor que $2b$ o $0.2l_w$ horizontalmente desde el borde en compresión. La figura 5.24 (a), la que también define los símbolos utilizados, muestra que el espesor del muro más allá de las secciones 1 y 2 necesita ser revisado en los casos de las configuraciones de deformación unitaria

(a) y (b), respectivamente. De ser necesario, el espesor del muro puede incrementarse, como se muestra en la figura 5.24 (c). Alternativamente puede suministrarse un pequeño patín con un ancho mínimo de $l_u/5$ [véase la figura 5.24 (b)]. En secciones provistas de patín, las partes adyacentes del muro se proporcionarán mutuamente soporte lateral. Se recomienda por tanto que la limitación de la esbeltez $l_u/10$ se aplique a aquellas porciones que puedan estar sujetas a deformaciones unitarias de compresión en exceso de 0.0015, y que están localizadas a una distancia mayor que $3b$ de un muro transversal. Por ejemplo, el espesor del área sombreada del patín mostrado en la figura 5.24 (b), necesitará ser verificado. La extensión vertical de la posible articulación plástica, cercana a la base del muro de cortante en voladizo, indicará la región del mismo, donde deberán satisfacerse estas limitaciones de la esbeltez.

En la actualidad se reconoce que por regla general la resistencia al cortante de los muros de cortante en edificios de varios pisos debe determinarse en la misma forma que en las vigas. En la zona de la posible articulación plástica las grietas anchas de flexión se combinan con las grietas de tensión diagonal al cortante [figura 5.22 (c)], y después de unas cuantas inversiones de signo de las cargas, la contribución de los mecanismos resistentes al cortante, siempre que no se trate del refuerzo horizontal en el alma, disminuirá. Por lo tanto, el refuerzo en el alma en la zona de la posible articulación plástica deberá proporcionarse para la totalidad de la fuerza cortante horizontal. La altura de este refuerzo en el alma no deberá tomarse menor que $1.5l_w$.

En muros de cortante en voladizo, la fuerza lateral estática equivalente especificada por los reglamentos, por lo general no proporciona una protección satisfactoria contra una falla por cortante durante una excitación severa, cuando se desarrolla la resistencia máxima a la flexión en la base del muro. Durante ciertas combinaciones de los modos de vibración, la línea de acción de la resultante de las fuerzas laterales de inercia, localizada a h_v a partir de la base del muro en la figura 5.22 (a), puede ser menor que la obtenida con las distribuciones de carga usualmente prescritas por los reglamentos.^{5.10, 5.11} Esto es, h_v , podrá ser mucho menor que los dos tercios de la altura del muro que se asigna a la acostumbrada carga triangular invertida. En consecuencia, pueden generarse fuerzas cortantes considerablemente mayores cuando en la base se desarrolla totalmente la capacidad de resistir momento.^{5.14}

Existen dos posibles sitios donde puede ocurrir la falla por cortante deslizante en los muros de cortante en voladizo. Uno es la junta horizontal de construcción que es sensible a la calidad de la preparación de

la superficie. El otro es la zona de articulación plástica, que usualmente se encuentra inmediatamente encima del nivel de la cimentación. El fenómeno de deslizamiento a lo largo de las grietas anchas de flexión que cruzan todo el peralte [figura 5.22 (e)], especialmente cuando la compresión axial producida por las cargas gravitacionales en el muro es pequeña, es similar a la que se encuentra en las zonas de articulaciones plásticas en las vigas, las que ya se comentaron en la sección 5.4.5. El deslizamiento a lo largo de una junta de construcción, mostrada en la figura 5.22 (d), y que a menudo se observa en los muros de cortante dañados por temblores, puede evitarse si en concordancia con el concepto de cortante por fricción^{5.2} se proporciona un refuerzo vertical apropiado en toda la longitud del muro, con el objeto de suministrar junto con la carga gravitacional mínima disponible, la fuerza necesaria de sujeción N_f . Puede obtenerse la resistencia necesaria al cortante, si se da el refuerzo vertical a través de la junta, de conformidad con:^{5.2}

$$A_{vf} = \left(v_u - 0.85 \frac{N}{A_g} \right) \frac{A_g}{f_y} \geq 0.0025 A_g \quad (5.37)$$

donde v_u es el esfuerzo cortante horizontal nominal calculado, N es la carga axial de compresión mínima que actúa sobre el muro y A_g es el área del concreto de la sección del muro. Este acero debe proporcionarse entre el refuerzo principal por flexión que normalmente está situado en los bordes extremos o en los patines de la sección del muro. La respuesta inelástica de los mecanismos asociados con el cortante deslizante indica una pérdida drástica de la rigidez y la resistencia ante la acción de cargas cíclicas. Por ello, el deslizamiento por cortante debe considerarse como un mecanismo disipador de la energía inapropiado en las estructuras sismo-resistentes.

Al detallar las secciones de muros de cortante, debe prestarse atención al refuerzo transversal en aquellas zonas en que la deformación unitaria de compresión calculada en el concreto, exceda de 0.0015, con objeto de garantizar que no se vaya a pandear el refuerzo vertical en el muro. El diámetro de los estribos que se usen para este propósito no deberá ser menor que un cuarto del diámetro del de las varillas del refuerzo principal, y deben tener una separación no mayor que seis veces el diámetro de las varillas principales. Cuando la profundidad del eje neutro en la sección de un muro del que se espera una ductilidad de desplazamiento de 4, exceda de $0.15 l_w$, la ductilidad de curvatura requerida se alcanzará cuando la deformación unitaria en compresión del concreto exceda de 0.004. Por lo tanto, en tales casos, como se

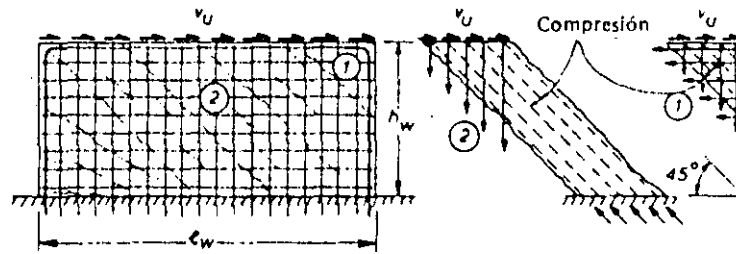


Fig. 5.25 La resistencia al cortante de muros de poca altura.

requiere para las columnas, deberá colocarse refuerzo especial confinante (véase la sección 5.5.3) en el área del muro en que la deformación unitaria de compresión, calculada al desarrollarse totalmente la resistencia a la flexión, exceda de 0.0015.

5.6.3 Muros de cortante de poca altura

En edificios de poca altura, la altura de un muro de cortante puede ser menor que su longitud. Tales muros no pueden diseñarse con las técnicas acostumbradas de la teoría del concreto reforzado. Sin embargo, ya que la carga sísmica en este tipo de muros muy pocas veces resulta crítica, un diseño aproximado que garantice cierta ductilidad generalmente es suficiente. La resistencia de muchos muros de cortante de poca altura está limitada por la capacidad de las cimentaciones de resistir los momentos de volteo. En tales casos, el resultado es una estructura oscilante y la ductilidad se torna irrelevante.

Como indica la figura 5.25, después de que aparece el agrietamiento diagonal, el cortante horizontal introducido en la parte superior de un voladizo de poca altura, necesita descomponerse en fuerzas de compresión diagonal y otras de tensión vertical. De esta manera, el refuerzo vertical por flexión distribuido verticalmente permite además que el cortante se trasmita a la cimentación. La condición de equilibrio del cuerpo libre marcado con 2, muestra lo anterior en la figura 5.25. Cuando el campo de compresión diagonal no encuentra un apoyo en el nivel de la cimentación, como es el caso del cuerpo libre triangular marcado con 1, se requiere una cantidad igual de refuerzo horizontal por cortante. La figura 5.25 muestra, por consiguiente, que para un muro de cortante bajo, se requerirá una malla de acero de igual área en ambas direcciones, si de manera conservadora se supone un campo de compresión que actúa a 45° . La resistencia a flexión en la base se debe

evaluar cuidadosamente, tomando en cuenta la contribución de todas las varillas verticales, para asegurarse de que es posible proporcionar la resistencia al cortante requerida. De esta manera, podrán hacerse dúctiles la mayoría de los muros de cortante bajos y así evitar una falla frágil.

5.6.4 Muros de cortante acoplados

En un muro rectangular en voladizo, el esfuerzo cortante máximo se induce a lo largo de la fibra en el eje neutro en toda la altura del muro. Si ésta, o una fibra cercana, es potencialmente débil, como puede ser el caso en la construcción de tableros prefabricados, podrá ocurrir una falla por cortante deslizante, tal como la que se muestra en la figura 5.26 (a). Sin embargo, si se pudiera hacer dúctil a este mecanismo de falla, y hacer también que de ciclos histeréticos estables bajo carga con inversiones de signo, se podrá usar entonces como un mecanismo viable disipador de energía en una estructura sismo-resistente. Un equivalente de dicho sistema, que se muestra en la figura 5.26 (b), ilustra que el momento de volteo total M_0 se resiste en la forma siguiente:

$$M_0 = M_1 + M_2 + Tl \quad (5.38)$$

donde T es la acumulación de fuerzas cortantes en el sistema de acoplamiento entre los dos muros. El potencial de esta estructura, como una eficiente construcción sismo-resistente, resultaría de su habilidad para disipar energía, cuando sea necesario, dentro del sistema de transferencia del cortante por toda la altura de la estructura. Esto sería adi-

$$Tl > \frac{2}{3} M_0 \quad ; \quad M_0 = M_1 + M_2 + Tl$$

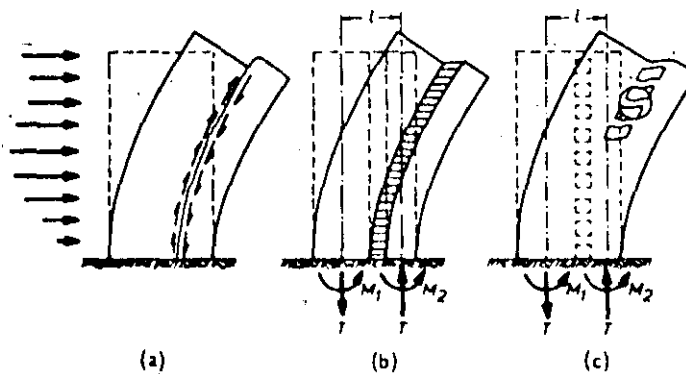


Fig. 5.26 Muros de cortante acoplados con carga lateral.

cional a la energía disipada en la articulación plástica en la base de cada muro. Mediante una selección hábil de las rigideces relativas y de las resistencias, es posible reforzar los diversos componentes de los muros, de tal manera que bajo carga estática monótona se desarrolle la resistencia del sistema de acoplamiento antes del principio de la fluencia en la base de los muros. Por tanto, en comparación con los muros en voladizo, los muros de cortante acoplados ofrecen más de una línea de defensa cuando se requiere disipar energía. La dispersión de los mecanismos disipadores de energía resultará, probablemente, en un mejor control del daño estructural. Los estudios han indicado que en los muros así diseñados, durante una excitación sísmica severa, la fluencia extensa se confina mayormente al sistema de acoplamiento, el cual es más fácil de reparar que las bases de los muros.

En la práctica, la transferencia de cortante de un muro a otro, es proporcionada por vigas discretas que se forman entre las aberturas y que están dispuestas en una o más hileras verticales, como se muestra en la figura 5.26 (c). Para que un muro de cortante acoplado sea eficiente, las rigideces de las vigas deben seleccionarse de tal modo que:

$$T I > \frac{2}{3} M_0 \quad (5.39)$$

Esto usualmente involucra el uso de vigas de acoplamiento cortas y relativamente peraltadas, en las que el desarrollo de la resistencia a la flexión está asociada con fuerzas cortantes que pueden resultar lo suficientemente grandes para destruir las vigas en tensión diagonal. Este tipo de falla fue observado en Anchorage durante el sismo de Alaska de 1964. Si todo el cortante es resistido por estribos verticales, puede presentarse una falla por cortante deslizante a lo largo de un plano vertical (en vez de una falla por tensión diagonal) después de unas cuantas incursiones cíclicas en el rango inelástico de la respuesta. La figura 5.27 muestra dichas vigas en un modelo de un muro de cortante acoplado de siete pisos.^{5.15} La mejor forma de evitar una falla por cortante deslizante en las vigas de acoplamiento, es usando refuerzo diagonal en vez del horizontal por flexión y el vertical por cortante común. En la figura 5.28 se muestra un ejemplo típico del arreglo sugerido. Dichas vigas, utilizadas en la actualidad en Nueva Zelanda, han demostrado ser extremadamente dúctiles^{5.15} siempre y cuando se evite el pandeo de las varillas de compresión diagonales. Después de una incursión más allá de la fluencia en cada una de las dos direcciones de la carga, las fuerzas de flexión y de cortante son

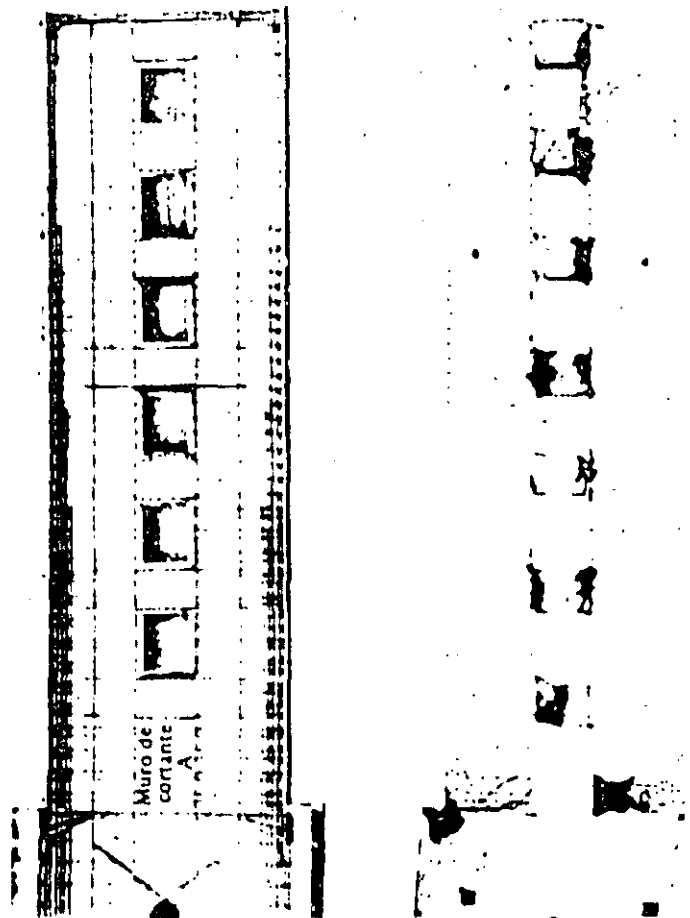


Fig. 5.27 Muros de cortante de concreto reforzado de siete pisos a escala de 1/4, con vigas de acoplamiento reforzadas de manera común, que fallaron por cortante deslizante.^{5,15}

transferidas por el acero diagonal, en tanto que el concreto proporciona rigidez a la flexión y, por consiguiente, asegura la estabilidad lateral. Como podría esperarse, los ciclos histeréticos para estos miembros tienen las características de elementos de acero. Los ensayos han demostrado^{5,15} que un muro de cortante acoplado con vigas de acoplamiento con refuerzo en diagonal, proporcionado de tal forma que la fluencia en las vigas comience antes que la de las bases del muro, posee una capacidad para disipar energía muy en exceso a la de un muro que contenga vigas de acoplamiento reforzadas en forma común. Más aún, dichos muros de cortante acoplados muestran una menor degradación

de la rigidez y un menor daño visible para el mismo desplazamiento lateral. Por lo tanto, puede considerarse que los muros de cortante acoplados poseen todas las características deseables de una estructura sísmo-resistente eficiente.

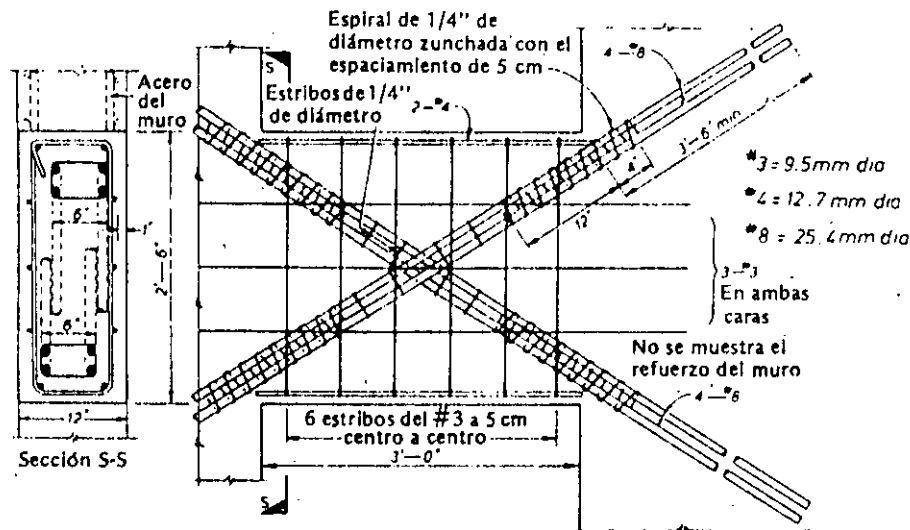


Fig. 5.28 Sugerencia para la disposición del acero en una viga de acoplamiento con refuerzo en diagonal.

En los núcleos que contienen fosos de escaleras y elevadores en los edificios de múltiples pisos, podrán acoplarse muros de diferentes configuraciones. Un ejemplo típico de una sección en cajón perforada por dos hileras de aberturas, resulta el acoplamiento de dos secciones en forma de canal. La evaluación del comportamiento de dichos muros se puede llevar a cabo con la ayuda de diagramas de interacción, como el que se muestra en la figura 5.29. El momento positivo se refiere a la carga que produce compresión en el extremo de los patines del muro. Dicho diagrama, que muestra la posición del eje neutro (c/l_w), es útil también cuando se deben determinar las regiones de la sección del muro donde pudiese requerirse refuerzo de confinamiento. De la figura 5.29 debe hacerse notar que para momento positivo con sólo una pequeña compresión axial, la relación c/l_w , es relativamente alta y, por consiguiente, la ductilidad por curvatura disponible en la sección del muro es pequeña. Sin embargo, para que exista este momento, el sistema de

acoplamiento tendrá que transmitir una gran tensión axial y ésta incrementará la ductilidad por curvatura de la sección crítica. Por el contrario, puede verse que para momentos negativos, el muro puede acomodar una considerable fuerza de compresión axial al mismo tiempo que posee una amplia ductilidad de curvatura.

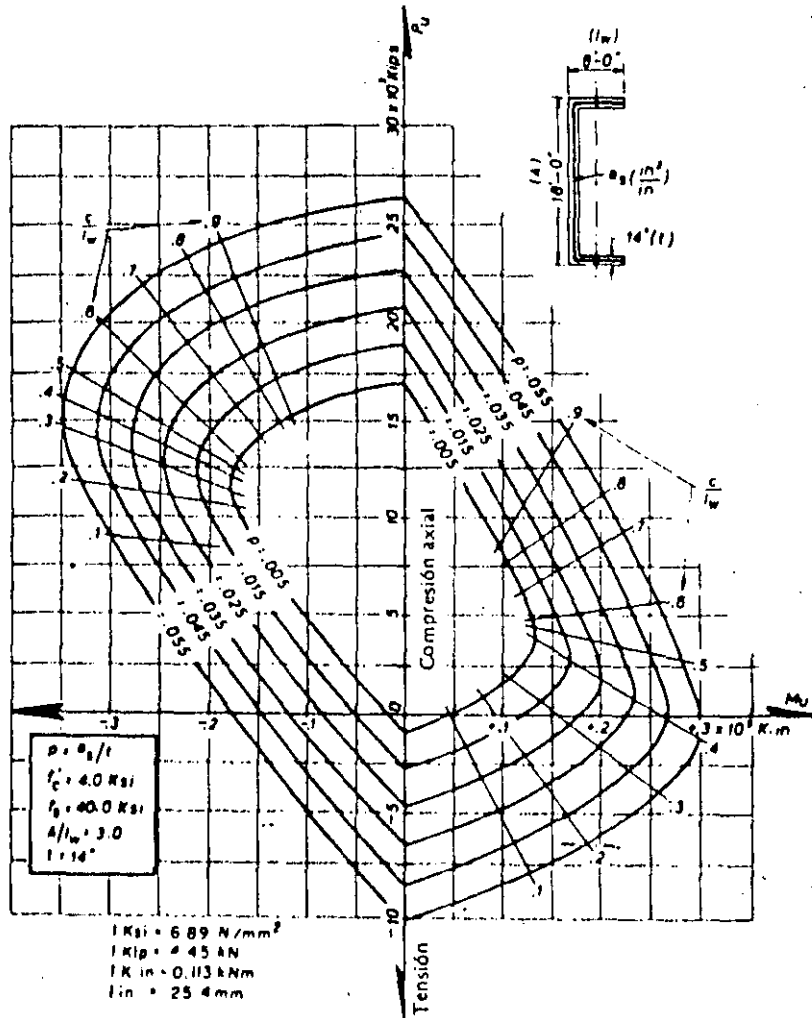


Fig. 5.20 Relaciones típicas de interacción carga axial-momento para la sección de un muro de cortante en forma de canal, con refuerzo vertical distribuido uniformemente.⁵²

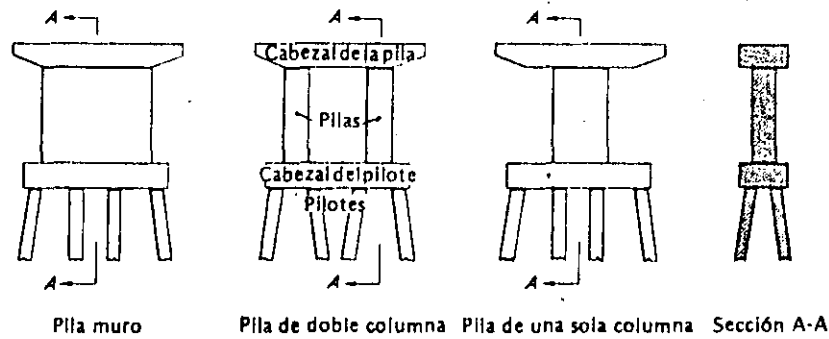


Fig. 5.30 Algunos arreglos en pilas para puentes.

5.7 PILAS DE CONCRETO REFORZADO PARA PUENTES

Muchos de los principios de diseño sísmico que se han analizado para los edificios, se aplican a otros tipos de estructuras de concreto reforzado, tales como las pilas para puentes. Si se emplea una carga estática dictada por algún reglamento, el diseñador debe asegurarse de que se disponga en la estructura de un mecanismo disipador de energía. En los puentes, la mayor parte de la masa se encuentra en la superestructura que consta de traveses, losas, diafragmas, etc. y, por consiguiente, es aquí donde se generan las principales fuerzas de inercia durante el sacudimiento sísmico del terreno. Sin embargo, los esfuerzos en la superestructura no son muy importantes durante las cargas sísmicas, y las fuerzas de inercia solamente imponen esfuerzos significativos en las pilas y la cimentación del puente. Pueden incorporarse dispositivos especiales disipadores de energía, entre las pilas y la superestructura, tales como amortiguadores de émbolo, que utilizan aceite o plomo (véase el capítulo 3), llevando al mínimo el daño estructural en las pilas y en la cimentación. Sin embargo, la mayoría de las estructuras de puente no tienen dichos dispositivos especiales y tienen que depender de la disipación de energía debajo de la sección superior de las pilas. La fluencia en la estructura de la cimentación deberá evitarse siempre, puesto que el daño en ese sitio es difícil de inspeccionar y reparar. Por lo tanto, las pilas del puente son los elementos más lógicos para detallar como regiones disipadoras de energía. Generalmente, la superestructura del puente transmite a las pilas cortantes horizontales y cargas verticales axiales o excéntricas. La carga vertical en la mayoría de las pilas es relativamente pequeña y, por lo tanto, la ductilidad es éstas es relativamente fácil de proporcionar. La figura 5.30 muestra algunas pilas para puente usuales. Los procedimientos de diseño ya analizados

para las posibles zonas de articulaciones plásticas en las columnas y muros, pueden seguirse para detallar las pilas. La consideración más importante consiste en proporcionar suficiente refuerzo transversal en forma de espirales o estribos para confinar al concreto, evitar el pandeo de las varillas longitudinales y que funcione como refuerzo por cortante. Para pilas en forma de muro o de una sola columna, las regiones de las articulaciones plásticas, normalmente se encontrarán en la base de las mismas. En pilas de varias columnas, las articulaciones plásticas se pueden desarrollar en las secciones superior e inferior, por lo que ambos extremos necesitan detallarse para que sean dúctiles. En estructuras de puente importantes o complejas, podrán requerirse estudios dinámicos especiales para determinar el nivel del factor de ductilidad por desplazamiento que se deba usar en el diseño de las pilas del puente (véase el capítulo 3).

Puede usarse la ecuación aproximada 5.23 o alguna forma ajustada de la misma, para tomar en cuenta las diferentes distribuciones del momento flexionante y relacionar la demanda de ductilidad por curvatura de las secciones críticas con el factor de ductilidad por desplazamiento.

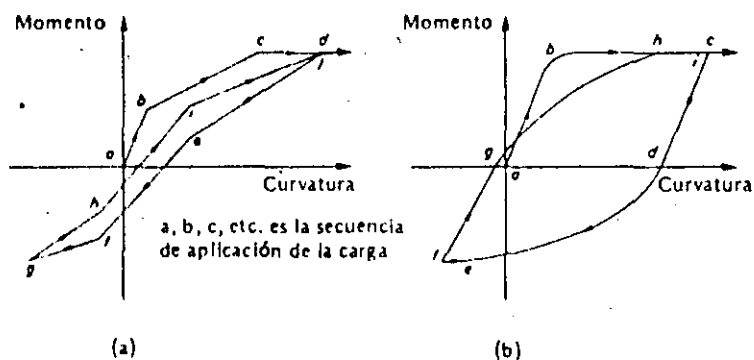


Fig. 5.31 Idealizaciones momento-curvatura para concreto presforzado y reforzado. a) Sección de concreto presforzado, b) sección de concreto reforzado.

5.8 MARCOS DE CONCRETO PRESFORZADO EN EDIFICIOS

5.8.1 Introducción

El concreto presforzado se ha usado extensamente para estructuras que soportan cargas gravitacionales, pero no han tenido la misma

aceptación en sistemas estructurales que resisten cargas sísmicas. Esto se debió principalmente a la poca investigación, información, experiencia en el diseño y comportamiento de las estructuras presforzadas durante temblores severos. El Reglamento ACI^{5.1} no contiene disposiciones especiales para el diseño sísmico de las estructuras de concreto presforzado. Sin embargo, recientemente el Instituto de Concreto Presforzado de Nueva Zelanda^{5.16} y la Comisión para Estructuras Sísmicas de la FIP^{5.17} han elaborado recomendaciones de diseño. Estas recomendaciones y otros estudios recientes aportan una clara evidencia de que los marcos de concreto presforzado detallados apropiadamente, proporcionarán una resistencia satisfactoria ante las cargas sísmicas.

En la figura 5.31 se ilustran ciclos histeréticos idealizados de momento-curvatura para secciones de concreto presforzado y reforzado. En el concreto presforzado la deformación unitaria inicial de tensión en los tendones debida al presfuerzo, ocasiona una gran recuperación de la deflexión aun después de fuertes deflexiones. Por lo tanto, la disipación histerética de energía de un sistema de concreto presforzado será menor que la de uno de concreto reforzado de resistencia y rigidez inicial similares, resultando, por lo general, en una mayor respuesta de deflexión a un temblor severo del sistema de concreto presforzado. Se ha determinado un promedio de aproximadamente 30 % en esta diferencia en la respuesta de deflexión en estructuras de un solo grado de libertad, diseñadas de acuerdo con reglamentos y con resistencia, rigidez inicial y amortiguamiento viscoso similares, que responden no linealmente a los sismos del El Centro de 1940 y otros sintéticos.^{5.18} Esta característica ha encaminado al Reglamento para Asignación de Cargas de Nueva Zelanda^{5.11} a especificar una fuerza sísmica horizontal de diseño para estructuras de concreto presforzado que da como resultado un 20 % mayor que las utilizadas para estructuras de concreto reforzado equivalentes.

Una aplicación atractiva del presfuerzo se tiene en la construcción de concreto prefabricado. Las vigas y columnas de concreto prefabricado se pueden unir postensándolas en la obra para constituir marcos contínuos resistentes a sismos. La construcción de concreto presforzado en la obra se puede utilizar también con o sin miembros de concreto prefabricado. Mediante la presencia de acero longitudinal no presforzado, se pueden mejorar la ductilidad y la disipación de energía en las secciones críticas. Un excelente concepto de diseño consiste en equilibrar las cargas gravitacionales (carga muerta más alguna porción de carga viva) con tendones presforzados en una trayectoria curva, y colocar después en la sección suficiente acero no presforzado para dotarla de la capacidad adicional de momento requerida, cuando la carga sísmica actúa sobre el marco.

El empleo de tendones no adheridos en el diseño sísmico ha sido la causa de una controversia considerable. Se considera que se deben rellenar con mortero los tendones en los marcos dúctiles, ya que las deformaciones unitarias del acero en los tendones no adheridos permanecen elásticas en el caso de un sismo severo, confiándose, así, por completo en el concreto para disipar la energía. Además, las fluctuaciones en las fuerzas en los tendones pueden provocar la falla de los anclajes de los tendones no adheridos, acarreado el resultado catastrófico de la liberación de las fuerzas de presfuerzo. Podría lograrse un mejor argumento en favor de los tendones no adheridos, si también se incluyese en las secciones acero adherido no presforzado. Sin embargo, aparentemente no habría mayores objeciones en el uso de tendones no adheridos en los sistemas de piso o azotea que no contribuyen a la resistencia del marco.

La filosofía general del diseño sísmico de las estructuras de concreto presforzado es similar a la del concreto reforzado. Es decir, las estructuras diseñadas para soportar las cargas estáticas de diseño prescritas por los reglamentos, deberán ser capaces de experimentar deformaciones inelásticas mediante la formación de articulaciones plásticas dotadas de una ductilidad adecuada.

5.8.2 Resistencia y ductilidad de los miembros sujetos a flexión

La resistencia a flexión de las secciones rectangulares o con patines, en las que el eje neutro yace dentro del patín y en las que los tendones se concentran cerca de la fibra extrema en tensión, se puede calcular con:

$$M_u = A_{ps} f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.40)$$

donde

$$a = A_{ps} f_{ps} / (0.85 f'_c b) \quad (5.41)$$

donde A_{ps} es el área del acero de presfuerzo, f_{ps} es el esfuerzo del acero de presfuerzo para la resistencia máxima a la flexión, d es el peralte medido entre el centroide del tendón y la fibra extrema en compresión y b es el ancho de la cara de compresión del miembro. Para el bloque de esfuerzos de compresión se hacen las mismas suposiciones que en el

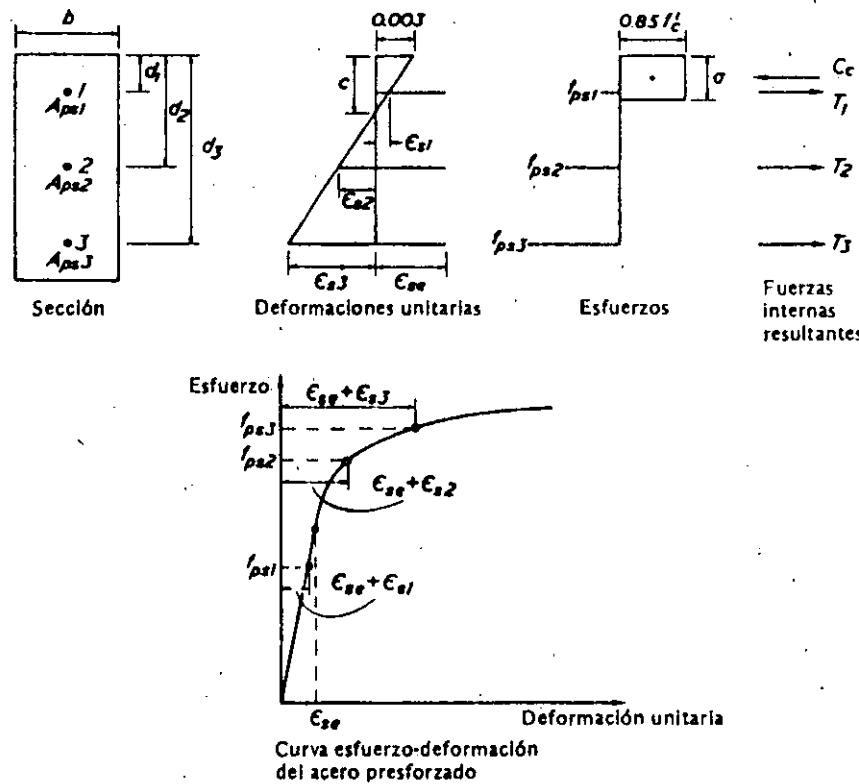


Fig. 5.32 Sección de concreto presforzado al alcanzarse la resistencia a flexión.

concreto reforzado. En miembros adheridos, el Reglamento ACI^{5.1} recomienda el siguiente valor aproximado para f_{ps} siempre y cuando f_{se} no sea menor que $0.5 f_{ps}$:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - 0.5 \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} \right) \quad (5.42)$$

donde f_{pu} es la resistencia última del acero de presfuerzo, f_{se} es el esfuerzo en el acero de presfuerzo debido únicamente al presfuerzo y $\rho_p = A_{ps}/bd$. Esta expresión empírica refleja el efecto de las variables en la profundidad del eje neutro y, por tanto, del nivel alcanzado de la deformación unitaria en el acero.

Un enfoque más general en el que se utilice la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio es necesario para establecer la resistencia a la flexión cuando existen tendones presforzados adheridos, situados a diferentes niveles en la sección. La curva esfuerzo-deformación de los tendones es necesaria para dicho análisis. Por ejemplo, la figura 5.32 muestra una sección con tres tendones, cada uno con una deformación inicial ϵ_{se} debida únicamente al presfuerzo. Estrictamente ϵ_{se} es la deformación unitaria en el acero de presfuerzo cuando la del concreto, ahí mismo, es cero. Sin embargo, si se toma ϵ_{se} como la deformación unitaria debida al presfuerzo efectivo, se obtiene una precisión. Las deformaciones unitarias adicionales en el acero de presfuerzo debidas a la flexión provocada por la carga exterior son:

$$\epsilon_{s_i} = 0.003 (d_i - c)/c \quad (5.43)$$

donde $i = 1, 2, 3$. También para que exista equilibrio:

$$0.85f'_c ab = A_{ps1} f_{ps1} + A_{ps2} f_{ps2} + A_{ps3} f_{ps3} \quad (5.44)$$

La resistencia a la flexión puede calcularse con un procedimiento iterativo: Se elige un valor c para la profundidad del eje neutro, las deformaciones unitarias ϵ_{s1} , ϵ_{s2} , ϵ_{s3} se calculan con la ecuación 5.43 y los esfuerzos en el acero f_{ps1} , f_{ps2} y f_{ps3} se determinan a partir de las deformaciones unitarias totales en el acero $\epsilon_{se} + \epsilon_{s1}$, $\epsilon_{se} + \epsilon_{s2}$ y $\epsilon_{se} + \epsilon_{s3}$ utilizando la curva esfuerzo-deformación del acero (véase la curva esfuerzo-deformación en la figura 5.32); finalmente, se revisa la ecuación de equilibrio 5.44. Se repiten estos pasos hasta encontrar un valor c para la profundidad del eje neutro, la que permite que se satisfaga la ecuación 5.44. Entonces se calcula $a = \beta_1 c$ y el momento último está dado por:

$$M_u = A_{ps1} f_{ps1} (d_1 - 0.5a) + A_{ps2} f_{ps2} (d_2 - 0.5a) + A_{ps3} f_{ps3} (d_3 - 0.5a) \quad (5.45)$$

Puede tomarse en cuenta la contribución de cualquier acero no presforzado que se encuentre presente en la sección en la misma forma que para el acero presforzado, excepto que puede suponerse $\epsilon_{se} = 0$ y usarse la curva apropiada esfuerzo-deformación del acero.

La figura 5.33 muestra las relaciones teóricas momento-curvatura que han sido derivadas para una sección de concreto presforzado con tendones concentrados cerca de la fibra extrema en tensión. Las curvas esfuerzo-deformación del concreto supuestas en el análisis para el con-

creto en el núcleo y el concreto en el recubrimiento por fuera del acero transversal, son las que se muestran en la figura, en las que el concreto en el núcleo está confinado por las cantidades usuales de estribos cerrados en las zonas de articulaciones plásticas. Por ejemplo, estribos del núm. 3 (9.5 mm de diámetro a 9 cm de separación, confinan a un núcleo de concreto de 38 cm de peralte por 15 cm de ancho). Las curvas momento-curvatura proporcionan una buena indicación de la reducción de la ductilidad de curvatura disponible, al aumentar el contenido del acero de presfuerzo. Se recomienda que para el diseño sísmico, se observe el siguiente requisito:

$$\rho_p f_{ps} / f'_c \leq 0.2 \quad (5.46)$$

Para la sección que se muestra en la figura 5.33, la ecuación 5.46 requiere que $A_{ps}/bh \leq 0.0046$, y resulta evidente en la figura que este requisito tiene como resultado una ductilidad de curvatura adecuada.

La figura 5.34 muestra que con acero de presfuerzo presente en la zona de compresión, la ductilidad de curvatura teórica no resulta afectada por el incremento en el contenido del acero de presfuerzo. Esto es consecuencia de que el acero de presfuerzo actúa como acero de compresión para grandes curvaturas, siempre que el acero esté restringido contra el pandeo mediante el concreto que lo rodea, así como por el acero transversal. Los ciclos sucesivos de cambio de signo en la flexión, pueden provocarle un daño al concreto que conduzca al pandeo. Parecería razonable requerir que todas las secciones de vigas fueran capaces de alcanzar una curvatura especificada para una deformación unitaria dada, en la fibra extrema del concreto. Esto significa que la profundidad del eje neutro no debe exceder un valor límite cuando se alcance el momento último. La ecuación 5.46 para tendones concentrados cerca de la fibra extrema de tensión, requiere que $A_{ps} f_{ps} \leq 0.2 f'_c b d$, lo que significa que cuando se alcance la resistencia a la flexión, la fuerza máxima en el concreto es $0.2 f'_c b d$ y, por lo tanto, la profundidad máxima del bloque rectangular de esfuerzos es $a = 0.2/0.85 = 0.235d$. Pero puesto que d es aproximadamente 0.8 del peralte total h , y a es aproximadamente 0.75 de la profundidad del eje neutro c , el requisito se convierte en $c \leq 0.25h$. Para secciones con tendones en varios niveles en el peralte, es difícil establecer un valor límite de $\rho_p f_{ps} / f'_c$ puesto que los tendones colocados a diferentes niveles conducen a diferentes relaciones momento-curvatura. Sin embargo, para cualquier arreglo de los tendones, la curvatura en condiciones de carga última será al menos igual a aquella en que todos los tendones estén colocados cerca de la fibra extrema en tensión, si $c \leq 0.25h$. Este requisito ha sido adoptado por las recomendaciones de la FIP.^{5.17}

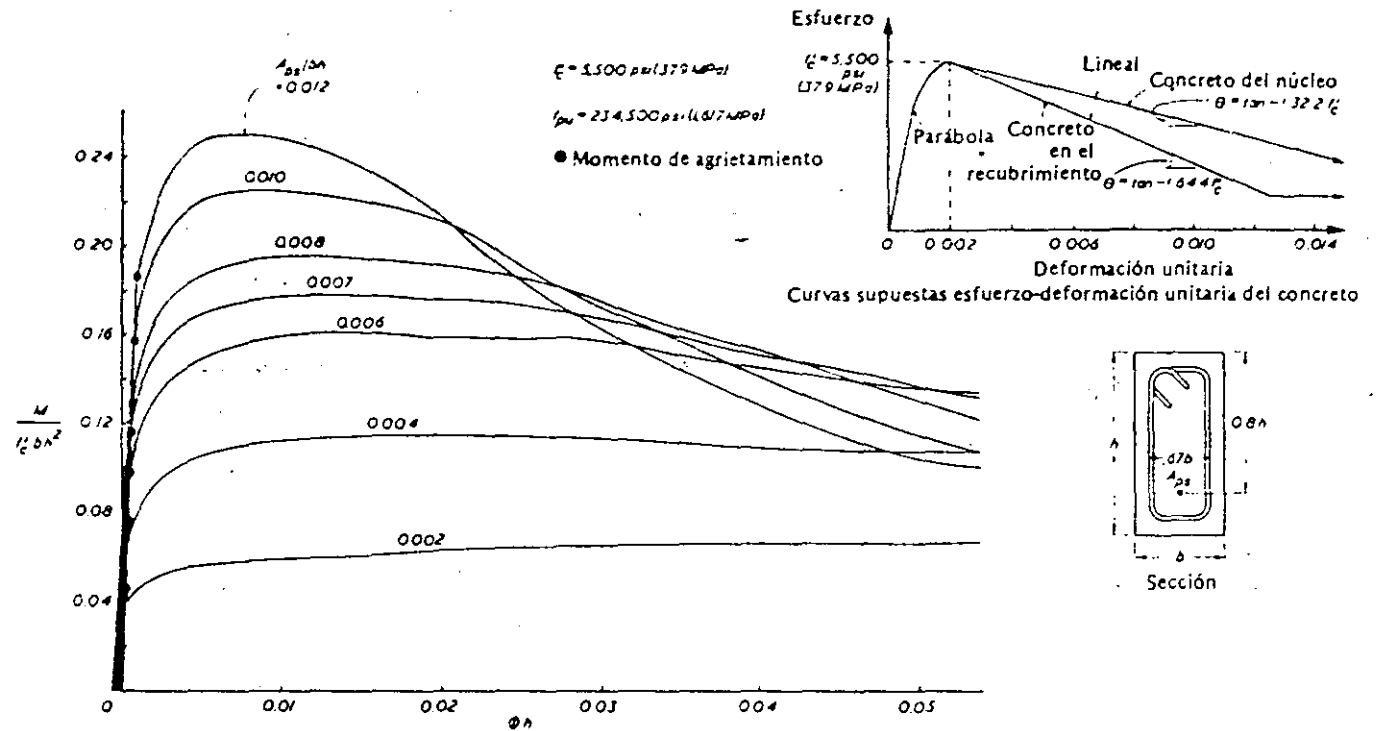


Fig. 5.33 Relaciones momento-curvatura en secciones con diversos contenidos de acero de presfuerzo excéntricamente colocado.

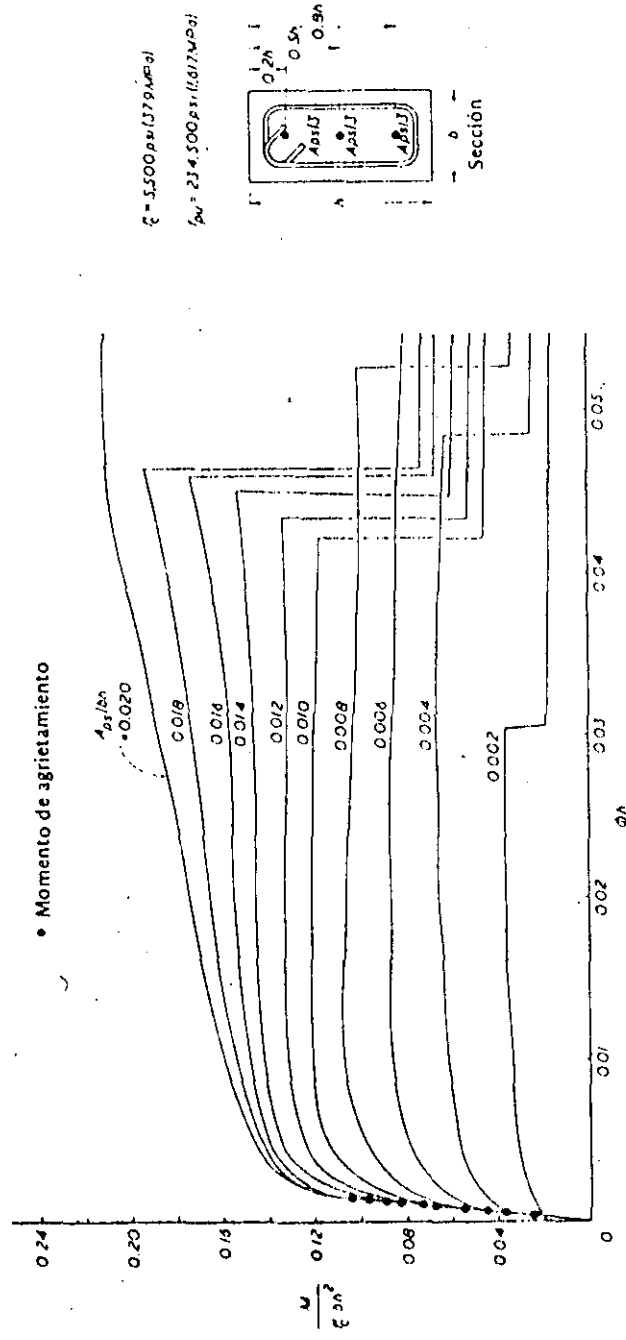


Fig. 5.34 Relación momento-curvatura en una sección con tres tendones de presfuerzo simétricamente colocados. S.18

En el diseño sísmico las inversiones de signo en el momento de las vigas, en la proximidad de los paños de las columnas, requerirán que las secciones tengan momento resistente tanto negativo como positivo y, por tanto, deberán existir tendones cerca de ambas fibras extremas y de la mitad del peralte de la sección. La figura 5.35 muestra curvas teóricas momento-curvatura para una sección con hasta cinco tendones distribuidos simétricamente en todo el peralte. El contenido total del acero de presfuerzo es el mismo para cada uno de los cinco casos, e igual a 0.00969 de la sección total del concreto. Para el caso en que todo el acero se encuentre concentrado en un solo tendón central, $N = 1$, la capacidad del momento se reduce en forma importante para curvaturas altas. Sin embargo, existe poca diferencia en la capacidad de momento para dos o más tendones, y dichas secciones son capaces de mantener casi la misma capacidad de momento para grandes curvaturas; por lo tanto, deben preferirse dos o más tendones.

5.8.3 Disposiciones especiales para el diseño sísmico

Miembros a flexión. Para flexión, las secciones deberán diseñarse utilizando un factor de reducción de la resistencia $\phi = 0.9$. Con objeto de asegurar una ductilidad adecuada, el contenido del acero por flexión (presforzado + no presforzado) deberá ser tal, que la profundidad del eje neutro en las posibles regiones de articulaciones plásticas no sea mayor que 0.25 del peralte total de la sección. En los sitios de las articulaciones plásticas, cuando ocurran inversiones de signo en el momento, deberán existir tendones en las partes superior e inferior de la sección, y no existir sólo en la región a media altura del peralte, a menos que se coloque arriba y abajo una cantidad importante de acero no presforzado. Esto se debe a que el acero presforzado o no presforzado en la zona de compresión ayuda a la ductilidad de la sección ante deformaciones grandes. Con objeto de evitar la falla, la resistencia a la flexión de que se depende, deberá ser mayor que el momento máximo de agrietamiento probable. Ante la ausencia de estudios especiales, se puede suponer que el esfuerzo de tensión en el concreto previo al agrietamiento es $12 \sqrt{f'_c}$, donde f'_c está dado en psi ($\sqrt{f'_c}$ MPa donde f'_c está dado en MPa) para tomar en cuenta la posibilidad de un valor alto del módulo de ruptura, y que la fuerza de presfuerzo es 10 % mayor que la calculada. La fuerza cortante máxima de diseño debe calcularse usando las cargas gravitacionales de diseño, y las capacidades de momento último de la viga deberán tomarse como 1.15 veces la resistencia a flexión ideal para incluir el efecto de posibles sobrerresistencias de los materiales. En las zonas de las articulaciones plásticas, deberá despreciarse la contribución del concreto al cortante, y todo éste deberá soportarse mediante la acción de armadura de estribos cerrados con una separación no mayor que 10 cm o $0.25d$, donde d

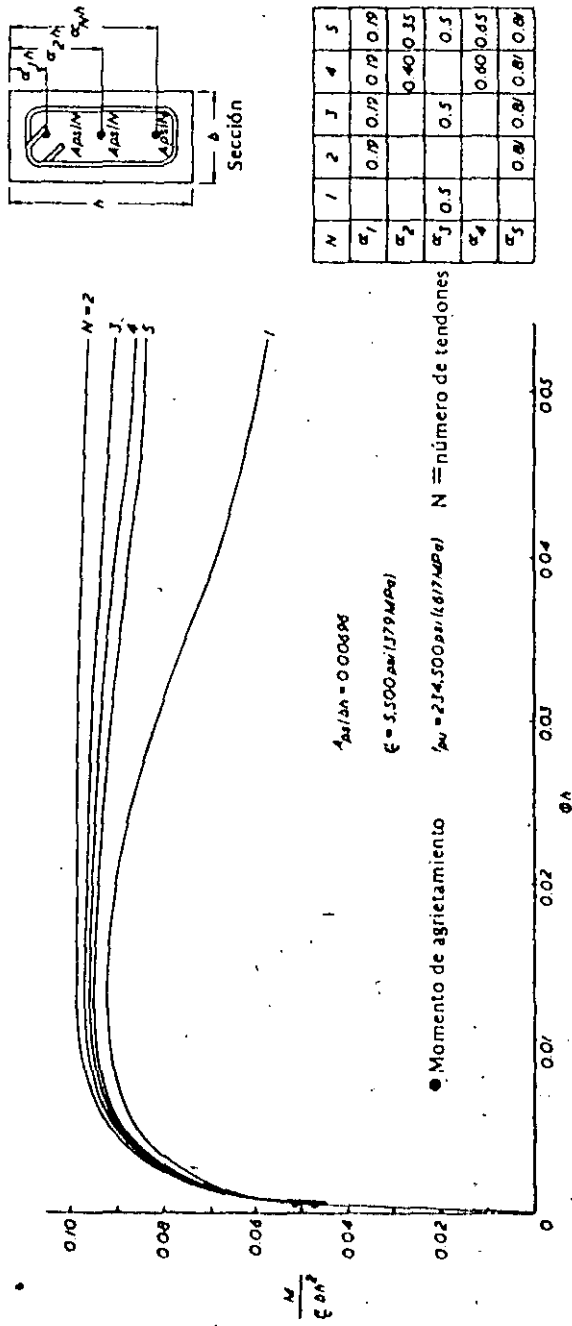


Fig. 5.35 Relaciones momento-curvatura en secciones con diversas cantidades de tendones de presfuerzo simétricamente colocados. 5.18

es el peralte efectivo del miembro, el cual no necesita tomarse menor que 0.8 del peralte total. En los otros sitios, la separación de los estribos no debe exceder de $0.5d$. En cada una de las esquinas de los estribos deberá existir acero longitudinal. La separación de los estribos cerrados que rodean al acero longitudinal en las zonas de compresión de las regiones de las articulaciones plásticas, no deberá exceder de 6 diámetros de las varillas longitudinales.

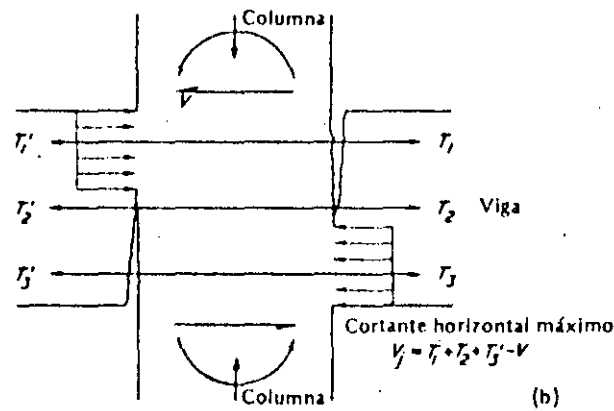
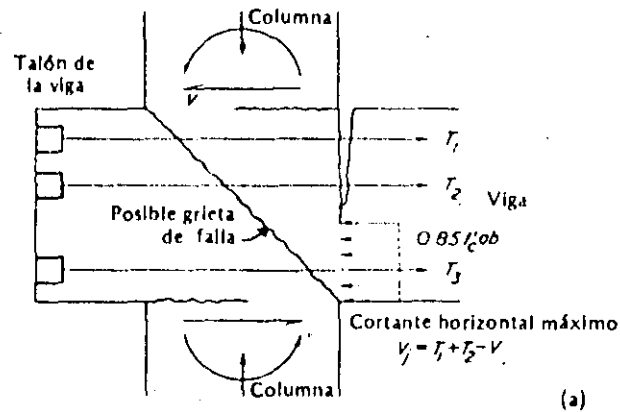


Fig. 5.36 Juntas viga-columna de concreto presforzado. a) Columna exterior, b) columna interior.

Columnas. La resistencia de que se depende en las secciones de las columnas, deberá ser mayor que el máximo momento de agrietamiento probable, incluyendo el efecto de la carga axial. Podrán hacerse suposiciones relativas al posible incremento del módulo de ruptura del concreto y del nivel del presfuerzo, en forma similar a las que se hacen para las vigas. Deberá proporcionarse acero transversal especial en los extremos de las columnas, igual que para las de concreto reforzado (utilizando, ya sea la ecuación 5.17, pero no menos de $0.12f'_c/f_y$, o la ecuación 5.33) cuando la profundidad del eje neutro exceda de 0.25 del peralte total de la sección, o si la máxima carga axial de diseño excede de $0.1P_0$, donde P_0 es la resistencia de la columna a la carga axial sin incluir la flexión. De otra forma, el miembro deberá tratarse como sujeto a flexión. La determinación de los momentos y cortantes de diseño de las columnas deberá hacerse igual que para los marcos de concreto reforzado.

Juntas viga-columna. Con objeto de evitar los esfuerzos de estallamiento por tensión en una región ya sujeta a una tensión diagonal severa, que procede de las fuerzas en la viga y en la columna, los anclajes de los tendones postensados no deberán colocarse dentro de los núcleos de las juntas viga-columna. En las juntas exteriores, los anclajes pueden colocarse en talones situados en el exterior de la región del núcleo de la junta (véase la figura 5.36). Son aceptables las conexiones entre los paños de los miembros prefabricados en las juntas viga-columna, siempre que el material de unión sea lo suficientemente resistente y que las entrecaras sean ásperas para asegurar una buena transferencia del cortante y retengan el material de la junta después del agrietamiento.

Siempre que sea posible, es preferible situar las caras que se van a unir lejos de las zonas de las articulaciones plásticas. El refuerzo transversal para los núcleos de la junta viga-columna deberá diseñarse de la misma forma que para los marcos de concreto reforzado. Se ha demostrado^{5.18} que la presencia de un tendón cerca del medio peralte de los miembros, ayuda a soportar el cortante en el núcleo de la junta. Por ello, al calcular la fuerza cortante que han de soportar los estribos transversales en el núcleo de la junta, utilizando las ecuaciones 5.35 y 5.36, V_c , podrá incrementarse en $0.7P_s$, donde P_s es la fuerza de presfuerzo en el tendón o tendones ubicados en el tercio medio del peralte de la viga. En la figura 5.36 se ilustra el cálculo de la fuerza cortante horizontal aplicada. Las fuerzas ideales en la viga deberán incrementarse en 15 % , para tomar en cuenta la posible sobrerresistencia cuando se calcule la fuerza cortante horizontal de diseño.

REFERENCIAS

- 5.1 ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77)*, American Concrete Institute, Detroit (1977).
- 5.2 Park, R. y Paulay, T., *Reinforced Concrete Structures*; John Wiley, Nueva York (1975).
- 5.3 Bertero, V.V. y Felippa, C., Análisis sobre "Ductility of Concrete", por H.E.H. Roy y M.A. Sozen, Proc. International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-American Concrete Institute, Miami, págs. 227-234 (1964).
- 5.4 Iyengar, K.T.R.J., Desayi, P. y Reddy, K.N., "Stress-Strain Characteristics of Concrete Confined in Steel Binders", *Magazine of Concrete Research*, vol. 22, núm. 72, págs. 173-184 (1970).
- 5.5 ACI Committee 340, *Design Handbook in Accordance with Strength Design Method of ACI 318-71*, vol. 1, SP-17 (73), American Concrete Institute, Detroit (1973).
- 5.6 Mattock, A. H., Discussion of "Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams" por W. G. Corley, *J. struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, vol. 93, ST2, págs. 519-522 (1967).
- 5.7 ACI Committee 340, *Design Handbook in Accordance with the Strength Design Method of ACI 318-77*, vol. 2, Columns, SP-17A (78), American Concrete Institute, Detroit (1978).
- 5.8 Pfrang, E. O., Siess, C.P. y Sozen, M.A., "Load-Moment-Curvature Characteristics of Reinforced Concrete Cross Sections", *J. Am. Concr. Inst.*, vol. 61, núm. 7, págs. 763-778 (1964).
- 5.9 Mahin, S. A. y Bertero, V.V. "Rate of Loading Effects on Uncracked and Repaired Reinforced Concrete Members", informe núm. EERC 72-9, Univ. California, Berkeley, diciembre (1972).
- 5.10 SEAOC. "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary", Seismology Committee, Structural Engineers, Association of California, San Francisco (1975).
- 5.11 NZS "Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings for Buildings (NZS 4203: 1976)". Asociación de Estándares de Nueva Zelanda. Wellington (1976).
- 5.12 Islam, S. y Park, R., "Tests on Slab-Column Connections with Shear and Unbalanced Flexure", *J. struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, vol. 102, núm. ST3 págs. 549-568 (1976).

- 5.13 Cárdenas, A. E. y Magura, D.D., "Strength of High-Rise Shear Walls-Rectangular Cross Sections", ACI Special Publication 36, Response of Multistorey Concrete Structures to Lateral Forces, págs. 119-150 (1973).
- 5.14 Blakeley, R.W.G., Cooney, R.C. y Megget, L. M., "Seismic Shear Loading at Flexural Capacity in Cantilever Wall Structures", *Bull. N.Z. Natn. Soc. Earthq.*, vol. 8, núm. 4, págs. 278-290 (1975).
- 5.15 Paulay, T. y Santhakumar, A.R., "Ductile Behavior of Coupled Shear Walls", *J. struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, vol. 102, núm. ST1, págs. 93-108 (1976).
- 5.16 NZPCI Seismic Committee, "Recommendations for the Design and Detailing of Ductile Prestressed Concrete Frames for Seismic Loading", *Bull. N. Z. Natn. Soc. Earthq. Engng.* vol. 9, núm. 2, págs. 89-96 (1976).
- 5.17 FIP Commission on Seismic Structures, "Recommendations for the Design of Aseismic Prestressed Concrete Structures". Federation Internationale de la Precontrainte, Londres (1977).
- 5.18 Thompson, K.J., "Ductility of Concrete Frames Under Seismic Loading". Tesis de doctorado, Univ. Canterbury, N. Z. (1975).



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

Aspectos Generales Sobre Proyecto, Diseño y Construcción

ESTRUCTURAS DE ACERO

ING. OSCAR DE BUEN LOPEZ DE HEREDIA

OCTUBRE , 1984 .

ESTRUCTURAS RESISTENTES A SISMOS

- 3.25 Lind, N. C., "Deterministic Format for the Probabilistic Design of Structures", en *An Introduction to Structural Optimization*, Solid Mechanics Division, Univ. Waterloo, Waterloo, Ont., Canadá, SM Study 1 (1969).
- 3.26 Rosenblueth, E. y Mendoza, E., "Optimum Seismic Design of Auditoriums", *Proc. Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, 2, Roma, Italia (1973).
- 3.27 Esteva, L., "Criterios para la Construcción de Espectros de Diseño Sísmico", *Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Report 178* (1968).
- 3.28 Esteva, L., "Seismicity", Chapter 6 of *Seismic Risk and Engineering Decisions* (Editado por C. Lomnitz y E. Rosenblueth), Elsevier, Amsterdam (1976).
- 3.29 McGuire, R. K., "Seismic Structural Response Risk Analysis, Incorporating Peak Response Regressions on Earthquake Magnitude and Distance", Tesis Doctoral, *MIT Department of Civil Engineering* (1974).
- 3.30 Newmark, N. M. y Hall, W. J., "Procedures and Criteria for Earthquake Resistant Design", *Building Practices for Disaster Mitigation, Building Science Series 46*, National Bureau of Standards, Washington, D. C. (1973).
- 3.31 Rosenblueth, E., "Optimum Design for Infrequent Disturbances", *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs*, 102, ST9 (septiembre, 1976).
- 3.32 Rosenblueth, E., "Decisiones Optimas para Estructuras Existentes en Zona Sísmica. Primera Etapa", *Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México* (en imprenta).
- 3.33 Newmark, N. M., "Current Trends in the Seismic Analysis and Design of High-Rise Structure", en *Earthquake Engineering* (editado por R. Wiegel), Prentice Hall, Englewood Cliffs, N. J. (1970).
- 3.34 Paulay, T., "Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls", *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs*, 97, ST3 (marzo, 1971).
- 3.35 Park, R. y Paulay, T., "Reinforced Concrete Structures", John Wiley and Sons, Nueva York (1975).
- 3.36 Hasofer, A. M. y Lind, N. C., "Exact and Invariant Second-Moment Code Format", *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs*, 100, EMI (1974).
- 3.37 Rosenblueth, E. y Contreras, H., "Approximate Design for Multicomponent Earthquakes", Propuesto para publicarse en *J. Engng Mech. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*.

4

estructuras de acero

Oscar de Buen

4.1 INTRODUCCION

La mayor parte de los edificios modernos se diseñan para resistir fuerzas sísmicas mucho más pequeñas que las correspondientes a un comportamiento elástico ilimitado. Por ello, durante sismos intensos sufren deformaciones plásticas locales que disipan una cantidad importante de energía. Cuando los edificios tienen pocos muros divisorios u otros elementos no estructurales, la sola estructura debe disipar casi toda la energía.

Un marco dúctil puede admitir deformaciones inelásticas considerables, localizadas en la cercanía de las secciones momento flexionante máximo. Estas deformaciones conducen finalmente a la formación y rotación de articulaciones plásticas, y a la redistribución de momentos flexionantes, permitiendo a la estructura resistir cargas mayores que las predichas por un análisis elástico. Si la estructura tiene un grado de hiperestaticidad elevado y el número de articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso es grande, la energía disipada al formarse y girar las articulaciones es bastante importante. La demanda de capacidad de absorción de energía en regiones elásticas se reduce drásticamente.

El acero estructural es un material muy dúctil, y puede usarse para construir estructuras estáticamente indeterminadas que satisfagan las

condiciones anteriores. Es, por consiguiente, muy adecuado para construcciones resistentes a sismos. Sin embargo, la ductilidad intrínseca del acero no se conserva necesariamente en la estructura terminada, por lo que debe procederse con mucho cuidado durante el diseño y la construcción para evitar la pérdida de esta propiedad.

4.2 COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE ACERO BAJO SISMOS INTENSOS

El comportamiento de las estructuras de acero de edificios que han soportado sismos intensos, ha sido generalmente satisfactorio desde el punto de vista de la resistencia. Aun estructuras de edificios de 10 a 12 pisos, diseñadas sólo por carga vertical permanente y con conexiones flexibles, han mostrado suficiente resistencia; por otra parte, su rigidez lateral frecuentemente ha sido inadecuada y ha sufrido daños considerables las ventanas, los muros y otros elementos no estructurales.

Dos ciudades con numerosos edificios altos de acero han sufrido sismos intensos: San Francisco en 1906 (magnitud de Richter 8.25, distancia del centro de la ciudad a la falla 14.5 km) y México en 1957 (magnitud 7.5, distancia al epicentro 275 km).

El comportamiento de edificios altos con estructura de acero completa durante el sismo de San Francisco fue satisfactorio; algunos tenían marcos rígidos o contraventeo en X; el resto tenía muros divisorios excepto en la planta baja, de manera que la resistencia ante fuerzas laterales de ésta dependía de conexiones semirígidas entre vigas y columnas. El daño estructural fue despreciable.^{4.1}

Los edificios con muros exteriores de carga y marcos interiores de acero sufrieron algún daño, pero ninguno de ellos se desplomó.

La mayor parte de los edificios con estructura de acero que había en México en 1957 eran remachados; varios de ellos tenían entre 10 y 22 pisos de altura, y uno 45; el excelente comportamiento de este último, la Torre Latinoamericana, es conocido mundialmente.

El único edificio totalmente soldado, de 20 pisos de altura, también se comportó satisfactoriamente; aunque estaba diseñado con un coeficiente sísmico de sólo 0.025, no sufrió daños de ninguna clase.

Estos edificios se diseñaron elásticamente, sin tomar ninguna precaución para garantizar un buen comportamiento en el intervalo plástico.

Por otra parte, los reglamentos de construcción aplicados entonces producían probablemente, en circunstancias iguales, estructuras más resistentes que las que se obtienen con los reglamentos actuales.

Muchos edificios diseñados sólo por carga vertical permanente, o con cargas horizontales muy pequeñas, sobrevivieron al sismo sin daños en la estructura, pero a menudo con daños no estructurales considerables. Algunos edificios tuvieron que ser rigidizados posteriormente, y por lo menos uno fue demolido.

Otros temblores posteriores han afectado también a edificios altos de acero (Anchorage, 1964; Caracas, 1967; San Fernando, 1971; Managua, 1972; Guatemala, 1976; Ciudad de México 1979), su comportamiento ha sido adecuado.

Sin embargo, debe recordarse que la mayor parte de esos edificios tenían muros divisorios no estructurales, que proporcionaron rigidez, resistencia lateral y alta capacidad de absorción de energía.

4.3 MARCOS RIGIDOS

4.3.1 Comportamiento

El comportamiento de un entrepiso de un marco rígido alto bajo carga vertical constante y fuerzas horizontales que crecen monotónicamente puede describirse por medio de su curva $Q-\Delta$ (carga horizontal-desplazamiento lateral). El marco permanece en el intervalo elástico hasta la formación de la primera articulación plástica (para simplificar el análisis no se toman en cuenta los esfuerzos residuales, los factores de forma se toman iguales a uno, y la configuración deformada por cortante de los entrepisos del edificio se considera constante, exceptuando un factor de proporcionalidad). Una estructura deteriorada resiste los incrementos adicionales de carga, y los desplazamientos laterales se incrementan cuando la primera articulación plástica gira bajo momento plástico constante, M_p . La rigidez lateral decrece nuevamente al formarse una segunda articulación plástica. El proceso continúa al seguirse formando articulaciones, hasta que la estructura se convierte en un mecanismo que se deflexiona lateralmente bajo carga lateral decreciente.

La carga de colapso plástico que corresponde a un mecanismo de conjunto es la carga máxima que teóricamente puede resistir una estructura de acero, y es también la que permite la máxima absorción de energía antes de la falla. Hay, sin embargo, varios factores que pueden conducir a la falla bajo una carga menor.

4.3.2 Causas de fallas prematuras

Una falla prematura puede ser originada por cualesquiera de los siguientes factores:

1. Incapacidad de alcanzar el momento plástico, M_p .
2. Capacidad de rotación insuficiente.
3. Falla de miembros o conexiones.
4. Inestabilidad total o parcial de la estructura.

Una sección donde debe formarse una articulación plástica puede fallar bajo un momento flexionante más pequeño que su momento plástico, o cuando la rotación no ha alcanzado el valor asociado con el mecanismo de colapso. Esto se puede deber a pandeo local o lateral, o a fractura ocasionada por una capacidad de deformación insuficiente. La ductilidad puede reducirse drásticamente por métodos inadecuados de fabricación, bajas temperaturas de operación, estados triaxiales de esfuerzo, o fatiga. Los aceros de alta resistencia son en general menos dúctiles que los ordinarios.

Una viga o columna puede fallar entre articulaciones plásticas por pandeo local o lateral, o por una combinación de ambos. Las conexiones pueden ser incapaces de resistir las fuerzas y momentos que les transmiten las vigas y columnas.

Finalmente, si la rigidez lateral no es suficiente, la estructura en conjunto, o uno o más de sus entrepisos, puede fallar por inestabilidad debida a efectos $P-\Delta$ de segundo orden.

Se han llevado a cabo extensas investigaciones, teóricas y experimentales, de todos los tipos de falla posibles en miembros estructurales, en subconjuntos y en marcos rígidos bajo carga monotónicamente creciente. Sin embargo, su comportamiento bajo carga crítica ha sido estudiado sólo en los últimos años, y se requiere aún mucha información adicional.

4.4 COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES

Si se conocen las curvas carga-desplazamiento completas de una estructura, pueden determinarse su factor de carga contra el colapso y los desplazamientos laterales bajo cargas de trabajo. Si alguno de ellos es inaceptable, las vigas y columnas se modifican hasta obtener una res-

puesta adecuada, compatible con las hipótesis hechas en el análisis. En marcos de varios niveles es necesario, en teoría, conocer la curva de todos los entrepisos, pero en la mayoría de los casos bastan unas cuantas curvas, que sean representativas de las demás.

Las curvas $Q-\Delta$ obtenidas para deformaciones laterales monotónicamente crecientes proporcionan buenos inicios del comportamiento sísmico de la estructura. Para obtener la curva $Q-\Delta$ de una estructura deben conocerse las características de los miembros que la componen, de manera que se deben diseñar en forma preliminar vigas, columnas y conexiones antes de trazar la curva.

El comportamiento y diseño de miembros y conexiones se estudia en los párrafos siguientes.

4.4.1 Vigas

El comportamiento de las vigas puede entenderse estudiando las curvas que relacionan las cargas con las deflexiones en el plano de flexión y fuera de él. La información para trazar estas curvas se ha obtenido experimentalmente. En la figura 4.1 se muestran curvas que relacionan momentos flexionantes con deflexiones verticales y laterales; corresponden al segmento central de la viga, que está sometido a flexión uniforme.^{4.2,4.3} Los apoyos y los puntos de aplicación de las cargas están soportados lateral y torsionalmente. Los desplazamientos laterales del patín comprimido comienzan tan pronto como el momento flexionante alcanza el valor M_p , y crecen después gradualmente. Las secciones transversales de las vigas pierden su forma original (figura 4.1 b), y se alcanza la resistencia última cuando se pandea la mitad crítica del patín comprimido.

Este comportamiento corresponde a vigas soportadas lateralmente de una manera adecuada y que tienen, en alma y patines, relaciones ancho a grueso suficientemente bajas. El pandeo lateral y local comienza en ellas después de que ha ocurrido una deformación plástica considerable bajo momento plástico constante.

Hay otros comportamientos posibles, algunos se muestran en la figura 4.2. La resistencia y la capacidad de rotación pueden reducirse por los efectos del pandeo lateral o local.

Pandeo lateral. La curva momento-rotación en el extremo $M_o-\theta$ (figura 4.3) describe el comportamiento de una viga en el plano de simetría y carga. El pandeo lateral se muestra por medio de las curvas M_o-u ó $M_o-\phi$

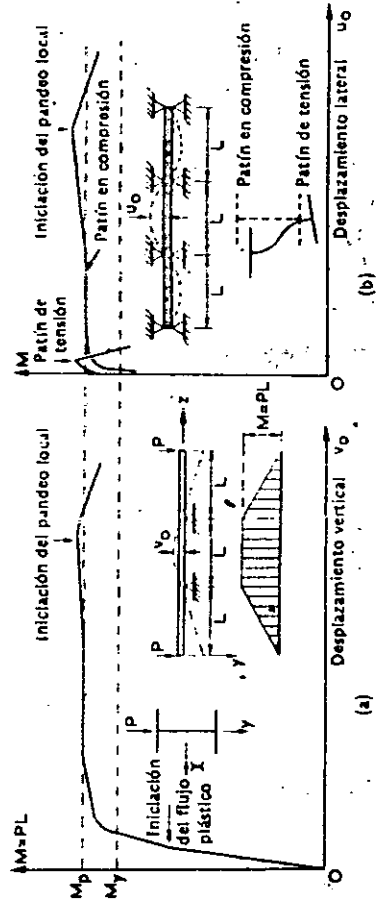


Fig. 4.1 Curvas momento-deflexión de una viga en flexión pura. 4-3

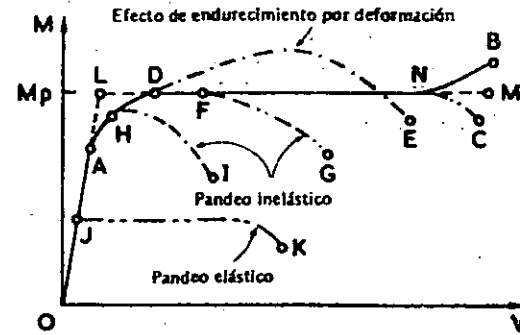


Fig. 4.2 Curvas momento-deflexión en vigas.

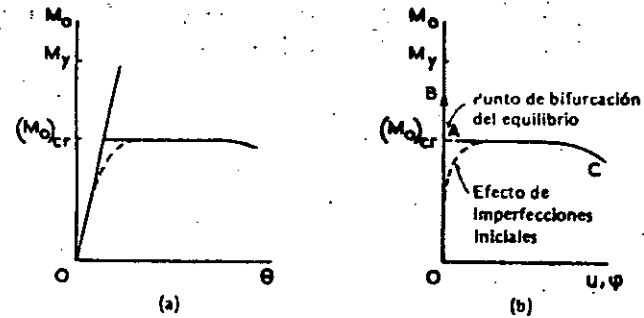


Fig. 4.3 Comportamiento de un viga en flexión pura.

momento-desplazamiento lateral o momento-rotación torsional, respectivamente. Si la viga no tiene imperfecciones geométricas ni hay excentricidades en las cargas, las curvas M_0-u y $M_0-\varphi$ son como las indicadas con línea continua con un punto de bifurcación en A; después de este punto la viga puede, en teoría, permanecer en el plano original al crecer la carga, o deformarse lateralmente bajo momento constante.

La bifurcación del equilibrio no se presenta nunca en vigas reales, debido a las imperfecciones iniciales inevitables. La falla nunca se debe

a pandeo, sino a inestabilidad bajo deformaciones laterales que crecen continuamente. Sin embargo, la carga crítica teórica es un límite superior de la resistencia real y se usa con fines de diseño.

Las vigas muy cortas fluyen por completo antes de pandearse, y pueden resistir momentos iguales a M_p o aun mayores, debido al endurecimiento por deformación, pero la resistencia de vigas de longitud intermedia se reduce por la plastificación parcial que ocurre antes de que se inicie el pandeo. El pandeo elástico determina la capacidad de carga de las vigas largas. Un perfil dado puede exhibir cualquiera de esos comportamientos, como se ve en la figura 4.4, en la que se muestra el momento resistente como función de la distancia entre secciones soportadas lateralmente.

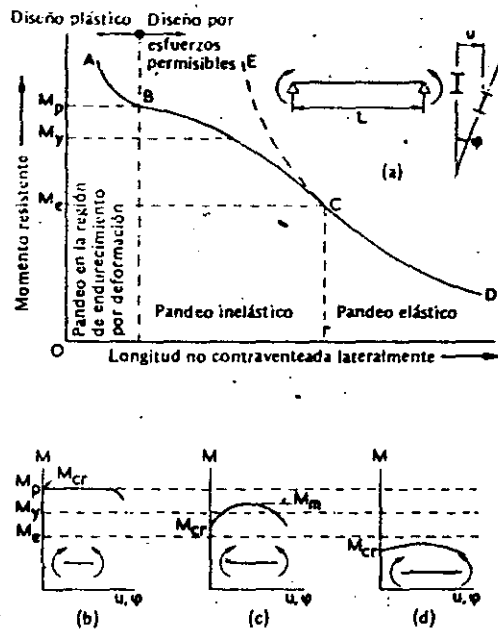


Fig. 4.4 Influencia de la longitud no contraventeada en el comportamiento de las vigas.

En la proximidad de las secciones de marcos rígidos que se construirán en zonas de alta sismicidad, en las que pudieran formarse articulaciones plásticas, las vigas deben localizarse en el primer intervalo de la figura 4.4. El pandeo lateral no debe impedir que se alcance su momento plástico, ni su capacidad de rotación debe verse afectada considerablemente. Lejos de las articulaciones plásticas las vigas pueden estar en el segundo o tercer intervalo, pero tienen que diseñarse con factores de seguridad suficientemente altos para evitar la inestabilidad antes de que se alcance la carga de colapso plástico.

Inestabilidad de vigas completamente plastificadas. El pandeo lateral y local es inevitable en vigas I o H flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia, pero si las relaciones ancho-espesor de sus patines y almas son suficientemente pequeñas y se proporciona un soporte lateral adecuado, el pandeo puede retrasarse lo suficiente para que se obtenga un comportamiento satisfactorio bajo carga estática o dinámica.

Las curvas de la figura 4.5 muestran comportamientos adecuados e inadecuados desde el punto de vista de la capacidad de rotación. Si la descarga comienza cuando el momento es menor que M_p , el comportamiento es aún menos adecuado.

En muchas vigas H probadas a flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia, la deflexión lateral comienza tan pronto como se alcanza el momento M_p , pero cuando las distancias entre las secciones soportadas lateralmente son iguales o menores que una cierta longitud crítica, la iniciación del pandeo lateral no corresponde a la falla. La des-

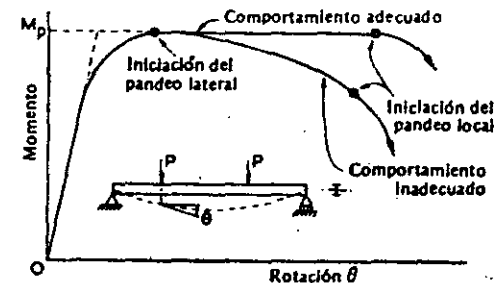


Fig. 4.5 Curvas momento-rotación de vigas en flexión pura.

carga comienza cuando el patín comprimido se pandea localmente bajo deformaciones laterales considerables. La falla se debe siempre a una combinación de ambos tipos de pandeo.^{4.4,4.5}

El comportamiento de las vigas depende en gran medida de los valores de los momentos en los extremos de la longitud no soportada lateralmente. Si el momento flexionante es uniforme o cambia lentamente, el patín de compresión fluye en una longitud considerable y su rigidez disminuye marcadamente; las deflexiones laterales y los esfuerzos de compresión adicionales crecen rápidamente. Finalmente se forma una onda de pandeo local debida a la combinación de los esfuerzos de compresión originales con los producidos por la flexión lateral.^{4.13} En cambio, si la pendiente del diagrama de momentos flexionantes es grande, sólo fluye una longitud pequeña del patín comprimido, adyacente a la articulación plástica, la pérdida de rigidez es reducida y las deflexiones laterales no crecen rápidamente; la falla comienza por pandeo local bajo compresión uniforme y el colapso ocurre por pandeo lateral.^{4.6,4.7}

La pendiente del diagrama de momentos flexionantes cerca de los extremos de vigas de marcos rígidos, donde se forman articulaciones plásticas, es muy grande, y la porción del patín comprimido que fluye plásticamente está muy restringida en ambos extremos. Bajo carga estática, el patín de compresión se pandea localmente cuando la longitud del tramo que ha fluido plásticamente es igual a la de una onda de pandeo local (figura 4.6).^{4.6,4.7}

Bajo carga cíclica los patines de vigas adyacentes a columnas se encuentran alternadamente en tensión y compresión. El patín comprimido se pandea localmente, pero las ondas de pandeo aparecen y desaparecen en cada ciclo, al cambiar la compresión en tensión. Si el pandeo lateral no es crítico, la falla se inicia al formarse una grieta en la zona de deformación inelástica máxima.^{4.8}

Los resultados de pruebas de la referencia 4.8 muestran claramente que bajo cargas cíclicas alternadas el pandeo local de vigas es más crítico que la fatiga a bajo ciclaje del material.

Existen indicaciones de que el pandeo local de los patines no ocasiona disminuciones significativas en la capacidad de carga de los marcos. De acuerdo con esto, el uso de perfiles 'H' con relaciones ancho-espesor de los patines casi 25 % en exceso de los límites especificados para el diseño plástico bajo carga estática, ha conducido a un comportamiento satisfactorio.^{4.9,4.10} Sin embargo, la inversión de las cargas acentúa los

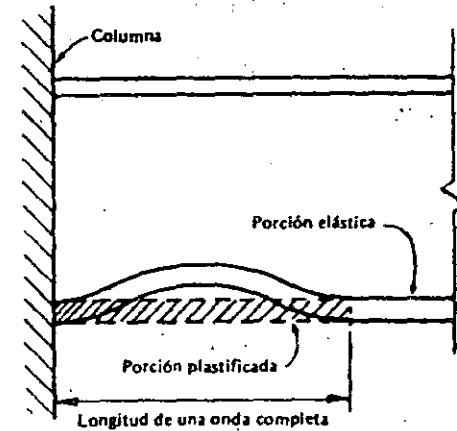


Fig. 4.6 Pandeo local de patín comprimido en el extremo de una viga.

efectos de imperfecciones locales, apresurando la iniciación del pandeo torsional y local y reduciendo tanto la resistencia como la rigidez.^{4.11,4.12,4.14} La capacidad de rotación mejora cuando se reducen las relaciones ancho-espesor de almas y patines.

En la referencia 4.11 se sugiere que el índice de desplazamiento lateral máximo*, correspondiente al sismo de diseño más severo, se limite a 0.03 para evitar problemas de inestabilidad. La capacidad de rotación máxima necesaria en las articulaciones plásticas que se forman en los extremos de las vigas, puede tomarse entonces conservadoramente igual a 0.03 rad. Las vigas que satisfacen las relaciones ancho-espesor especificadas para diseño plástico bajo carga estática, con soporte lateral continuo del patín superior, pueden aparentemente desarrollar por lo menos esas rotaciones sin pérdida de resistencia.

Diseño. La capacidad de rotación necesaria en estructuras durante sismos intensos, y la capacidad de rotación que pueden desarrollar esas estructuras, son todavía inciertas. Hasta que se tenga información adicional, conviene satisfacer los requisitos de soporte lateral y relacio-

* El índice de desplazamiento lateral es el desplazamiento lateral relativo entre niveles consecutivos divididos entre la altura de entrepiso.

Tabla 4.1 Relaciones ancho-grueso y longitudes no soportadas lateralmente máximas admisibles

Esfuerzo de fluencia	Relación ancho-grueso máxima permisible		Longitud no soportada lateralmente máxima permisible	
	Patines	Almas	Almas	
			$P/P_y \leq 0.27$	$P/P_y > 0.27$
36 ksi (24.84 kN/cm ²)	17.0	68.7 - 96.1 P/P_y	42.8	$1.0 > M/M_p > -0.5$
50 ksi (34.50 kN/cm ²)	14.0	58.3 - 81.6 P/P_y	36.6	$-0.5 > M/M_p > -1.0$
65 ksi (44.85 kN/cm ²)	12.0	51.1 - 71.5 P/P_y	31.9	

nes de ancho-espesor, especificados para el diseño plástico de marcos rígidos, que se muestran en la tabla 4.1. Esta recomendación debe seguirse aun en estructuras diseñadas por métodos basados en esfuerzos permisibles.

Las secciones transversales correspondientes a articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de falla, deben estar adecuadamente contraventeadas para evitar desplazamientos laterales y torsionales. La distancia entre estas secciones y otras contraventeadas de manera similar, no debe exceder el valor dado en las dos últimas columnas de la tabla 4.1. La relación entre los momentos en los extremos del tramo no soportado lateralmente, M/M_p , es negativa para curvatura simple; M es siempre menor que M_p .

Los efectos de la fuerza cortante en la resistencia a flexión de las vigas pueden despreciarse casi siempre. El momento plástico no necesita modificarse, si la fuerza cortante no es mayor que $(\sigma_y/\sqrt{3})w d_w$, σ_y es el esfuerzo de fluencia del acero, w y d_w son el espesor y el peralte del alma.^{4.16}

El diseño de vigas en regiones no adyacentes a articulaciones plásticas se hace normalmente por métodos basados en esfuerzos permisibles.

4.4.2 Columnas flexocomprimidas

Las columnas de los marcos rígidos trabajan en general bajo compresión axial y flexión biaxial combinadas.

La falla de una columna flexocomprimida puede deberse a una de las causas siguientes, o a la combinación de varias de ellas:

1. Formación de una articulación plástica bajo compresión axial y flexión.
2. Inestabilidad por interacción de la carga axial y la flexión.
3. Pandeo lateral por flexotorsión.
4. Pandeo por compresión axial por flexión alrededor del eje de menor momento de inercia.
5. Pandeo local.

Las columnas de edificios fallan generalmente por una combinación de los dos primeros factores, es decir, por formación de un mecanismo bajo cargas axiales y momentos incrementados por efectos de segundo

orden. Las dimensiones de esas columnas son tales que el pandeo lateral por flexotorsión rara vez es crítico, y como la flexión juega casi siempre un papel importante, el pandeo por compresión axial tampoco suele serlo.

En marcos contraventeados o marcos con muros de cortante de rigidez adecuada, las columnas fallan por formación de tres articulaciones plásticas (figura 4.7) o por el desarrollo de articulaciones en la columna y en las vigas vecinas, que producen un efecto equivalente.

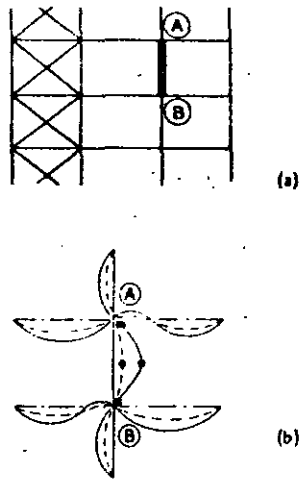


Fig. 4.7 Falla de una columna en un marco contraventado.

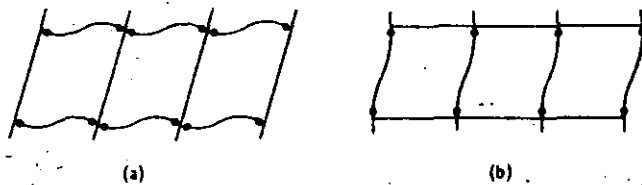


Fig. 4.8 Comportamiento de columnas en marcos no contraventados.

Los marcos no contraventados se comportan de una manera muy diferente. La estabilidad de conjunto es primordialmente una función de las rigideces de las vigas; si éstas son muy flexibles las columnas se comportan básicamente como cuerpos rígidos (excepto en las bases, donde se forman articulaciones plásticas) y los desplazamientos laterales se deben a flexión de las vigas; cada entrepiso se convierte en un mecanismo cuando se forman articulaciones plásticas en los extremos de éstas (figura 4.8 a).

Cuando las vigas son muy rígidas los desplazamientos laterales son resistidos por flexión de las columnas, y la condición de mecanismo se alcanza cuando aparecen articulaciones plásticas en los dos extremos de cada una de ellas. La estabilidad lateral es una función de las propiedades de todas las columnas de cada entrepiso. En la figura 4.8b se muestra el comportamiento teórico de un entrepiso con vigas de rigidez infinita.

Si las columnas de un entrepiso de un marco sin contraventeo tienen resistencias diferentes, algunas pueden fallar como se muestra en la figura 4.7b, cuando la resistencia lateral del entrepiso no se ha agotado aún; esta situación debe evitarse en general.

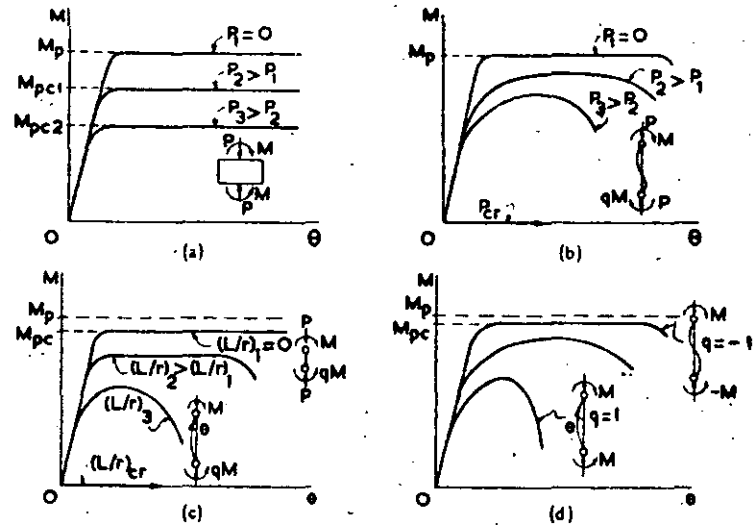


Fig. 4.9 Curvas momento-rotación de columnas flexocomprimidas que fallan por exceso de flexión en el plano de los momentos. a) $L/r = 0$, P variable. b) L/r y q constantes, P variable. c) q y P constantes, L/r variable. d) P y L/r constantes, q variable.

De acuerdo con la práctica común, las columnas de marcos en zonas altamente sísmicas se suelen diseñar para que permanezcan básicamente en el intervalo elástico, excepto en las bases, mientras se forman articulaciones plásticas en las vigas. Esta es una de las razones por las que la información disponible sobre comportamiento cíclico de columnas flexocomprimidas sea tan escasa.

El comportamiento de una columna flexocomprimida aislada, con pares aplicados en los extremos, puede representarse por medio de una curva que relacione los momentos en los extremos con las rotaciones en ellos. La respuesta del miembro está determinada por varios parámetros: esbeltez y curvatura del miembro, magnitud de la carga de compresión. La posibilidad del pandeo lateral y los desplazamientos lineales de los extremos de las columnas hace que el problema se complique. La figura 4.9 muestra varias curvas $M-\theta$ correspondientes a columnas flexocomprimidas con extremos soportados linealmente; para trazarlas se ha supuesto que no hay pandeo lateral o local.

La resistencia de una columna flexocomprimida que falla por exceso de flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia puede calcularse usando métodos elásticos o elastoplásticos. En el primer caso se supone que el límite de utilidad estructural se alcanza cuando el esfuerzo de fluencia aparece en la sección crítica, aunque no corresponde a la resistencia máxima.

Despreciando los esfuerzos residuales, el comportamiento elástico termina cuando:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{P}{A} + \frac{M_{m\acute{a}x}}{S_x} = \sigma_y \quad (4.1)$$

A y S_x son el área y el módulo de sección de la sección transversal de la columna, P y $M_{m\acute{a}x}$ la carga de compresión y el momento flexionante máximo, incluyendo efectos de segundo orden, y σ_y el esfuerzo de fluencia del acero.

Dividiendo sus dos miembros entre σ_y , teniendo en cuenta que $A\sigma_y = P_y$, $S_x\sigma_y = (M_x)_y$, y expresando $M_{m\acute{a}x}$ como el producto del momento máximo de extremo, M_o , por un factor de amplificación, la ecuación 4.1 puede escribirse:

$$\frac{P}{P_y} + \phi \frac{M_o}{(M_x)_y} = 1.0 \quad (4.2)$$

Las expresiones teóricas exactas del factor de amplificación ϕ son muy complicadas para utilizarse en diseño, por lo que en general se emplean ecuaciones aproximadas:

$$\frac{P}{P_y} + \frac{C_m}{1 - P/P_E} \frac{M_o}{(M_x)_y} \leq 1.0 \quad (4.3)$$

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M_o}{(M_x)_y} \leq 1.0 \quad (4.4)$$

las dos fórmulas deben satisfacerse simultáneamente.

$C_m M_o$ es un momento uniforme ficticio aproximadamente equivalente al momento variable real y $1/(1 - P/P_E)$ es un factor de amplificación; P_E es la carga crítica de Euler en el plano de la flexión. C_m puede calcularse con una fórmula dada en la referencia 4.15.

Se han llevado a cabo métodos para evaluar la resistencia máxima de columnas flexocomprimidas y para dibujar curvas completas de momento-rotación en el extremo.^{4.17-4.20} Estas curvas son fundamentales en diseño sísmico porque proporcionan las capacidades de rotación y absorción de energía del miembro. Esas curvas se han trazado para miembros sometidos a compresión constante y momentos aplicados en los extremos que crecen monótonicamente, aunque proporcionan una indicación cualitativa del comportamiento de las columnas flexocomprimidas bajo carga dinámica.

La figura 4.10 muestra curvas momento-rotación correspondientes a tres columnas flexocomprimidas que tienen relación de esbeltez $L/r_x = 30$ y cargas de compresión $P = 0.30 P_y$, bajo momentos de intensidad creciente aplicados en los extremos.^{4.21} Ninguna puede resistir el momento plástico completo, M_p . Las columnas (a) y (b) tienen una capacidad de rotación importante cuando obra sobre ellas el momento M_{pc} (momento plástico reducido por compresión axial), y los efectos de segundo orden son más significativos en la columna (c); ésta es incapaz de alcanzar el valor M_{pc} y su capacidad de rotación decrece drásticamente. Este fenómeno es más importante cuando L/r_x y P crecen; las columnas esbeltas con cargas de compresión elevadas resisten momentos máximos mucho más pequeños que M_{pc} , y su capacidad de rotación es muy pequeña o casi nula.

Las columnas de estructura construidas en zonas de sismicidad intensa suelen encontrarse en el intervalo inferior de valores de P/P_y , pues la flexión influye de manera importante en su diseño. Además, tienen relaciones de esbeltez pequeñas y bajo cargas verticales y sísmicas se flexionan en curvatura doble. Su capacidad de rotación suele ser alta, del orden de la mitad de la predicha para vigas.^{4.21}

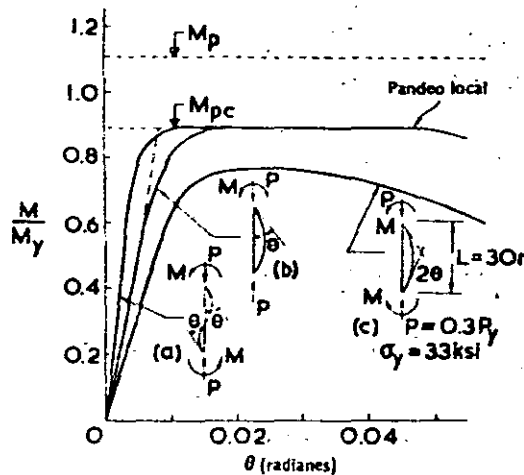


Fig. 4.10 Curvas momento-rotación típicas de columnas flexocomprimidas según Galambos y

Las ecuaciones 4.3 y 4.4 pueden usarse también para determinar la condición de carga correspondiente a la iniciación del pandeo lateral elástico por flexotorsión; P_y y $(M_x)_y$ se sustituyen en la ecuación 4.3 por P_{cr} , carga crítica de Euler, y $(M_{cr})_x$ momento crítico de pandeo elástico del miembro bajo flexión uniforme alrededor de su eje de mayor momento de inercia; la ecuación 4.4 no cambia.

La resistencia de las columnas flexocomprimidas que fallan por flexión excesiva sin pandearse, dada en forma no dimensional, es casi independiente de las dimensiones de la sección transversal del miembro, de manera que una familia de curvas correspondiente a una relación

dada del menor al mayor de los momentos en los extremos, puede usarse para todos los perfiles H laminados o soldados. En cambio, la resistencia al pandeo lateral por flexotorsión depende en gran medida de la geometría de la sección transversal. En la referencia 4.22 se muestra que la resistencia de la mayor parte de los perfiles H usados como columnas en edificios, no se reduce de manera significativa por el pandeo lateral bajo carga estática.

Si P_y y $(M_x)_y$ se sustituyen en la ecuación 4.3 por la carga crítica de pandeo inelástico de la columna bajo compresión axial, P_{cr} , y el momento máximo que podría ser resistido por el miembro bajo flexión uniforme, tomando en consideración el pandeo lateral cuando sea significativo, M_m , se obtiene la ecuación 4.5, con la que se determinan pares de valores de P y M_o que ocasionan la falla por inestabilidad inelástica; esta ecuación es suficientemente precisa para fines de diseño.

La ecuación 4.6, correspondiente a la formación de una articulación plástica en un extremo, reemplaza a la ecuación 4.4.

Las ecuaciones 4.5 y 4.6 pueden adaptarse a columnas flexocomprimidas de marcos sujetas a desplazamientos laterales de sus extremos.

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m}{1-P/P_E} \frac{M_o}{M_m} = 1.0 \quad (4.5)$$

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M_o}{1.18M_p} = 1.0 \quad (4.6)$$

El momento máximo, M_m , que puede resistir el miembro en ausencia de carga axial, está dado por la siguiente fórmula empírica:^{4.15}

$$M_m = \left[1.07 - \frac{(L/r_y)\sqrt{\sigma_y}}{2625} \right] M_p, \text{ pero no mayor que } M_p \quad (4.7)$$

σ_y está dado en kN/cm^2 y M_m tiene las mismas unidades que el momento plástico M_p .

La ecuación 4.7 se obtuvo para columnas flexocomprimidas bajo momento primario uniforme, pero puede ajustarse para diferentes condiciones de carga.

Las ecuaciones 4.5 y 4.6 proporcionan dos valores del momento M_o ; el más pequeño de ellos es el momento que puede resistir la columna:

$$M_o = \frac{1}{C_m} \left(1 - \frac{P}{P_E}\right) \left(1 - \frac{P}{P_{cr}}\right) M_m \quad (4.8)$$

$$M_o = 1.18 \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) M_p \quad (4.9)$$

Flexión biaxial. En la referencia 4.23 se presenta un método aproximado para el diseño elástico de columnas de sección transversal H, con pares aplicados en los extremos alrededor de los dos ejes principales. El método se recomienda para fines de diseño en las referencias 4.24 y 4.25.

La resistencia inelástica máxima de columnas aisladas flexocomprimidas de sección H, sometidas a flexión biaxial, ha sido evaluada determinando su curva carga-deformación completa, usando métodos numéricos y cargas aplicadas en una secuencia de incrementos suficientemente pequeños. Se han obtenido ecuaciones de interacción que expresan condiciones de falla por formación de una articulación plástica en una sección transversal, o por inestabilidad de la columna.^{4,26-4,30} En las secciones soportadas lateralmente (los dos extremos de la columna) debe satisfacerse la siguiente condición:

$$\left(\frac{M_x}{M_{pcx}}\right)^\xi + \left(\frac{M_y}{M_{pcy}}\right)^\xi \leq 1.0 \quad (4.10)$$

M_x y M_y son los momentos flexionantes en la sección, y M_{pcx} y M_{pcy} son los momentos plásticos modificados para incluir los efectos de la compresión axial

$$M_{pcx} = 1.18 [1 - P/P_y] M_{px}, \text{ pero no mayor que } M_{px}$$

$$M_{pcy} = 1.19 [1 - (P/P_y)^2] M_{py}, \text{ pero no mayor que } M_{py}$$

En secciones H en las que $0.5 < D/H < 1.0$, ξ está dada por

$$\xi = 1.6 - \frac{P/P_y}{2 \ln(P/P_y)}$$

D es el ancho del patín, H el peralte del alma y \ln significa logaritmo natural.

La estabilidad de la columna entre puntos soportados lateralmente se revisa con

$$\left(\frac{C_{m_x} M_x}{M_{ucx}}\right)^\eta + \left(\frac{C_{m_y} M_y}{M_{ucy}}\right)^\eta \leq 1.0 \quad (4.11)$$

M_x y M_y son los mayores momentos aplicados alrededor de x y y , respectivamente, en uno u otro de los extremos de la columna, y M_{ucx} y M_{ucy} son los momentos resistentes últimos de la columna en curvatura simple simétrica, cuando el momento alrededor del otro eje es nulo, incluyendo el efecto de pandeo lateral por flexotorsión cuando éste sea crítico.

$$M_{ucx} = M_{ux} [1 - (P/P_u)] [1 - (P/P_{E_x})]$$

$$M_{ucy} = M_{py} [1 - (P/P_u)] [1 - (P/P_{E_y})]$$

P_u es la carga última de la columna cargada axialmente, P_{E_x} y P_{E_y} las cargas de pandeo de Euler, M_{ux} el momento plástico resistente alrededor del eje de mayor momento de inercia reducido por pandeo lateral, en caso de ser necesario y η está dada por

$$\eta = 0.4 + P/P_y + D/h \geq 1.0, \text{ cuando } D/h \geq 0.3$$

$$\eta = 1.0, \text{ cuando } D/h < 0.3$$

h es el peralte de la sección W ó I.

Para utilizar las ecuaciones 4.10 y 4.11 en el diseño de columnas de marcos rígidos sin contraventeo, deben tenerse en cuenta los momentos de segundo orden correspondientes a carga última, por medio de un análisis que incluya los efectos P- Δ en dos direcciones ortogonales.^{4,30}

En la referencia 4.30 se recomienda que si se usan las ecuaciones 4.10 y 4.11 para evaluar la resistencia de columnas en flexión biaxial, las acciones reversibles producidas por sismo o viento y las acciones variables debidas a viento o sismo, más cargas verticales muertas y vivas (con un factor de carga de 1.5 multiplicado por un factor del orden de 0.7, para considerar la probabilidad de ocurrencia) no deben producir esfuerzos mayores que el esfuerzo de fluencia nominal del material.

La seguridad contra fallas por inestabilidad de columnas en flexión biaxial puede evaluarse usando una forma generalizada de la ecuación 4.5-4.16

$$\frac{P}{(P_{cr})_y} + \frac{C_{m_x} M_x}{M_{cr_x} (1 - P/P_{cr_x})} + \frac{C_{m_y} M_y}{M_{cr_y} (1 - P/P_{cr_y})} = 1.0 \quad (4.12)$$

Columnas flexocomprimidas bajo carga cíclica. La información experimental disponible sobre el comportamiento de columnas flexocomprimidas cargadas cíclicamente es muy escasa, y se refiere sólo a flexión monoaxial.

Se han ensayado especímenes H aislados, apoyados y cargados como se muestra en la figura 4.11, bajo carga axial constante y carga transversal cíclica. 4.31-4.35 las pruebas se han realizado con diferentes magnitudes de la carga axial, para determinar su influencia en el comportamiento del miembro.

La respuesta de la columna se deteriora al crecer la carga axial. Si se impiden los desplazamientos laterales, la falla comienza por pandeo local del patín, que se incrementa al crecer el número de ciclos de carga, y se propaga hacia el alma. El colapso se produce finalmente por combinación de pandeo local del alma y del patín.

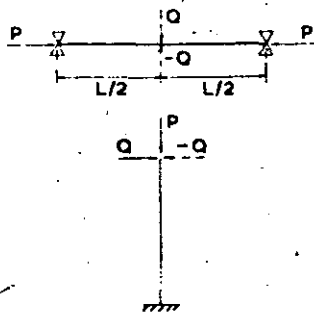


Fig. 4.11 Columnas flexocomprimidas bajo carga lateral cíclica ensayadas por investigadores.

La figura 4.12 muestra que al crecer la carga axial disminuyen tanto la amplitud de la deflexión como el número de ciclos de carga necesarios para producir la falla. 4.31,4.32

La capacidad de rotación decrece también cuando aumentan las relaciones ancho-espesor de patines y alma, o la fuerza axial. 4.31

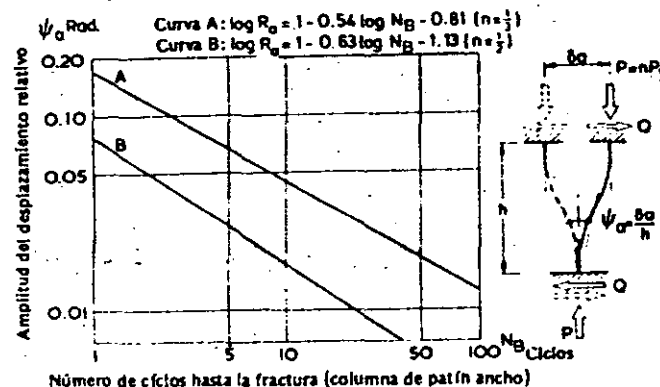


Fig. 4.12 Límite de fractura a bajo ciclaje de columnas de patín ancho (según Yamada 4.32).

El comportamiento inelástico de columnas flexocomprimidas bajo carga cíclica, y su influencia en la respuesta de los marcos rígidos no se ha entendido bien hasta la fecha. El diseño de los marcos rígidos se hace propiciando que las articulaciones plásticas se formen en las vigas, mientras las columnas permanecen básicamente en el intervalo elástico hasta el colapso del marco, excepto en sus bases. La respuesta real de una estructura bajo cargas de gravedad y sísmicas simultáneas es tan compleja que no se puede asegurar que todas las articulaciones plásticas se vayan a formar en las vigas, aunque el diseño se haya basado en esa condición.

El diseño se basa en las dimensiones nominales de los perfiles, obtenidas de los manuales, y en el punto de fluencia nominal, pero la geometría y las propiedades del material de los elementos estructurales

13

reales difieren de sus valores teóricos, con frecuencia en forma importante. Esto hace que las resistencias reales puedan diferir apreciablemente de las calculadas. Una combinación de mayor resistencia en las vigas y menor resistencia en las columnas puede desplazar las articulaciones plásticas de las primeras a las segundas. Tampoco suelen tomarse en cuenta durante el diseño las aceleraciones verticales que producen cargas axiales en las columnas, y la correspondiente disminución de su resistencia a la flexión. Es importante reconocer la posibilidad de que se formen articulaciones plásticas en las columnas y diseñarlas teniéndolas en cuenta.^{4,36}

Se ensayaron seis especímenes del tipo mostrado en la figura 4.13, bajo carga vertical constante y fuerza horizontal cíclica,^{4,36} las vigas se sobrediseñaron deliberadamente para obligar a que las articulaciones plásticas se formaran en las columnas.

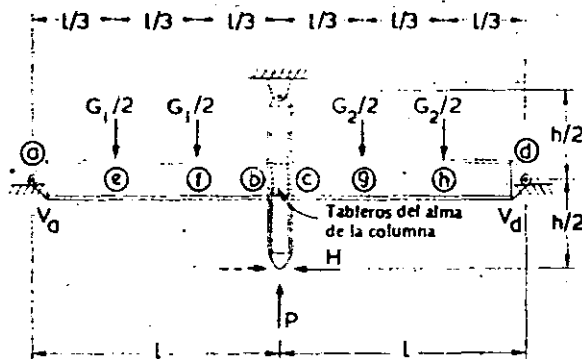


Fig. 4.13 Ensayo de una subestructura (según Krawinkler y colaboradores^{4,41}).

Tomando como base este número limitado de pruebas, parece que pueden admitirse articulaciones plásticas en columnas sometidas a flexión, alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales si P/P_y no es mayor que 0.5; el comportamiento es satisfactorio gracias principalmente al endurecimiento por deformación. En cambio, las articulaciones plásticas deben evitarse cuando la carga axial excede de

0.5 P_y , pues se observaron reducciones drásticas de la resistencia de especímenes en los que P/P_y era igual a 0.6 y 0.8. Se obtuvo también un comportamiento adecuado al ensayar dos marcos con relaciones P/P_y en las columnas de 0.20 y 0.41.^{4,10}

Se puede concluir que las columnas que tienen relaciones de esbeltez comunes en edificios se comportan correctamente en marcos sometidos a carga sísmica, pues permiten la formación y rotación de articulaciones plásticas cuando sus patines y almas satisfacen las relaciones ancho-espesor especificadas para diseño plástico, y la carga de compresión no excede alrededor de 0.5 P_y .

4.4.3. Conexiones

Para que un marco rígido se comporte adecuadamente, las conexiones entre vigas y columnas deben tener suficiente resistencia y rigidez para mantener prácticamente sin cambio los ángulos originales entre los miembros conectados. En la figura 4.14 se muestran tres tipos comunes de conexiones de viga a columna.

Aunque generalmente se conectan tres o cuatro vigas a cada columna, la mayor parte de los estudios analíticos y experimentales realizados hasta la fecha se refieren a marcos planos con vigas conectadas sólo a los patines de las columnas. Se cuenta también con un número reducido de pruebas con vigas conectadas al alma de la columna.

Cuando la columna es continua a través de la junta, como es común en marcos de edificios, el diseño de la junta consiste en lo siguiente:

1. Diseño de los elementos conectores, soldadura, remaches o pernos de alta resistencia, para transmitir momentos, fuerzas cortantes y

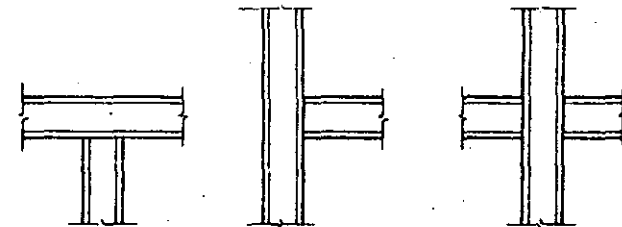


Fig. 4.14 Conexiones viga-columna típicas.

adhesivos de las vigas a las columnas (los remaches casi no se usan en estructuras de acero modernas). En juntas soldadas la transmisión de carga puede lograrse directamente o por medio de placas y ángulos.

2. Revisión de la columna para ver si su rigidez y resistencia son adecuadas para resistir las cargas de las vigas.
3. Diseño, en caso de ser necesario, de atiesadores, placas adosadas al alma*, etc.

El diseño de conexiones según la práctica norteamericana^{4.15, 4.16} se basa en los resultados indicados en la referencia 4.38, en la que se analiza el comportamiento y diseño plástico de juntas viga-columna de marcos rígidos bajo carga estática.

El comportamiento es adecuado si la conexión tiene suficiente capacidad de rotación, mientras obra sobre ella la carga de compresión, para permitir la formación de articulaciones plásticas en la región central de las vigas, o si tiene suficiente resistencia para que se formen las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas, y giren hasta que aparezcan las de la parte central del claro.

Para saber si el comportamiento de una conexión será adecuado deben investigarse los puntos siguientes:

1. Resistencia de la columna, sin reforzar, en las regiones adyacentes a los patines de la viga.
2. Incremento de la resistencia de la columna producido por atiesadores horizontales colocados entre los patines.
3. Posibilidad de falla de la columna por una combinación de esfuerzos de compresión y de cortante.
4. Influencia de las vigas conectadas por alma.
5. Rotación requerida y capacidad de rotación de la conexión.

Según la referencia 4.38 puede despreciarse el efecto de la carga axial en el comportamiento de las juntas, y las conexiones de cuatro vigas, dos por alma y dos por patín, pueden diseñarse de manera conservadora sin considerar las vigas que llegan al alma de la columna, pues su efecto rigidizante compensa sobradamente la pérdida de resistencia debida a los esfuerzos triaxiales que aparecen en estos casos.

La rotación requerida en una conexión varía con la geometría de la estructura y con las cargas. Se han calculado rotaciones típicas, mayores

* Las placas adosadas al alma son placas de refuerzo soldadas a uno o ambos lados del armazón de la columna.

que las requeridas usualmente, y todas las uniones ensayadas han sido capaces de desarrollarse, mientras el momento se conserva prácticamente constante. Además, si la resistencia de la conexión es suficientemente alta, las articulaciones plásticas se forman en los extremos de las vigas, que tienen capacidad de rotación suficiente si se diseñan correctamente.

En la figura 4.15 (a) se muestran los momentos y fuerzas en un nudo interior de un marco bajo carga vertical, y en la figura 4.15 (b) se ha sustituido la viga por las fuerzas que transmite a la columna, despreciándose las que aparecen en el alma, por ser de importancia secundaria.

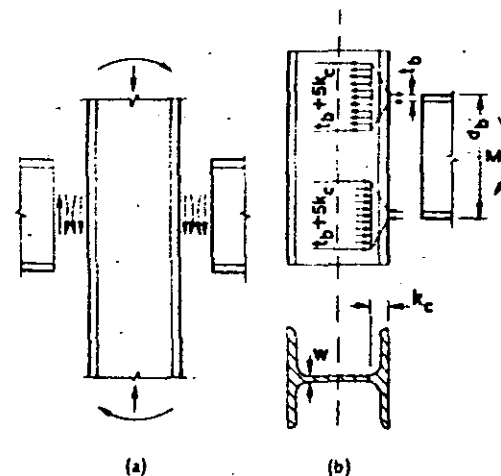


Fig. 4.15 Fuerzas en una conexión viga-columna.

Al incrementarse la distancia a la cara externa de la columna, crece el área que resiste las fuerzas, y los esfuerzos correspondientes disminuyen. En la terminación de las curvas que unen el patín con el alma, cada fuerza es resistida por una longitud de alma igual a $t_b + 5k_c$ (figura 4.15 b) donde t_b es el espesor del patín de la viga y k_c la distancia de la cara exterior del patín de la columna a la terminación de la curva.

Si el producto $\sigma_y w (t_b + 5k_c)$ en el que w es el espesor del alma de la columna, es menor que la fuerza en el patín de la viga, $A_f \sigma_y$ ($A_f =$ área del patín de la viga), el alma de la columna opuesta al patín de la viga fluye en tensión o en compresión. Además, el alma puede pandearse en la zona comprimida o puede fracturarse la soldadura del patín de tensión de la viga (figura 4.16).

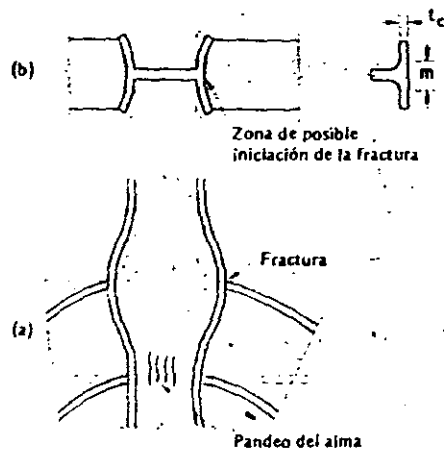


Fig. 4.16 Distorsión de los patines de la columna.

Para evitar el flujo plástico en el alma de la columna opuesta a cada uno de los patines de la viga y la fractura en la región en tensión, debe satisfacerse la ecuación 4.13:

$$\sigma_y w (t_b + 5k_c) \geq A_f \sigma_y \quad (4.13)$$

No es necesario colocar atiesadores horizontales si se cumple la condición

$$w \geq A_f / (t_b + 5k_c) \quad (4.14)$$

Si los aceros de las vigas y la columna no son iguales, σ_y no se cancela en la ecuación 4.14.

Para que no se presente pandeo del alma en el área adyacente al patín comprimido de la viga, debe satisfacerse también la condición 4.15:

$$w \geq d_c \sqrt{\sigma_y / 150} \quad (4.15)$$

d_c es el peralte libre del alma y σ_y el esfuerzo de fluencia, en kN/cm^2 .

El tipo de falla más frecuente en la zona opuesta al patín de tensión de la viga es por flexión de los patines de la columna (figura 4.16), y por deformación excesiva de la parte central de las soldaduras y del área adyacente de los patines de la columna. Una de estas regiones, generalmente la soldadura, se agrieta cuando se agota su capacidad de deformación.

La ecuación 4.16 proporciona el espesor mínimo del patín de la columna, para el que no se requieren aún atiesadores adyacentes al patín de tensión de la viga.

$$t_c = 0.4 \sqrt{A_f} \quad (4.16)$$

El coeficiente 0.4 se ha obtenido para perfiles H laminados,^{4.38} por lo que pueden requerir modificaciones si la ecuación 4.16 se aplica a secciones soldadas.

En resumen, no se requieren atiesadores opuestos al patín de compresión de la viga si se satisfacen las ecuaciones 4.14 y 4.15, ni adyacentes al patín de tensión si el espesor del patín de la columna es igual o mayor que el dado por la ecuación 4.16; si no se cumplen esas condiciones deben colocarse atiesadores.^{4.15}

Cuando los momentos en los extremos de las vigas que concurren en un nudo interior tienen signos diferentes, como sucede en los niveles inferiores de edificios durante sismos intensos, el tablero del alma de la columna comprendido entre las prolongaciones de los patines de las vigas queda sometido a fuerzas cortantes considerables; en muchos casos debe reforzarse.

En la figura 4.17 (a) se muestran los momentos, fuerzas cortantes y axiales que actúan en una conexión interior típica, y la figura 4.17 (b) es el diagrama de cuerpo libre del par superior de atiesadores. V_{col} es la fuerza cortante en la columna superior, T_b y T_c las fuerzas en los

patines de la viga, que pueden evaluarse aproximadamente dividiendo el momento flexionante entre el peralte de la viga, y $\tau_w d_c$ es la fuerza cortante en el tablero del alma de la columna. Por equilibrio,

$$\tau_w d_c = \frac{M_b}{d_b} + \frac{M_c}{d_b} - V_{col}$$

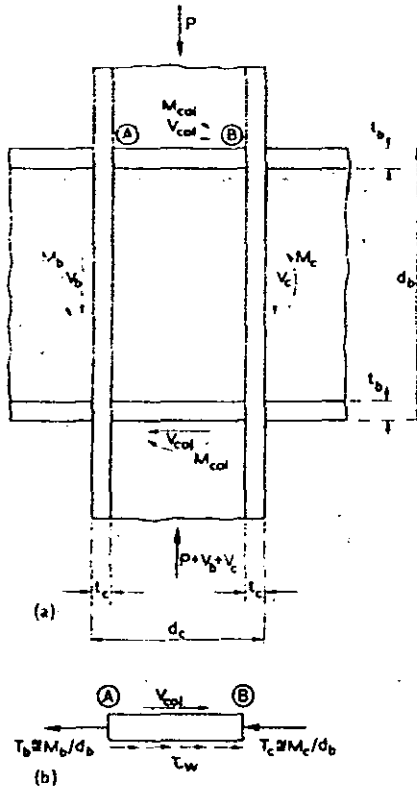


Fig. 4.17 Momentos flexionantes, fuerzas axiales y cortantes en una conexión viga-columna interior.

El espesor del alma de la columna requerido para resistir la fuerza cortante se obtiene despejando w y haciendo $\tau_w = \tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$:

$$w = \frac{\sqrt{3}}{\sigma_y d_c} \left(\frac{M_b + M_c}{d_b} - V_{col} \right) \quad (4.17)$$

Si su espesor es menor que este valor, el alma debe reforzarse con atiesadores diagonales, placas adosadas a ellas, o placas verticales paralelas, pero separadas del alma. En nudos de columnas exteriores M_b y M_c se reducen a un solo momento.

En el comentario a la referencia 4.15 se recomienda la ecuación 4.18 para calcular el espesor más pequeño del alma de columna que no requiere refuerzo

$$w = \frac{\sqrt{3}}{\sigma_y} \frac{\Delta M}{0.95 d_b \times 0.95 d_c} \quad (4.18)$$

Esta ecuación proporciona espesores 20 a 30 % mayores que la ecuación 4.17, debido a los factores 0.95 que multiplican los peraltes de las vigas y columnas, d_b y d_c , y porque en ella se desprecia el efecto favorable de la fuerza cortante de la columna superior.

Estudios recientes han confirmado lo adecuado de las normas AISC^{4,15} para diseñar conexiones de marcos rígidos cargados estáticamente. En la referencia 4.39, por ejemplo, se muestra que las conexiones diseñadas de acuerdo con ellas pueden emplearse en estructuras diseñadas plásti-

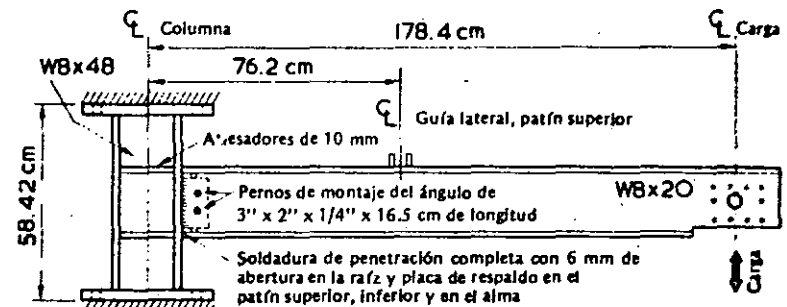


Fig. 4.18 Especimen de una conexión soldada viga-columna (según Popov y Pinkney^{4,9}).

camente, porque permiten a las vigas alcanzar su carga plástica y poseen además rigidez y capacidad de rotación adecuadas.

Conexiones viga-columna bajo carga cíclica. Se ha estudiado experimentalmente el comportamiento de los diversos tipos de elementos de unión utilizados en conexiones viga-columna. Para ello, se han ensayado vigas en voladizo, conectadas a columnas cortas muy rígidas por medio de soldadura, pernos de alta resistencia o una combinación de ambos, sometidas a cargas transversales cíclicas aplicadas en el extremo libre. En la mayor parte de los casos, las vigas han estado conectadas a los patines de la columna (figura 4.18 y 4.19).^{4.9,4.40-4.42} El tablero del alma de la columna se ha estudiado también ampliamente.^{4.11,4.12,4.36,4.37} Las principales conclusiones obtenidas de las pruebas son las siguientes:

1. Todas las conexiones, incluso una sin soldadura en el alma*, desarrollaron resistencias mayores que las predichas por la teoría plástica simple, al mismo tiempo que transmitían fuerzas cortantes considerables. El endurecimiento por deformación contribuye en forma significativa a este comportamiento muy satisfactorio.
2. Las conexiones son muy confiables, pues absorben una cantidad definida de energía en cada ciclo para un desplazamiento prescrito, como lo muestran sus estables lazos histeréticos de carga-deflexión (figura 4.10 y 4.21).
3. Los lazos histeréticos de especímenes conectados con pernos de alta resistencia en patines y alma tiene una forma característica a causa del deslizamiento que se presenta en las superficies de falla (figura 4.22). Las juntas con patines soldados y almas conectadas con pernos de alta resistencia muestran también el efecto del deslizamiento.
4. Las conexiones diseñadas y construidas adecuadamente parecen ser capaces de resistir carga cíclica severa. Su capacidad intrínseca de absorción de energía es alta, y pueden resistir en condiciones adecuadas de seguridad un número de ciclos de carga aparentemente mayor que el que puede esperarse durante la vida de las estructuras reales.
5. Una buena mano de obra y una supervisión cuidadosa durante y después de la fabricación, son de capital importancia; esto se comprobó por la falla prematura de dos especímenes que tenían soldaduras defectuosas.

* Esto no va de acuerdo con el comportamiento de una conexión similar, mencionada en la referencia 4.39. Esta conexión sometida a carga estática, falló con el 51% de la carga máxima predicha por la teoría plástica simple. Aunque un solo ensayo no es concluyente, el resultado parece señalar que el comportamiento de las conexiones bajo carga cíclica es más favorable que bajo carga estática.

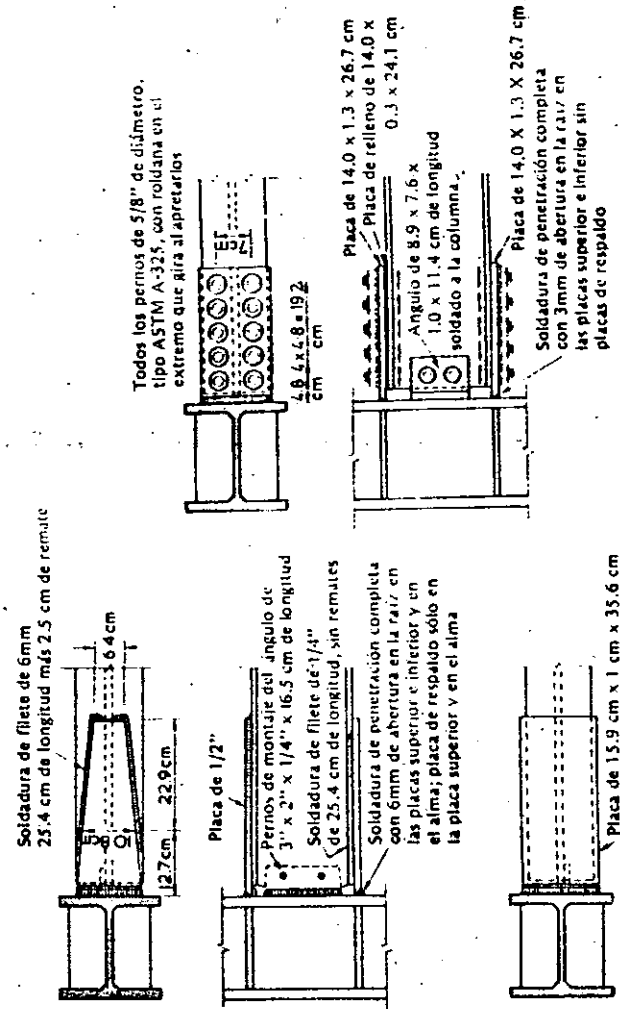


Fig. 4.19 Especificaciones de conexiones viga-columna soldadas y atornilladas (según Popov y Pinkney 4-9).

Fig. 4.21 Lazos histéreticos, carga-deflexión para un espécimen totalmente soldado (según Popov y Stephen, 1967) (ver la figura 4.20 para convertir a unidades SI).

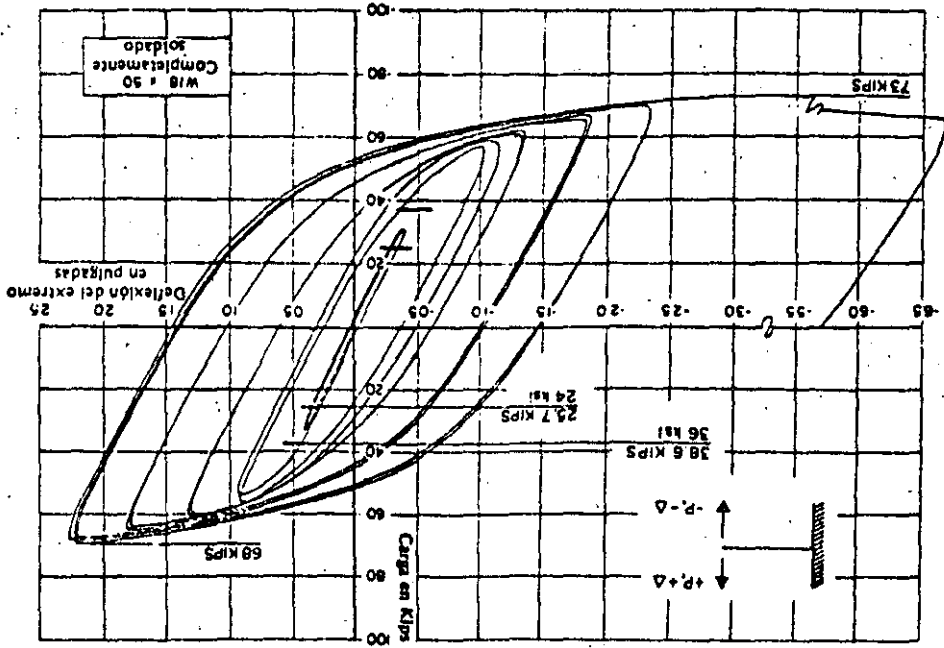
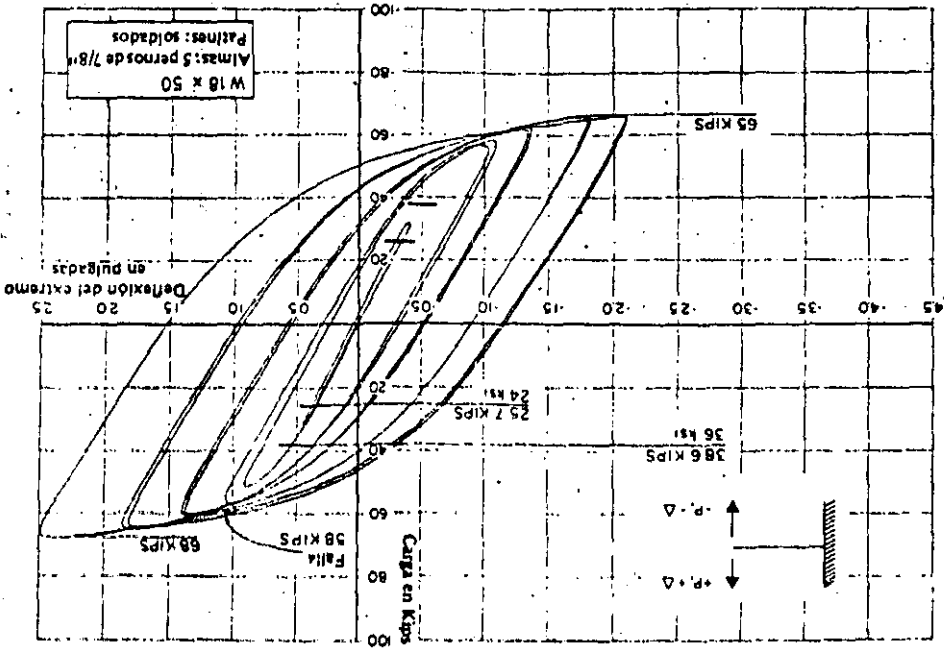


Fig. 4.20 Lazos histéreticos carga-deflexión de un espécimen con patines soldados y alma atornillada (según Popov y Stephen, 1967). (Para convertir cargas en Kips a KN multiplíquese por 4.448, deflexiones en pulgadas a mm multiplíquese por 25.4, esfuerzos en Ksi a KN/m² multiplíquese por 6.9 x 10³).



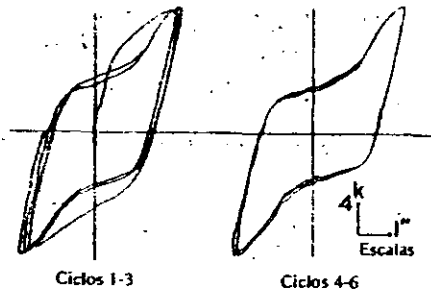


Fig. 4.22 Lazos histeréticos carga-deflexión obtenidos experimentalmente en un espécimen conectado con pernos de alta resistencia (según Popov y Pinkney^{4,9}).

Comportamiento del alma de la columna en la junta (tablero del alma).^{4.11, 4.12, 4.37, 4.42} La falla de las conexiones viga-columna puede deberse a aplastamiento o a pandeo del alma de la columna, a distorsión de sus patines o a pandeo o flujo plástico por cortante del tablero del alma. Ya se han dado recomendaciones para evitar los tres primeros tipos de falla; aunque se desarrollaron para conexiones bajo carga estática, se ha verificado experimentalmente que las conexiones diseñadas siguiendo esas recomendaciones se comportan satisfactoriamente bajo cargas cíclicas. A continuación se estudia el último tipo de falla posible.

La respuesta de una conexión viga-columna de un marco rígido bajo cargas horizontales y verticales, se representa adecuadamente con un diagrama $\Delta M - \gamma_p^{prom}$, donde γ_p^{prom} es la distorsión media por cortante en el tablero del alma, y ΔM es la suma de los momentos aplicados a la junta por las dos vigas que llegan a ella, o el aplicado por una sola en columnas exteriores.

La complejidad del problema obliga a que sea necesario hacer varias simplificaciones para trazar la curva $\Delta M - \gamma_p^{prom}$. Los parámetros principales del problema son la resistencia al cortante del tablero, incluyendo placas de refuerzo adosadas al alma de la columna o paralelas a ella, la resistencia de los elementos que enmarcan el tablero (la resistencia a la flexión de los patines de la columna y la rigidez del alma de las vigas, juegan un papel importante en el comportamiento poselástico de la junta), los efectos favorables de las fuerzas cortantes en las columnas y la carga axial que hay en ellas.

El comportamiento del tablero del alma de las columnas está tratado en detalle en las referencias 4.11, 4.12 y 4.37. El aplastamiento del alma de la columna y la distorsión de sus patines se evitó en todos los especímenes ensayados, diseñándolos de acuerdo con las recomendaciones de las referencias 4.15 y 4.16 y empleando atiesadores horizontales siempre que fue necesario. Los ensayos demostraron que aunque fueron desarrolladas para carga estática, esas recomendaciones son adecuadas para diseñar estructuras cargadas cíclicamente.

El tablero del alma de dos subconjuntos de entrepisos superiores, revisado por métodos basados en esfuerzos permisibles, requirió atiesadores adyacentes a los dos patines de las vigas; no fue necesario reforzar el alma. Durante el ensayo el tablero sufrió distorsiones considerables debidas a cortante plástico, y no se pudieron formar articulaciones plásticas en las vigas. La resistencia lateral de los subconjuntos fue pequeña. Dos subconjuntos similares, reforzados con placas verticales en la zona del tablero, se comportaron satisfactoriamente.

Cuatro subconjuntos de entrepisos inferiores, con columnas más resistentes y más rígidas que las vigas, no requirieron refuerzo. Las vigas desarrollaron su momento plástico total. La distorsión excesiva de los tableros del alma de los dos primeros especímenes produjo un cambio rápido en la curvatura de la columna en el nivel de los atiesadores horizontales, lo que a su vez ocasionó dobleces locales en los patines de la columna, altas concentraciones de esfuerzos y grietas (figura 4.23). La figura 4.24 muestra los lazos histeréticos de dos especímenes.

Las conexiones pueden ser elementos estructurales muy dúctiles, con resistencia considerable por encima del nivel de fluencia; su rigidez decrece gradualmente en el intervalo plástico y sus lazos histeréticos son estables. Las conexiones tienen una alta capacidad para disipar energía cuando se detallan y sueldan con cuidado, y se colocan atiesadores adecuados para evitar arrugamiento del alma y distorsión de los patines.

Los experimentos muestran claramente que para poder desarrollar la resistencia completa del subconjunto, la resistencia de las conexiones debe ser igual o mayor que la requerida para desarrollar la capacidad total a la flexión de las vigas. Sin embargo, es conveniente permitir que se produzca alguna deformación plástica en las conexiones cuando alcanzan su capacidad última de carga; si son demasiado rígidas toda la deformación plástica tendrá lugar en las vigas y la capacidad de rotación de éstas puede agotarse antes de tiempo.

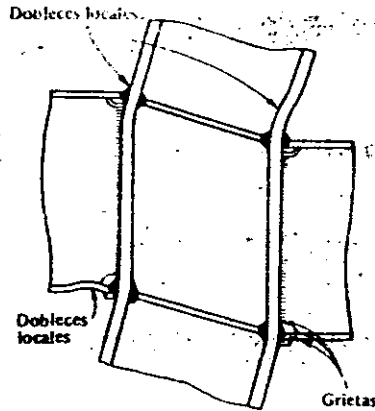


Fig. 4.23 Efectos locales causados por la distorsión del tablero del alma de la columna (según Bertero y colaboradores^{4.37}).

El esfuerzo cortante medio en el tablero del alma puede calcularse con la siguiente fórmula:^{4.11,4.42}

$$\bar{\tau}_{prom} = \frac{(\Delta M/d_b)(1 - \rho)}{(d_c - t_c)w + 62.4I_{cf}/d_b^2} \quad (4.19)$$

donde $\rho = V_{col}d_b/\Delta M$ se refiere al efecto benéfico de la fuerza cortante en la columna, y los términos en el denominador corresponden a las resistencias al cortante del tablero y a la flexión de los patines de la columna; el segundo término suele ser mucho menor que el primero, pero tiene alguna importancia cuando los patines son gruesos. I_{cf} es el momento de inercia del patín de la columna. Es aconsejable tomar ΔM igual a la suma de los momentos plásticos de las dos vigas, para garantizar que la unión no fallará antes de que se alcance la resistencia máxima de los miembros individuales.

Los efectos de la carga axial se toman en cuenta, con buena aproximación, calculando el esfuerzo cortante de fluencia reducido^{4.30}

$$\bar{\tau}_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \left\{ 1 - \left(\frac{P}{P_y} \right)^2 \right\}^{1/2} \quad (4.20)$$

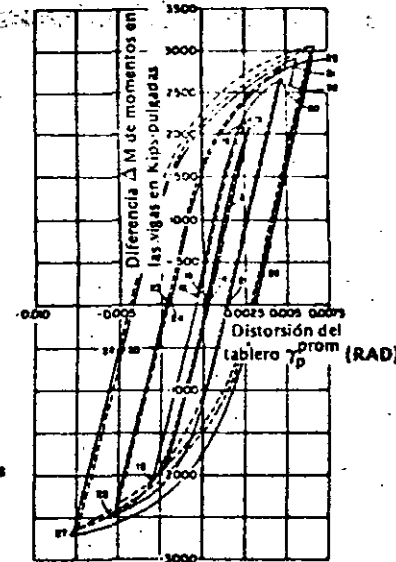
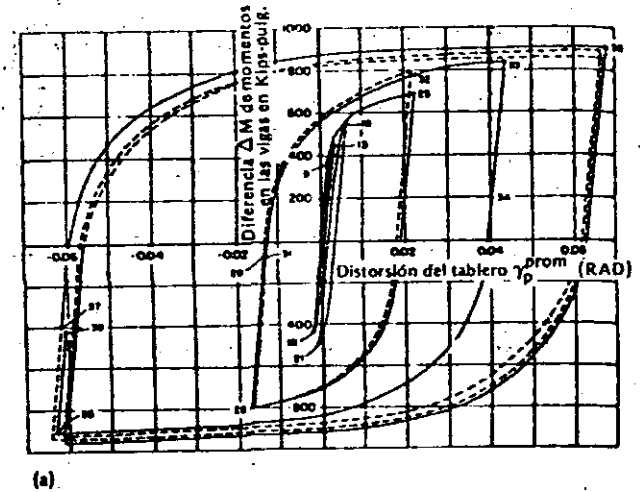


Fig. 4.24 Lazos histeréticos momento-distorsión del tablero para dos conexiones, a) subconjunto de pisos superiores, b) subconjunto de pisos inferiores (según Bertero y colaboradores^{4.37}). Para convertir momentos en Kips-pulgadas a Kilonewton-metros, multiplíquese por 0.113.

y comparándolo con τ_{prom} si $\tau_{prom} \leq \bar{\tau}_y$ no habrá flujo plástico general y el tablero no necesitará refuerzo; si $\tau_{prom} > \bar{\tau}_y$ deben usarse placas de refuerzo, adosadas al alma de la columna o paralelas a ellas, para resistir la fuerza cortante excesiva. La ecuación 4.20 es válida si $P/P_y \leq 0.5$.

4.5 DISEÑO DE MARCOS RIGIDOS

Es difícil evaluar la energía que debe disipar una estructura durante un sismo, el número de ciclos de carga que tendrá que soportar, la capacidad de rotación requerida en las articulaciones plásticas y los factores de ductilidad de los miembros.

No es fácil usar directamente en el diseño los conocimientos con que se cuenta sobre la ductilidad y capacidad de absorción de energía de vigas, columnas, conexiones, subconjuntos y marcos completos. Sin embargo, las estructuras pueden diseñarse de manera que se aprovechen su resistencia y capacidad de absorción de energía máximas posibles, para obtener la respuesta más favorable bajo cargas sísmicas.

Las articulaciones plásticas asociadas con los posibles mecanismos de colapso deben formarse de preferencia en las vigas (excepto las que aparecen en las bases de las columnas), las que deben tener resistencia adecuada y alta capacidad de rotación, pero aun así conviene tomar medidas para permitir rotaciones plásticas considerables en los extremos de las columnas, sin pérdida de resistencia. Las conexiones no deben constituir eslabones débiles en la cadena de resistencia.

Estas condiciones deben satisfacerse siempre en regiones de alta sismicidad, independientemente del método, elástico o plástico, que se emplee para el diseño de la estructura. Así, deben evitarse las trabes armadas muy esbeltas, aunque son eficientes bajo carga estática.

Los desplazamientos horizontales bajo cargas de trabajo tienen que calcularse siempre, y mantenerse dentro de ciertos límites para evitar daños excesivos a elementos no estructurales. La resistencia de la estructura debe evaluarse también para determinar su factor de seguridad contra el colapso.

Una manera conveniente de estudiar el comportamiento de una estructura en condiciones de trabajo y cerca del colapso, es emplear un método elasto-plástico para determinar su curva carga-desplazamiento completa, correspondiente a miembros seleccionados con un diseño preliminar. Se han elaborado varios programas de computadora para resolver este problema, algunos de ellos muy completos y complicados,

pero hasta ahora, sin embargo, la mayor parte de las estructuras se han diseñado utilizando procedimientos simplificados, dividiéndolas en subconjuntos sencillos y obteniendo sus respuestas por superposición de las de los subconjuntos.^{4.43-4.45}

Las referencias 4.43 y 4.44 describen un método aproximado que se ha utilizado para obtener curvas fuerza-desplazamiento de entrepisos aislados de marcos rígidos. Para usarlo, se aísla primero un entrepiso y las columnas superiores se reemplazan por las fuerzas y momentos que transmiten a los nudos. El entrepiso se divide a continuación en subconjuntos, formados por una columna y una o dos vigas, y se determina la curva fuerza-desplazamiento de cada uno de ellos; la curva del entrepiso completo se obtiene por superposición de las de los subconjuntos.

La deformación de las juntas suele despreciarse al calcular los desplazamientos laterales, lo que hace que se subestimen los efectos $P - \Delta$. Sin embargo, esas deformaciones pueden tenerse en cuenta fácilmente, haciendo un estudio detallado^{4.46} o amplificando los desplazamientos, calculados de la manera usual, en un porcentaje que es función de la rigidez al cortante de las conexiones.

Las referencias 4.10 - 4.12, 4.36 y 4.37 confirman que los subconjuntos totalmente soldados, y los marcos diseñados siguiendo las especificaciones AISC para diseño plástico, son muy dúctiles, capaces de admitir deformaciones plásticas muy importantes bajo desplazamientos laterales cíclicos sin perder resistencia. Su capacidad para resistir cargas verticales constantes y fuerzas horizontales cíclicas excede considerablemente su resistencia bajo cargas laterales crecientes monotónicamente, a causa del endurecimiento por deformación y de los efectos $P - \Delta$.^{4.47}

Se ha sugerido^{4.11} que las vigas y columnas que se unen en un nudo deben diseñarse para resistir el momento total del nudo incrementado en $0.03 Ph$, donde P es la carga y h la altura del entrepiso. Además, deben evitarse relaciones P/P_y demasiado altas.

Es común limitar los desplazamientos relativos del entrepiso, en condiciones de servicio, a un valor comprendido entre $0.0025 h$ y $0.003 h$ (los desplazamientos permisibles pueden incrementarse alrededor del 30 % cuando se toman en cuenta las deformaciones de los nudos/ Los desplazamientos reales son generalmente más pequeños, ya que en los cálculos no se suele considerar el efecto rigidizante del sistema de piso ni los elementos no estructurales, tales como muros divisorios y cubos de escaleras.

Cuando el sistema de piso tiene resistencia y rigidez adecuadas, es útil diseñarlo y construirlo para que trabaje como una unidad con las vigas; se incrementan así la resistencia de éstas y la rigidez del sistema, y disminuyen los desplazamientos laterales, con lo que se obtienen resultados que son en general más económicos. Además, la descripción del comportamiento estructural es más realista, puesto que se asegura la participación efectiva de los sistemas de piso, con lo que desaparece la incertidumbre derivada de su posible participación cuando el diseño no les obliga a trabajar en conjunto con las vigas; las articulaciones plásticas pueden cambiar de posición con respecto a la supuesta en el diseño, y aun aparecer en las columnas, debido al incremento en la resistencia de las vigas. 4.48

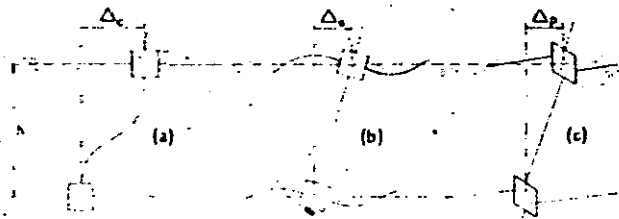


Fig. 4.25 Desplazamientos laterales de entrepiso.

4.6 CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Cualquier control razonable de los desplazamientos laterales evita la falla por inestabilidad, aun en el intervalo plástico, al mantener los momentos $P - \Delta$ de segundo orden por debajo de ciertos límites. El control de los desplazamientos laterales es necesario también para garantizar la integridad de las uniones y minimizar los daños no estructurales. La manera en que se controlan los desplazamientos es fundamental desde el punto de vista de la economía y de la eficiencia de la estructura.

Los desplazamientos laterales de entrepiso se deben a cinco causas principales:

- 1- Flexión y deformación por cortante de las columnas [figura 4.25(a)].

2. Rotación de los nudos debida a deformaciones elásticas e inelásticas de las vigas y de los elementos que las conectan con las columnas [figura 4.25 (b)].
3. Distorsión del tablero del alma de las columnas [figura 4.25 (c)].
4. Flexión de conjunto de la estructura, debida a cambios en las longitudes de las columnas.
5. Rotación del edificio como un todo.

Cuando sean significativos, los efectos $P - \Delta$ deben tomarse en consideración para calcular los desplazamientos, tanto bajo cargas de trabajo como cerca del colapso. En la referencia 4.12 se demuestra que los desplazamientos debidos a deformaciones de los nudos decrecen marcadamente cuando se satisfacen las ecuaciones 4.19 y 4.20.

Para controlar los desplazamientos laterales económicamente, debe saberse qué componente del desplazamiento puede reducirse más con un mínimo de material y mano de obra adicional. Como los desplazamientos laterales suelen ser casi proporcionales a la relación L/EI de las vigas, es generalmente más barato reducir los desplazamientos disminuyendo las deformaciones de las vigas que las de las columnas; al proceder de esta manera debe recordarse que al incrementar la resistencia de las vigas, las articulaciones plásticas pueden desplazarse de ellas a las columnas.

Las distorsiones de los tableros del alma pueden controlarse usando columnas más pesadas, con almas más gruesas, o reforzándolas localmente.

Los desplazamientos laterales dependen de manera importante del número de columnas que resisten a cortantes de entrepiso; incrementando ese número aumenta también el de nudos, pero cada uno de ellos requiere soldaduras más pequeñas, hechas en placas más delgadas, o un menor número de conectores. También decrece la longitud de las vigas y la importancia de la componente correspondiente del desplazamiento lateral. Todo esto lleva en forma natural a estructuras tubulares, con muchas columnas en la periferia, cada dos metros, más o menos, con vigas cortas y rígidas conectadas a ellas, lo que constituye una solución muy efectiva para edificios altos en zonas de sismicidad importante.

Los contraenteos y los muros de cortante son eficientes y económicos para controlar los desplazamientos laterales en edificios de altura media, manteniendo las ductilidades a niveles adecuados.

4.7 CONTRAVENTEEO

En estructuras aporticadas ordinarias es difícil satisfacer simultáneamente los requisitos de rigidez bajo cargas de trabajo y de resistencia y absorción de energía, pues si las estructuras son suficientemente rígidas para mantener los desplazamientos laterales bajo límites prescritos, su resistencia suele ser mucho mayor que la requerida.^{4.48}

La rigidez lateral de edificios moderadamente altos se incrementa de manera económica usando marcos contraventeados en zonas compatibles con los requisitos arquitectónicos y funcionales (marcos extremos, periferia del núcleo de servicios, fachadas), los que restringen las deformaciones de los marcos restantes, carentes de contraventeo, gracias a los sistemas de piso que actúan como diafragmas horizontales. De ser posible, el contraventeo debe ser continuo en toda la altura del edificio. Se han usado contravientos con diferentes configuraciones.

Los marcos contraventeados se diseñan usualmente como dos sistemas superpuestos: un marco rígido ordinario que soporta cargas verticales muertas y vivas, y un sistema vertical de contravientos, considerado generalmente como una armadura articulada en sus nudos, que resiste cargas horizontales más efectos $P - \Delta$, proporciona rigidez lateral adecuada bajo cargas de trabajo y evita el pandeo de conjunto del marco bajo cargas verticales factorizadas. Las vigas y columnas de crujeas contraventeadas pertenecen a ambos sistemas.

Los sistemas de contraventeo X y K se estudian en las referencias 4.16 y 4.49; que incluyen fórmulas para calcular el área de las diagonales necesarias para satisfacer las condiciones anteriores. En esas referencias las cargas de viento o sismo se reemplazan con cargas estáticas equivalentes sin tener en cuenta los efectos dinámicos.

Recientemente se han llevado a cabo varias investigaciones experimentales sobre el comportamiento de elementos rectos aislados bajo tensión y compresión alternada, como parte de un esfuerzo para predecir la respuesta sísmica de marcos contraventeados.^{4.50}

En la figura 4.26 se muestra el comportamiento teórico de un elemento articulado de esbeltez moderada bajo tensión axial que cambia a compresión y luego a tensión nuevamente, suponiendo que el elemento se pandea cuando se alcanza la carga crítica de Euler P_{cr} o la de plastificación P_y , si ésta es más pequeña; el comportamiento experimental concuerda bastante bien con el que se predijo teóricamente.^{4.51}

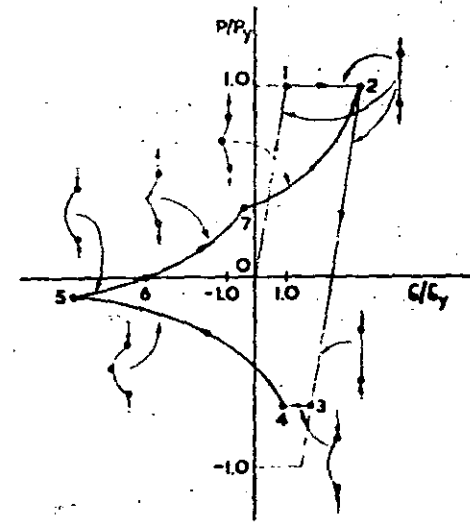


Fig. 4.26 Comportamiento teórico de una barra bajo carga cíclica tensión-compresión.

Las pruebas realizadas en miembros aislados muestran que la carga máxima de compresión (carga de pandeo) disminuye con el número de ciclos, que los miembros cortos tienen mayor capacidad de absorción de energía que los largos y que la deformación histéretica dinámica es similar a la estática.^{4.52-4.54}

Los métodos analíticos son bastante precisos durante los primeros ciclos, pero pierden exactitud en las aplicaciones subsecuentes de carga. Esto se debe aparentemente a las dificultades encontradas para tomar en cuenta los cambios de longitud del espécimen, y sugiere la conveniencia de desarrollar relaciones carga-deformación empíricas.^{4.54} Se requiere aún mucho trabajo experimental y teórico en este campo.

Se han realizado estudios experimentales de contravientos en X aislados,^{4.55} y se han ensayado marcos de un nivel y una crujea con diferentes tipos de contravientos bajo carga vertical constante y fuerzas cíclicas horizontales, para comparar su comportamiento y escoger el arreglo más eficiente.^{4.56,4.57,4.60}

Se han realizado también algunos estudios analíticos para determinar la respuesta elasto-plástica de edificios altos contraventeados, sometidos a sismos reales intensos, de los que se tienen registros.^{4.58, 4.59} Experimentan generalmente desplazamientos menores y tiene una actividad plástica en vigas y columnas más reducida que la de marcos similares sin contraventeo. Si se diseñan de acuerdo con las recomendaciones de los reglamentos suelen obtenerse diagonales demasiado esbeltas, que fluyen cuando las vigas están aún en el intervalo elástico. Como resultado, los marcos contraventeados ordinarios resisten cargas estáticas equivalentes eficientemente, pero tienen una capacidad de absorción de energía menor que la de marcos similares no contraventeados. Para contrarrestar parcialmente esta desventaja, las diagonales se diseñan a menudo para resistir cargas mayores que las calculadas.^{4.63}

Si las diagonales y las vigas entran simultáneamente en el intervalo plástico, la estructura obtiene las ventajas del contraventeo, mayor rigidez y resistencia a menos costo, sin perder la alta capacidad de absorción de energía de los marcos rígidos. Si se diseñan para satisfacer esta condición, los contravientos resultan más robustos que los obtenidos de acuerdo con las referencias 4.15, 4.16 y 4.49.

Para incrementar la capacidad de absorber energía, se ha ideado un método que consiste en introducir intencionalmente excentricidades calculadas en las conexiones de las diagonales, dejando segmentos de vigas libres, que trabajan principalmente en flexión para forzar a que se formen articulaciones plásticas en ellos. Este método no se ha utilizado, aparentemente, en estructuras reales, pero los extensos estudios analíticos y experimentales que se han realizado indican que el concepto involucrado es muy prometedor.^{4.61, 4.62}

4.8 DIAFRAGMAS

A veces se emplean tableros hechos con láminas de acero delgada como muros exteriores o como muros divisorios interiores, pues proporcionan una solución estética con ventajas adicionales desde el punto de vista de ligereza, economía y facilidad de construcción. Si no se toman precauciones especiales para separarlos, las deformaciones de los tableros y la estructura deben ser compatibles; los primeros tienen que resistir parte de las acciones sísmicas, en proporción a su rigidez. Por sus características, los tableros incrementan la rigidez, ductilidad y capacidad de absorción de energía de la estructura.

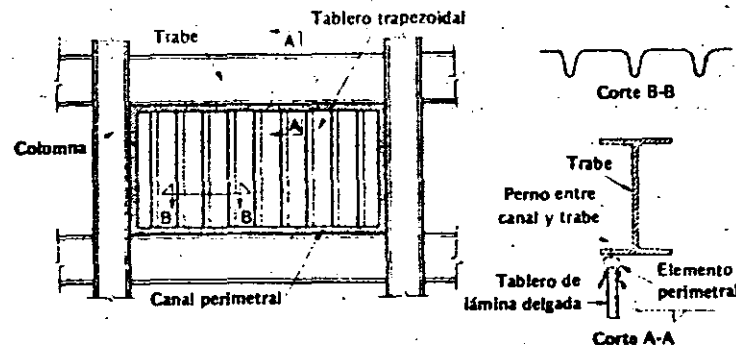


Fig. 4.27 Tipo de construcción propuesta para marcos con tableros de relleno (según Miller).

La conexión de tableros con vigas y columnas se hace con elementos perimetrales diseñados para transmitir fuerzas cortantes en el plano del tablero, y para reducir a un mínimo la transmisión de cargas verticales para evitar que se pandee. En la figura 4.27 se muestra un panel y un detalle posible de conexión; el tablero se suelda con soldadura de filete a una canal perimetral, y las láminas adyacentes se unen entre sí por medio de cordones verticales de soldadura.

Deben conocerse la resistencia y la rigidez de los tableros para evaluar su contribución a la respuesta sísmica del edificio, para calcular las fuerzas que actuarán sobre ellos y para determinar su factor de seguridad contra el colapso. Estas propiedades se han obtenido por métodos experimentales y analíticos, estos últimos basados en el método del elemento finito.^{4.64-4.67}

La flexibilidad del diafragma es la suma de las flexibilidades debidas a distorsión de las nervaduras, deformación por cortante y movimiento y deformación de los canales perimetrales y los cordones de soldadura; la falla puede deberse a desgarramientos de los bordes del tablero, fractura de los cordones de soldadura, flujo plástico, inestabilidad de los canales perimetrales o pandeo de conjunto por cortante.

Los diversos factores que influyen en la flexibilidad y resistencia de los tableros se estudian en las referencias 4.64, 4.66 y 4.67, y en la referencia 4.65 se trata el pandeo elástico por cortante; en esas referencias se dan fórmulas simplificadas para evaluar la resistencia.

La falla por pandeo elástico corresponde a la resistencia máxima que puede proporcionar un tablero dado, por lo que es a menudo conveniente diseñar las soldaduras y las conexiones con la estructura principal, de manera que se eviten las fallas prematuras y se pueda desarrollar la resistencia al pandeo por cortante.

Se ha sugerido^{4, 59} que se usen los tableros de relleno para reducir los desplazamientos laterales de las estructuras a valores aceptables, y que los marcos se diseñen para resistir las cargas laterales totales. De esta manera la seguridad estructural no depende directamente de los tableros, pero sí el comportamiento en condiciones de servicio. En el futuro, cuando se disponga de mayor información acerca del comportamiento de los tableros, la resistencia se tomará seguramente también en cuenta.

Un ejemplo numérico de la referencia 4.68 muestra que las deflexiones laterales de un marco de 26 niveles decrecen notablemente cuando se considera la rigidez de un número pequeño de tableros.

4.9 ESTRUCTURAS DE OTROS TIPOS

Las condiciones que conducen a un comportamiento satisfactorio se pueden satisfacer sin mayores dificultades en edificios urbanos ordinarios, pero no sucede lo mismo, necesariamente, en otros tipos de estructuras de acero, tales como tanques elevados para almacenamiento de agua o chimeneas.

El comportamiento bajo sismos de tanques de agua elevados, apoyados en cuatro o más columnas con puntales y contraventeos esbeltos en X, ha sido con frecuencia poco satisfactorio. La falla de una diagonal, o de su conexión en el extremo, generalmente en la parte superior de la torre, causa una pérdida de simetría en la estructura, que induce momentos torsionantes considerables y el colapso por flexión en las columnas. Como es difícil lograr niveles altos de ductilidad en esas estructuras, deben ser capaces de resistir fuerzas sísmicas importantes, permaneciendo básicamente en el intervalo elástico, y sus diagonales y conexiones deben diseñarse con factores de seguridad. Esto se analiza en el capítulo 3.

En chimeneas y otras torres altas de acero autosoportadas debe prestarse atención especial para evitar el pandeo de las paredes. Puesto que bajo sismos intensos las cargas de diseño serán probablemente excedidas, cabe esperar un flujo plástico localizado; además, en vista de que aun factores moderados de ductilidad producen en una chimenea pandeos locales peligrosos cuando están asociados con acción inelás-

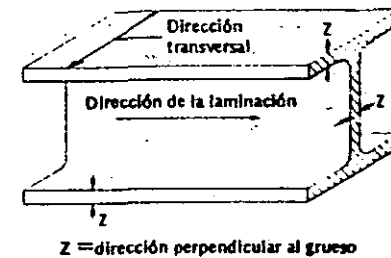


Fig. 4.28 Terminología relacionada con la dirección de la laminación.^{4, 69}

tica, es conveniente concentrar las deformaciones plásticas en elementos que no provoquen fallas estructurales y que puedan ser reemplazados fácilmente en caso necesario.

Los elementos convenientes son los pernos de anclaje,^{4, 14} cuya longitud debe ser la necesaria para que puedan aceptar las deformaciones plásticas ocasionadas por la tensión máxima debida a momento de volteo. Los pernos deben poderse reemplazar fácilmente, lo que puede lograrse por medio de placas soldadas a ellos, que los fijen a elementos especiales de acero ahogados en la cimentación de concreto, y que permitan la liberación de los pernos al girarlos.

4.10 FRACTURA FRÁGIL Y DESGARRAMIENTO LAMINAR

La fractura frágil es más frecuente en estructuras soldadas de acero que en estructuras unidas con conectores mecánicos, debido a una combinación de posibles defectos en la soldadura, a esfuerzos residuales elevados y a continuidad de los elementos estructurales, que reduce la probabilidad de que las grietas no se propaguen de unas partes de la estructura a otras. Durante la fabricación y la erección, deben tomarse las medidas necesarias para minimizar los fenómenos que pueden ocasionar un comportamiento frágil. Si las condiciones son especialmente severas, deben utilizarse aceros con resistencia al impacto adecuada a bajas temperaturas.

Las soldaduras de perfiles o placas laminadas, que tengan por objeto transmitir fuerzas en la dirección perpendicular al grueso (figura 4.28) deben hacerse con mucho cuidado, pues de otra manera pueden ocasionar desgarramientos laminares. La resistencia "perpendicular al grueso" de los aceros es similar a las que tienen en la dirección longitudinal o

transversal, pero su capacidad de deformación en esa dirección es con frecuencia sólo poco mayor que la deformación correspondiente al límite de elasticidad.

El desgarramiento laminar se presenta en placas muy restringidas, por pérdida de cohesión entre inclusiones microscópicas no metálicas y el material que las rodea, debido a la incapacidad del metal base de admitir las deformaciones impuestas por contracciones de la soldadura en la dirección normal al grueso de la placa. Puede presentarse en material de cualquier espesor, pero es mucho más frecuente en placas gruesas porque en ellas se depositan soldaduras de mayor tamaño, que se contraen más durante el enfriamiento. La experiencia práctica muestra que el desgarramiento laminar no se presenta casi nunca en material de menos de 20 a 25 mm de grueso, pero han ocurrido algunos casos en metal más delgado.^{4,69} La consideración de diseño más importante es minimizar la concentración de deformaciones en la dirección normal al espesor en áreas localizadas. En la figura 4.29 se muestran detalles que pueden ocasionar desgarramientos laminares, y algunas ideas de cómo mejorarlos.

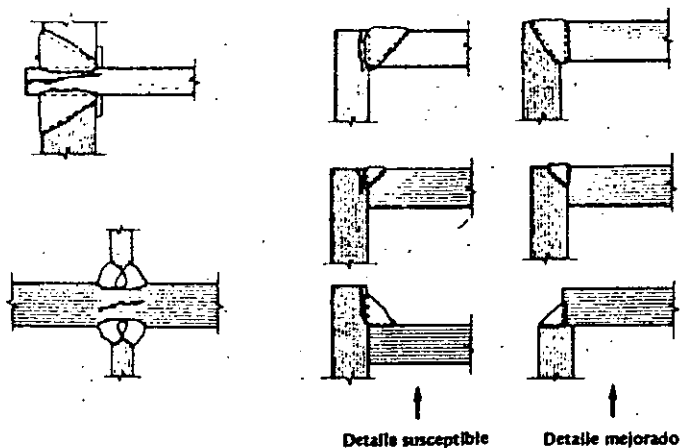


Fig. 4.29 Desgarramiento laminar debido a contracción de juntas soldadas grandes. Detalles susceptibles y mejorados.^{4,69}

RECONOCIMIENTO

Se reconocen, con agradecimiento, las valiosas sugerencias y críticas de Emilio Rosenblueth y Luis Esteve.

REFERENCIAS

- 4.1 Degenkolb, H. J., Design of Earthquake-Resistant Structures - Steel Frame Structures, in *Earthquake Engineering* (editado por R. L. Wiegel), Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N. J. (1970).
- 4.2 Galambos, T. V., *Structural Members and Frames*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N. J. (1968).
- 4.3 Lee, G. C. y Galambos, T. V., "Post-Buckling Strength of Wide-Flange Beams", *J. Engng Mech. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, vol. 88, núm. EM1 (1962).
- 4.4 Lee, G. C., Ferrara, A. T. y Galambos, T. V., "Experiments on Braced Wide-Flange Beams", *Bulletin No. 99*, Welding Research Council, Nueva York (1964).
- 4.5 Lukey, A. F., Smith, R. J., Hossan, M. U. y Adams, P. F., "Experiments on Wide-Flange Beams under Moment Gradient", *Bulletin No. 142*, Welding Research Council, Nueva York (1969).
- 4.6 Lay, M. G., "Flame Local Buckling in Wide-Flange Shapes", *J. struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, vol. 91, núm. ST6 (1965).
- 4.7 Lay, M. G. y Galambos, T. V., "Inelastic Beams under Moment Gradient", *J. struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, vol. 93, núm. ST1 (1967).
- 4.8 Bertero, V. V. y Popov, E. P., "Effect of Large Alternating Strains of Steel Beams", *J. struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, vol. 91, núm. ST1 (1965).
- 4.9 Popov, E. P. y Pinkney, R. B., "Cyclic Yield Reversal in Steel Building Connections", *J. struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, vol. 95, núm. ST3 (1969).
- 4.10 Carpenter, L. D. y Lu, L. W., "Reversed and Repeated Load Tests of Full-Scale Steel-Frames", *Bulletin No. 24*, American Iron and Steel Institute, Nueva York (1973).
- 4.11 Krawinkler, H., Bertero, V. V. y Popov, E. P., "Inelastic Behavior of Steel Beam-to-Column Subassemblages", *Report No. EERC 71-7*, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, Univ. California, Berkeley, Cal. (1971).

- 4.12 Bertero, V. V., Krawinkler, H. y Popov, E. P., "Further Studies on Seismic Behavior of Steel Beam-Column Subassemblages", *Report No. EERC 73-27*, Earthq. Eng. Res. Center, College of Eng., Univ. California, Berkeley, Cal. (1973).
- 4.13 Lay, M. G. y Galambos, T. V., "Inelastic Steel Beams under Uniform Moment" *J. struct. Div. Am. Soc. civ. Engrs*, vol. 91, núm. ST6 (1965).
- 4.14 Newmark, N. M. y Rosenblueth, E., *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N. J. (1971).
- 4.15 "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings and Commentary to the Specification", American Institute of Steel Construction (1969), con los suplementos núms. 1, 2 y 3.
- 4.16 "Plastic Design in Steel - A Guide and Commentary", ASCE Manual of Engineering Practice, núm. 41, 2a. ed. (1971).
- 4.17 Ketter, R. L., "Stability of Beam-Columns above the Elastic Limit", *Proc. Am. Soc. civ. Engrs*, vol. 81, Separate núm. 692 (1955).
- 4.18 Galambos, T. V. y Ketter, R. L., "Columns under Combined Bending and Thrust", *Trans. Am. Soc. civ. Engrs*, vol. 126, parte 1 (1961).
- 4.19 Galambos, T. V., Lecture 10, "Plastic Design of Multi-Story Frames Lecture Notes", Fritz Engineering Laboratory, *Report No. 273.20*, Lehigh University, Bethlehem, Pa. (1965).
- 4.20 Ojalvo, M. y Fukumoto, Y., "Nomographs for the Solution of Beam-Columns Problems", *Bulletin No. 78*, Welding Research Council, Nueva York (1962).
- 4.21 Galambos, T. V. y Lay, M. G., "Studies on the Ductility of Steel Structures", *J. struct. Div. Am. Soc. civ. Engrs*, vol. 91, núm. ST4 (1965).
- 4.22 Galambos, T. V., Adams, P. F. y Fukumoto, Y., "Further Studies on the Lateral-Torsional Buckling of Steel Beam-Columns", *Bulletin No. 115*, Welding Research Council, Nueva York (1966).
- 4.23 Baker, J. F., Horne, M. R. y Heyman, J., *The Steel Skeleton*, vol. 2, Cambridge University Press, Cambridge, Inglaterra (1956).
- 4.24 "Joint Committee Report on Fully Rigid Multi-Story Welded Steel Frames", Institution of Structural Engineers, Inglaterra (1964).
- 4.25 "Joint Committee's Second Report on Fully Rigid Multi-Story Welded Steel Frames", Institution of Structural Engineers, Inglaterra (1971).

- 4.26 Santathadaporn, S. y Chen, W. F., "Interaction Curves for Sections under Combined Biaxial Bending and Axial Forces", *Bulletin No. 148*, Welding Research Council, Nueva York (1970).
- 4.27 Chen, W. F. y Atsuta, T., "Interaction Equations for Biaxially Loaded Sections", *J. struct. Div. Am. Soc. civ. Engrs*, vol. 98, núm. ST5 (1972).
- 4.28 Santathadaporn, S. y Chen W. F., "Analysis of Biaxially Loaded Steel H-Columns", *J. struct. Div. Am. Soc. civ. Engrs*, vol. 99, núm. ST3 (1973).
- 4.29 Tebedge, N. y Chen, W. F., "Design Criteria for H-Columns under Biaxial Loading", *J. struct. Div. Am. Soc. civ. Engrs*, vol. 100, núm. ST3 (1974).
- 4.30 Springfield, J., "Design of Columns Subject to Biaxial Bending", *Engineering J.*, American Institute of Steel Construction, vol. 12, núm. 3 (1975).
- 4.31 Yamada, M., "Low Cycle Fatigue Fracture Limits of Various Kinds of Structural Members Subjected to Alternately Repeated Plastic Bending under Axial Compression as an Evaluation Basis of Design Criteria for Aseismic Capacity", *Proc. Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago de Chile (1969).
- 4.32 Yamada, M., "Effect of Cyclic Loading on Buildings". Informe núm. 1 del estado actual. Comité Técnico núm. 18. International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Lehigh University, Bethlehem, Pa. (1972).
- 4.33 Suzuki, T. y Ono, T., "An Experimental Study of Inelastic Behavior of Steel Members Subjected to Repeated Loading", *Preprints, Sixth World Conf. on Earthquake Engineering*, Nueva Delhi, India (1977).
- 4.34 Mitani, T., Makino, M. y Matsui, C., "Influence of Local Buckling on Cyclic Behavior of Steel Beam-Columns", *Preprints, Sixth World Conf. on Earthquake Engineering*, Nueva Delhi, India (1977).
- 4.35 Kato, B. y Akiyama, H., "Inelastic Bar Subjected to Thrust and Cyclic Bending", *J. struct. Div. Am. Soc. civ. Engrs*, vol. 95, núm. ST1 (1969).
- 4.36 Popov, E. P., Bertero, V. V. y Chandramouli, S., "Hysteretic Behavior of Steel Columns", *Report No. EERC 75-11*, Earthq. Eng. Res. Center, College of Eng. Univ. California, Berkeley, Cal. (1975).
- 4.37 Bertero, V. V., Popov, E. P. y Krawinkler, H., "Beam-Column Subassemblages under Repeated Loading", *J. struct. Div. Am. Soc. civ. Engrs*, vol. 98, núm. ST5 (1972).
- 4.38 Graham, J. D., Sherbourne, A. N., Khabbaz, R. N. y Jensen, C. D., "Welded Interior Beam-to-Column Connections", American Institute of Steel Construction (1959).

- 4.39 Parfitt, J. Jr. y Chen, W. F., "Tests of Welded Steel Beam-to Column Moment Connections", *J. struct. Div. Am. Soc. civ. Engrs*, vol. 102, núm. ST1 (1976).
- 4.40 Popov, E. P. y Stephen, R. M., "Cyclic Loading on Full-Size Steel Connections", *Report No. EERC 70-3*, Earth. Eng. Res. Center, College of Eng., Univ. California, Berkeley, Cal. (1970).
- 4.41 Popov, E. P. y Bertero, V. V., "Cyclic Loading of Steel Beams and Connections", *J. struct. Div. Am. Soc. civ. Engrs*, vol. 99, núm. ST6 (1973).
- 4.42 Krawinkler, H., Bertero, V. V. y Popov, E. P., "Shear behavior of Steel Frame Joints", *J. struct. Div. Am. Soc. civ. Engrs*, vol. 101, núm. ST11 (1975).
- 4.43 Daniels, J. H. y Lu, L. W., "The Subassemblage Method of Designing Unbraced Multi-Story Frames", Fritz Eng. Lab., *Report 273.37*, Lehigh University, Bethlehem, Pa. (1966).
- 4.44 De Buen, O., "A Modification to the Subassemblage Method of Designing Unbraced Multi-Story Frames", *Engineering J.*, American Institute of Steel Construction, vol. 6, núm. 4 (1969).
- 4.45 Powell, G. H. y El Hafez, M. B., "Subassemblage Concept for Tall Frame Analysis", *J. struct. Div. Am. Soc. civ. Engrs*, vol. 100, núm. ST8 (1974).
- 4.46 Becker, R., "Panel Zone Effect on the Strength and Stiffness of Steel Rigid Frames", *Engineering J.*, AISC, vol. 12, núm. 1 (1975).
- 4.47 Kato, B. y Lu, L. W., "Instability Effects under Dynamic and Repeated Load". Informe núm. 3 del estado actual. Comité Técnico núm. 16. International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Lehigh University, Bethlehem, Pa. (1972).
- 4.48 De Buen, O., "Antiseismic Design of Multi-Story Steel Frames by Plastic Methods", *Proc. Fourth World Conf. on Earthquake Engineering*, Santiago de Chile (1969).
- 4.49 "Plastic Design of Braced Multi-Story Steel Frames", American Iron and Steel Institute, Nueva York (1968).
- 4.50 Wakabayashi, M., "Frames under Strong Impulsive, Wind or Seismic Loading". Informe núm. 6 del estado actual. Comité Técnico núm. 15. International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Lehigh University, Bethlehem, Pa. (1972).
- 4.51 Shibata, M., Nakamura, T., Yoshida, N., Morino, S., Nonaka, T., y Wakabayashi, M., "Elastic-Plastic Behavior of Steel Braces under Repeated Axial Loading", *Proc. Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, Roma, Italia (1974).

- 4.52 Kahn, L. F. y Hanson, R. D., "Inelastic Cycles of Axially Loaded Steel Members", *J. struct. Div. Am. Soc. civ. Engrs*, vol. 102, núm. ST5 (1976).
- 4.53 Wakabayashi, M., Matsui, C. y Mitani, I., "Cyclic Behavior of a Retrained Steel Brace under Axial Loading", *Preprints, Sixth World Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Delhi, India (1977).
- 4.54 Higginbotham, A. B. y Hanson, R. D., "Axial Hysteretic Behavior of Steel Members", *J. struct. Div. Am. Soc. civ. Engrs*, vol. 102, núm. ST7 (1976).
- 4.55 Wakabayashi, M., Nakamura, T., Shibata, M., Yoshida, N. y Masuda, H., "Hysteretic Behavior of Steel Braces Subjected to Horizontal Load due to Earthquake", *Preprints, Sixth World Conf. on Earthquake Engineering*, Nueva Delhi, India (1977).
- 4.56 Wakabayashi, M., Matsui, C., Minami, K. y Mitani, I., "Inelastic Behavior of Steel Frames Subjected to Constant Vertical and Alternating Horizontal Loads", *Proc. Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, Roma, Italia (1974).
- 4.57 Tanahashi, R., Kaneta, K. e Ishida, T., "On the Rigidity and Ductility of Steel Bracing Assemblage", *Proc. Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, Roma, Italia (1974).
- 4.58 Goel, S. C. y Hanson, R. D., "Seismic Behavior of Multistory Braced Steel Frames", *J. struct. Div. Am. Soc. civ. Engrs*, vol. 100, núm. ST1 (1974).
- 4.59 Anderson, J. C., "Seismic Behavior of K-Braced Framing Systems", *J. struct. Div. Am. Soc. civ. Engrs*, vol. 101, núm. ST10 (1975).
- 4.60 Yamada, M., Tsuji, B. y Nakanishi, S., "Elasto-Plastic Behavior of Braced Frames under Cyclic Horizontal Loading", *Preprints, Sixth World Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Delhi, India (1977).
- 4.61 Wyllie, L. A. Jr. y Degenkolb, H. J., "Improving the Seismic Response of Braced Frames", *Preprints, Sixth World Conference on Earthq. Engineering*, Nueva Delhi, India (1977).
- 4.62 Kaldjian, M. J., "Inelastic Cyclic Response of Split K-Braced Frames", *Preprints, Sixth World Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Delhi, India (1977).
- 4.63 "Uniform Building Code", 1976 Edition, International Conference of Building Officials. Whittier, Cal. (1976).
- 4.64 Bryan, E. R. *The Stressed Skin Design of Steel Buildings*. Constrado Monographs. Crosby Lockwood Staples, Inglaterra (1972).



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

Aspectos Generales Sobre Proyecto, Diseño y Construcción

DISEÑO DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA EN MARCOS RIGIDOS
DE EDIFICIOS

OCTUBRE, 1984.

DISEÑO DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA EN MARCOS RIGIDOS DE EDIFICIOS.

ESPECIFICACIONES AISC-78

Lo que sigue se refiere a conexiones rígidas viga-columna, en las que la sección transversal de la columna es H y los patines de la viga se sueldan directamente con los de la columna, a tope, o la transmisión del momento se hace por medio de placas, unidas a los patines de la viga con soldaduras de filete y soldadas a tope con la columna.

1.15.5.2 Siempre que el valor de A_{st} calculado con la ec. 1.15-1 resulte positivo, frente a cualquiera de los patines de la viga, debe colocarse un par de atiesadores en el alma de la columna, cuya área combinada, A_{st} , no debe ser menor que la obtenida con la ec. 1.15.1.

$$A_{st} = \frac{P_{bf} - F_{yc} t (t_b + 5k)}{F_{yst}} \quad (1.15-1)$$

En esta ecuación,

F_{yc} = esfuerzo de fluencia del material de la columna, en Kg/cm^2

F_{yst} = esfuerzo de fluencia del material de los atiesadores, en Kg/cm^2

k = distancia entre la cara exterior del patín de la columna y el punto donde termina la curva de unión con el alma, si la columna es un perfil laminado, o distancia equivalente si está hecha con tres placas soldadas, en cm.

P_{bf} = fuerza que transmite el patín, o la placa de conexión, calculada con el momento existente en el extremo de la viga, multiplicada por 5/3 cuando la fuerza es producida por cargas permanentes, vivas y muertas, únicamente, o por 4/3 cuando sea producida por la combinación de cargas permanentes y accidentales, de sismo o viento, en kg. (El valor 4/3 puede variar, de acuerdo con el código general que se esté utilizando para el diseño). P_{bf} no tiene que ser mayor que el producto del área del patín o la placa de conexión por el esfuerzo de fluencia del material.

t = grueso del alma de la columna, en cm.

t_b = grueso del patín de la viga o de la placa de conexión, en cm.

1.15.5.3 Independientemente de los requisitos de la sección --- 1.15.5.2, si el peralte del alma de la columna, d_c, medido entre los extremos de las curvas de unión con los patines, es mayor que el valor dado por la ec. 1.15-2) debe colocarse un atiesador, o un par de atiesadores, frente al patín comprimido de la viga,

$$\frac{34390 t^3 \sqrt{F_{yc}}}{P_{bf}} \quad (1.15-2)$$

y si el grueso de los patines de la columna, t_f, es menor que el calculado con la ec. 1.15-3, se requiere un par de atiesadores -- frente al patín en tensión de la viga.

$$0.4 \sqrt{\frac{P_{bf}}{F_{yc}}} \quad (1.15-3)$$

1.15.5.4 Cuando, de acuerdo con las secciones 1.15.5.2 y 1.15.5.3, se requieren atiesadores, éstos deben satisfacer los requisitos siguientes:

1. La suma del ancho de cada atiesador más la mitad del grueso del alma de la columna ha de ser igual o mayor que un tercio del ancho del patín de la viga o de la placa de conexión.
2. El grueso de los atiesadores no será menor que t_b/2 y su relación ancho/grueso no excederá de 797/√F_{yst}.
3. Cuando la columna recibe vigas en uno solo de sus patines, la longitud del atiesador no tiene que ser mayor que la mitad del peralte de la columna.
4. La soldadura que une los atiesadores con el alma de la columna debe dimensionarse para que transmita a la segunda la fuerza -- que aparece en los primeros, ocasionada por momentos desiguales aplicados en los dos patines de la columna.

(Aunque en las normas AISC no se indica explícitamente, los atiesadores deben unirse a los bordes interiores de los patines de la columna con la soldadura necesaria para transmitir la fuerza del patín de la viga, o de la placa de conexión, al atiesador; posteriormente, esa fuerza pasa al alma de la columna, como se indica en el punto 4).

1.15.5.5 Debe hacerse una investigación especial de las conexiones en las que haya una fuerza cortante elevada en el alma de la columna.

El que se requieran o no atiesadores en el alma de las columnas, frente a los patines de vigas conectadas rígidamente con ellas, depende de las dimensiones de vigas y columnas y de las características del material con el que estén hechas. La ec. 1.15.-1, que proporciona el área de los atiesadores cuando éstos son necesarios, está basada en pruebas de laboratorio que confirman el concepto de que, en ausencia de atiesadores transversales, el alma y los patines de la columna no deben fluir plásticamente bajo las fuerzas concentradas, de tensión o compresión, que aplican los patines de la viga.

Si la resistencia de la columna, $(t_b + 5k_c)tF_{yc}$, es mayor que la fuerza P_{bf} aplicada por la viga, no se requieren atiesadores. En caso contrario sí son necesarios, y su área total debe ser tal que soporten la fuerza que no puede resistir la columna, Es decir,

$$\text{Resistencia mínima de los atiesadores} = (Ast)_{\text{mín}} F_{yst} = P_{bf} - (t_b + 5k_c)tF_{yc}$$

Despejando $(Ast)_{\text{mín}}$ se llega a la ec. 1.15-1.

La fórmula 1.15-2 limita la esbeltez del alma no atiesada de la columna, para evitar que se pandee en compresión, y la 1.15-3 sirve para controlar la flexión de los patines de la columna en la zona de tensión.

Las especificaciones no indican el área que deben tener los atiesadores cuando son necesarios de acuerdo con alguna de las fórmulas 1.15-2 ó 1.15-3, pero sí proporcionan sus dimensiones mínimas y el valor de la relación ancho/grueso.

En ediciones anteriores de las especificaciones del AISC las fórmulas 1.15-1 a 1.15-3 estaban basadas en las fuerzas máximas que pueden aplicar a la columna los patines de la viga, $A_f F_y$. Los resultados obtenidos así eran con frecuencia demasiado conservadores, pues muchas veces las vigas están sobrediseñadas desde el punto de vista de resistencia, para que las flechas máximas no excedan los límites permitidos o para incrementar la rigidez lateral de la estructura (ésto es frecuente en edificios altos). Los requisitos actuales, aunque más liberales, siguen siendo conservadores, pues los atiesadores deben diseñarse tomando como base una fuerza mayor que la real.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

Aspectos Generales Sobre Proyecto, Diseño y Construcción

INSTALACIONES ELECTROMECAICAS/INSTALACIONES ELECTRICAS

ING. CARLOS GONZALEZ CARPIO

OCTUBRE, 1984.

I N D I C E

TEMA : EDIFICIOS ALTOS .

SUBTEMA: INSTALACIONES ELECTROMECANICAS/INSTALACIONES ELECTRICAS .

CAPITULO I .- Instalaciones de Alumbrado .

CAPITULO II .- Instalaciones de contactos .

CAPITULO III .- Sistema de Fuerza .

CAPITULO IV.- Edificios de régimen de condominio .

CAPITULO V.- Edificios con subestación propia

CAPITULO VI.- Instalaciones Especiales .

CAPITULO VII.- Recomendación y trámites para contratación .

CAPITULO I.- INSTALACIONES DE ALUMBRADO

INTRODUCCION .

En todo tipo de edificios aún durante las horas del día se ha hecho necesario el tener niveles de iluminación que nos permitan ver con la mayor comodidad - posible .

El ojo humano trabaja como una cámara fotográfica y es sumamente adaptable a la cantidad de luz ya que alcanza a percibir imágenes desde niveles tan bajos como la luz de la luna que proporciona un nivel máxima de 5 luxes , hasta niveles de iluminación tan altos como los que se obtienen con el reflejo - de la nieve o en las playas , donde la luz del sol alcanza niveles de más de 10,000 luxes .

Sin lugar a dudas el ojo humano trabaja con mayor comodidad con la luz natural y todos los sistemas de iluminación deben estar diseñados de tal forma que nos proporcionen un tipo de luz similar a la luz del sol de manera de obtener la máxima fidelidad de las imágenes sin distorsión de los colores y obviamente existe una estrecha relación entre la cantidad de luz y el tipo de trabajo a desarrollar .

Este fenómeno ha sido estudiado por diferentes instituciones y sociedades de ingenieros sin que hasta la fecha exista un estándar universal . Sobre los niveles de iluminación para cada uno de los diferentes áreas o servicio .

De esta forma tenemos los niveles de iluminación proporcionados por la Illuminating Engineering Society (IES) y por la Sociedad Mexicana de Ingenieros en Iluminación (SMII) .

Tablas de niveles .

Metodo de lumen .

El método de cálculo más sencillo para los sistemas de alumbrado es el llamado método de lumen :

$$N.L = \frac{\text{No. Lámparas} \times \text{lumene} \times \text{No. Luminarias} \times \text{C.U.} \times \text{C.M.} \times \text{C.D.}}{\text{Area}}$$

Por economía la tendencia es la de reducir el número de lámparas utilizando luminarios con lámparas que nos proporcione la mayor cantidad de luz posible .

De allí la creciente utilización de sistemas de iluminación a base la lámpara fluorescentes o de aditivos metálicos , que nos proporcionan las mejores condiciones para alturas de montaje de 3 metros y niveles de iluminación entre 200 y 700 luxes .

Para niveles inferiores a los ya mencionados la lámpara incandescente es insustituible por su economía y fácil mantenimiento .

El sistema de iluminación debe de contemplar además del nivel luminoso adecuado los siguientes factores :

- Arquitectura del edificio .
- Decoración y tipo de amueblado .
- Selección de la fuente luminosa .
- Selección del luminario .
- Tipo de instalación del luminario .
- Circuito alimentador .

Como una característica especial de los sistemas de iluminación para EDIFICIOS ALTOS debemos destacar los servicios de las áreas comunes como escaleras , pasillos, accesos, cuartos de máquinas , subestación eléctrica etc. donde debemos tener sistemas sumamente confiables que nos permitan

la circulación de personas a pesar de la falla de una lámpara ó la falla de un circuito eléctrico que alimente varias lámparas , sin olvidar un alumbrado de emergencia del tipo autónomo .

Por tipo autónomo debemos entender un sistema con fuente propia es decir un sistema que nos asegure luz a pesar de una falla general en el suministro de energía eléctrica .

Para ejemplificar lo antes descrito haremos uso de un descanso de una escalera cualquiera .

Este descanso debe tener un mínimo de tres lámparas (ver figura No. 1)

- Una para servicio normal .
- Una para servicio normal - emergencia .
- Una para servicio autónomo de emergencia .

Las canalizaciones de estos 3 circuitos deben ser totalmente independientes (ver figura No. 2) .

CANALIZACIONES .

El tipo de canalización recomendada para los sistemas de alumbrado , lo podremos dividir en dos partes .

CANALIZACION

Plástica
Metálica pared delgada
Metálica pared gruesa .

UTILIZACION

Embebida en concreto .
Muros falsos ó cancelas .
Aparentes y donde existan materiales combustibles .

CONDUCTORES ELECTRICOS .

Por tratarse de edificios altos , los conductores eléctricos a emplearse deberán tener aislamientos del tipo retardador de la flama o del nuevo tipo resistente a fuego .

Otro tipo de aislamiento no sería recomendable ya que sumado a la mala selección de las canalizaciones , mala mano de obra y materiales combustible aumenta la posibilidad de un siniestro .

CAPITULO II.- INSTALACION DE CONTACTOS

La instalación de contactos para Edificios Altos ofrece exactamente las mismas características que la instalación de contactos en edificios convencionales cuya problemática esta representada por la ubicación de los contactos y el servicio que estos prestarán .

Canalizaciones y conductores eléctricos .

Las canalizaciones y los conductores eléctricos deberán cumplir con los requeridos ya mencionados en la parte correspondiente a sistemas de alumbrado.

CAPITULO III .-. SISTEMA DE FUERZA .

En muchos casos los edificios altos requieren de instalaciones especiales para los sistema de fuerza debido a la gran cantidad de energía eléctrica que se necesita y a las grandes distancias entre los puntos de aplicación y la subestación como pueden ser el caso de elevadores o sistema de aire acondicionado cuyos cuartos de máquinas se encuentran en las azoteas de los edificios .

Podemos suponer por un momento un edificio imaginario de 20 niveles con un núcleo de 8 elevadores y que cada elevador tiene un motor eléctrico y servicios por un total de 25 KVA.

Este núcleo de servicio tendrá una carga instalada de aproximadamente -- 200 KVA .

Por tratarse de un edificio de aproximadamente 80 metros de altura donde el servicio de elevadores es de gran importancia el esquema de distribución puede quedar como sigue :

- 4 Elevadores para servicio normal .
- 4 Elevadores para servicio normal - emergencia .

Este esquema se puede ver en la figura No. 3 donde podemos apreciar 2 -- subestaciones y una planta de emergencia .

Vale la pena mencionar que la selección de los transformadores debe tomar en cuenta las constantes corriente de arranque de los motores y la simultaneidad con que estas pueden ocurrir .

Cuando algunos otros servicios tales como el aire acondicionado alcanzan valores considerables o son vitales por la integridad del edificio y la de ocupantes ; se pueden tener esquemas con subestaciones estratégicamente localizados en el sótano , primer piso, azotea o en algún nivel intermedio como se muestra en la figura No. 4 , y en la fig. 5

Los sistemas de seguridad como el sistema de protección contra incendio ó algún otro sistema similar deben de estar conectados siempre a un sistema de doble fuente de energía eléctrica a no ser que el proyecto correspondiente contemple una seguridad adicional como pueden ser bombas con motores de combustión interna ó sistemas de tanque elevado , etc . , como se muestra en la fig. No. 3

CAPITULO 4.- EDIFICIOS DE REGIMEN DE CONDOMINIO

Las instalaciones eléctricas para edificios altos en condominio presentan particularidades que deben resolverse desde el proyecto arquitectónico, tales como el número de propietarios por piso , que puede ser desde 1 hasta un máximo de 8 a 10 , como se puede ver en la Fig. No. 4

En el edificio de 20 niveles ya mencionado podemos tener entre 20 y 200 servicios eléctricos todos ellos con cargas eléctricas pequeñas que tendrán contratos ante la compañía suministradora en baja tensión , mas los servicios propios del edificio.

Vamos a suponer por un momento que la carga promedio de cada nivel del edificio alcanza un valor de 20 KVA con 4 servicios de 5 KVA c/u y que cada uno de ellos deberá hacer su contrato ante la compañía suministradora .

Para la compañía suministradora no existirá ningún problema en dar los servicios para uno de los niveles pero por tratarse de 20 niveles más los servicios podemos esperar una carga total que será la suma de los sistemas de alumbrado y contactos , elevadores , aire acondicionado y sistema de protección contra incendio .

$$\begin{aligned} \text{KVA TOTALES} &= 20 \times 20 + 8 \times 25 + 400 + 100 \\ &= 1100 \text{ KVA} . \end{aligned}$$

Para resolver el esquema mostrado con anterioridad el proyectista del edificio deberá considerar un espacio para alojar una subestación cuyo equipo eléctrico será propiedad de la compañía suministradora (3 transformadores) , más un equipo de medición y un equipo de protección por cada servicio eléctrico (20 a 200 servicios) .

Por otro lado los espacios verticales requeridos para llegar a cada uno de los niveles se ven afectados por la cantidad de servicios que contempla el edificio , cantidad que puede llegar hasta los 200 contactos como ya mencionamos y que considerando que cada uno de ellos debe tener una canalización totalmente independiente desde su medidor localizado en la planta baja o en el primer sótano hasta el tablero de distribución localizado en su área correspon

diente requerimos de ductos verticales de considerable magnitud .

CAPITULO V .- EDIFICIOS CON SUBESTACION PROPIA

Cuando la propiedad del edificio recae en una sola persona o razón social única, el propietario está obligado a comprar una ó varias subestaciones y la compañía suministradora está obligada a dar el servicio en alta tensión (15 ó 23 KV) .

Suponiendo que siguen siendo validos los mismos 20 KVA por nivel y los mismos 20 niveles podemos tener un considerable ahorro en conductores , canalizaciones y espacios verticales si podemos instalar una subestación de 112.5 KVA por cada 5 niveles alimentados desde un tablero de alta tensión localizado en el sótano (punto de acometida) .

El esquema de distribución se puede ver en las figuras 5 y 6 donde mostramos el diagrama unifilar típico y la localización recomendada para cada una de las subestaciones .

No hay que olvidar que cada subestación debe de ir conectada a un sistema general de tierras por condiciones de seguridad .

CAPITULO VI .- INSTALACIONES ESPECIALES PARA EDIFICIOS ALTOS .

Las instalaciones que podemos mencionar como exclusivas para edificios altos son las siguientes :

- Alumbrado de obstrucción .
- Protección contra descargas atmosféricas .

El alumbrado de obstrucción son luces de color rojo que se localizan en las azoteas , para que los edificios puedan ser vistos e identificados por los pilotos de los aviones .

Como característica especial de este sistema diremos que deben estar conectados a circuitos confiables y controlados por celdas fotoeléctricas .

El sistema de protección contra descargas atmosféricas o sistema de pararrayos , consiste en una serie de varillas o puntas instaladas en la azotea conforme a la configuración de los puntos altos y conectados solidamente a un sistema especial de tierras .

En la mayoría de los casos se prefiere que los pararrayos estén conectados a un sistema diferente del sistema general de tierras aunque de hecho está permitido interconectarlos .

Instalaciones convencionales para edificios altos .

Ante los problemas de espacio que ofrecen los ciudades los edificios altos no son la excepción y este problema se agudiza en los ductos verticales donde un edificio alta que tenga servicios de antena de TV , cablevisión , intercomunicación , sonido, teléfonos , telex , sistema de seguridad , alarmas detectores contra incendio , distribución en baja y alta tensión etc. , donde de cada servicio requiere de un ducto especial el problema de espacio se vuelve un problema grave .

El problema de espacio debe considerar las dimensiones de los registros , espacio para la instalación , espacio para mantenimiento ; espacio para modificaciones y espacio para servicios futuros . En fin es todo un problema de espacio .

CAPITULO VII .- TRAMITES PARA CONTRATACION .

El problema que representa el suministro de energía eléctrica para los edificios altos es que estos pueden nacer en cualquier parte de la ciudad , incluso casas - habitación son demolidas para dar paso a este tipo de cons

trucciones y por ende la compañía suministradora no tiene siempre disponibilidad en sus líneas para la energía necesaria para este tipo de construcciones por lo que recomendamos inicie sus trámites de contratación con la mayor anticipación posible para que la compañía suministradora haga sus estudios y obras necesarias y pueda dar el servicio cuando se necesite .

⊕ Niveles mínimos de iluminación recomendados para el alumbrado general de interiores

10

	Nivel luminoso recomendado en Lux (mínimo en cualquier momento)		Nivel luminoso recomendado en Lux (mínimo en cualquier momento)
Auditorios.		Sala de reconocimiento de ojos, oído, nariz y garganta	500
Reunión o asamblea	150	Sala de fracturas:	
Exposición y exhibiciones	300	General	500
Bancos.		Mesa de operaciones	2000
Vestíbulos:		Laboratorios:	
General	500	Salas de ensayo	300
Áreas de trabajo	700	Mesas de trabajo	500
Correspondencia, claves, etc.	1500	Trabajos delicados	1000
Bomberos (ver Servicios del Municipio).		Bibliotecas	700
Correos (Oficinas de).		Salas de armarios	200
Mesas del vestíbulo	300	Vestíbulos y pasillos	300
Clasificación, fichero, etc.	1000	Archivo de protocolos médicos	1000
Escuelas.		Salas de enfermeras:	
Lectura de textos impresos	300	General	200
Lectura de textos a lápiz	700	Pupitres y diagramas	500
Lectura de textos en papel de copias:		Despacho de medicinas	1000
Buenas	300	Salas de trabajo de enfermeras	300
Malas	1000	Casas-cunas:	
Salas de dibujo y bancos de trabajo	1000	General	100
Pizarras	1500	Mesa de reconocimiento	700
Salón de costura	1500	Pedriatía y sala de juegos	300
Estaciones, cocheras y terminales.		Obstetricia:	
Salas de espera y salas para fumadores	300	Salas de esterilización	300
Despacho de billetes: general, ventanilla, mostradores	1000	Salas de consulta	200
Facturación de equipajes	500	Sala de partos, general	1000
Andenes y almacenes	200	Mesa de partos	25000
Servicios y lavabos	300	Farmacias:	
Galerías de arte.		General	300
General	300	Mesas de trabajo	1000
Sobre los cuadros (alumbrado suplementario)	300*	Almacén de productos	300
Para esculturas y demás objetos de arte	1000**	Habitaciones y salas*	
Hospitales		General	100
Cuartos de anestesia y preparación	300	Lectura	300
Autopsia y depósito de cadáveres:		Locales para pacientes mentales	100
Sala de autopsias	1000	Trabajo con radioisótopos:	
Mesa de autopsias	25000	Laboratorio radioquímico	300
Depósito general	200	Salón de medidas	200
Central esterilizadora:		Mesas de trabajo	500
General	300	Solariums	200
Afilado de agujas	1500	Almacenes:	
Departamento odontológico:		General	150
General	700	Oficinas	700
Vitrina de instrumental	1500	Cirugía:	
Sillón dental	10000	Salas de instrumentos y esterilización	300
Laboratorio, bancos	1000	Salas de limpieza (instrumentos)	1000
Sala de recuperación	50	Salas de operaciones, general	1000
Sala de emergencia:		Mesas de operaciones	25000
General	1000	Salas de recuperación	300
Local	20000	Radioterapia:	
Sala de reconocimiento y tratamiento:		Física	200
General	500	Aplicada	300
Mesa de reconocimiento	1000	Lavabos	100
Salidas (nivel luminoso en el suelo)	50	Otros locales	200
Ojos, nariz, oído y garganta:		Salas de espera:	
Sala oscura	100	General	150
		Lectura	300
		Rayos X:	
		Radiografías, fluoroscopias y cámara oscura	100
		Radioterapia profunda y superficial	100
		Examen de pruebas	300
		Archivos, películas reveladas	300
		Atención, películas sin revelar	100

* Los cuadros oscuros con detalles o pormenores delicados deberán tener de 2 a 3 veces este nivel.

** A veces se requieren anchuras más.

* Desinfectados o heridos.

Recomendado en
Lux (mínimo en
cualquier
momento)

11

Recomendado en
Lux (mínimo en
cualquier
momento)

Hotels.	
Bares y cafeterías (ver Restaurantes).	
Salas de baños:	
General	100
En el espejo	300 †
Dormitorios:	
General	100
Tocador	300 †
Lectura y escritura	300
Comedores (ver Restaurantes).	
Vestíbulo	300
Recepción	500
Servicio de lavado de ropas:	
Lavado	300
Planchado	500
Planchado mecánico	700
Lencería y ropa blanca:	
General	200
Costura	1000
Salas de espera:	
General	100
Zonas de lectura y trabajo	300
Marquesina:	
Alrededores oscuros	300
Alrededores claros	500
Dispensas	100

Municipio (Servicios del); Bomberos y Policía.	
Policía:	
Ficheros de identificación	1500
Celdas y cuartos para interrogatorios	300
Bomberos:	
Dormitorio	200
Aparcamiento de coches y sala de recreo	300
Museos (ver Galerías de arte).	

Oficinas.	
Lectura de alto contraste de textos bien impresos; tareas y zonas que no exigen una atención exagerada o prolongada, tales como lavabos, archivos no necesitados a diario, salones de conferencia, salas de visita, etc.	300
Lectura o transcripción de manuscritos a tinta o lápiz tinta, sobre buen papel; archivos usados con frecuencia	700
Trabajo normal burocrático; lectura de buenas reproducciones; lectura o transcripción de escritura a mano con lápiz duro o sobre mal papel, archivos de uso continuo, clasificación de correspondencia, índice de asuntos	1000
Contabilidad, audición, máquinas de escribir, teneduría de libros, máquinas calculadoras, lectura de malas reproducciones, dibujo a mano alzada	1500
Cartografía, estudios, dibujo detallado	2000
Corredores, escaleras, ascensores y escaleras mecánicas	200 *
Policía (ver Servicios del Municipio).	

Residencias.	
Tareas visuales concretas:	
Juegos de mesa	300
Cocinas:	
Pilas de cocción, fogaderos	700
Hornillos y superficies de trabajo	500
Lavadoras, cestos de ropa, planchas y tablas de planchar	500
Salones de lectura, escritura y estudio:	
Libros, revistas, periódicos	300

Escritura a mano, reproducciones, copias malas	700
Pupitres de estudio	700
Lectura de partituras musicales:	
Partituras sencillas	300
Partituras completas	700 *

Cuartos de costura:	
Trabajos intermitentes, elevados contrastes con tela, telas bastas, puntadas grandes	300
Trabajos intermitentes, telas finas	500
Trabajo continuo, telas ligeras o medias	1000
Telas oscuras, detalles finos, bajo contraste	2000
Tocadores, maquillajes, afeitados (emplazado sobre los espejos y rostros)	500
Taller, bancos de trabajo	700
Alumbrado general:	
Vestíbulos, halls, escaleras, descansillos	100
Cuartos de estar, comedores, dormitorios, bibliotecas y salas de juegos	100
Cocina, lavandería, cuartos de baño	300

Restaurantes, cafeterías y bares.	
Comedores:	
De tipo íntimo:	
Con alrededores oscuros	30
Con alrededores claros	100
Para realizar el trabajo de limpieza	200
De tipo general:	
Con alrededores oscuros	150
Con alrededores claros	300
De autoservicio:	
Alrededores normales	500
Alrededores muy iluminados	1000
Cajás	500
Exposición de comida: dos veces el nivel general pero nunca menos de	500
Cocinas:	
Inspección, verificación, precios	700
Otras áreas	300

Tiendas.	
Escaparates:	
Alumbrado de día:	
General	2000
Detalle o por menor	10000
Alumbrado de noche:	
Distritos poco concurridos o pequeñas ciudades:	
General	1000
Detalle	5000
Distritos principales o de mucha competencia:	
General	2000
Detalle	10000
Interior de las tiendas:	
Zonas de circulación	300
Zonas de estanterías y almacenamiento de productos:	
Con servicio normal	1000
Con autoservicio	2000
Vitrinas y estanterías:	
Con servicio normal	2000
Con autoservicio	5000
Exposición de detalles:	
Con servicio normal	5000
Con autoservicio	10000

† Para exámenes meticulosos 500 lux

* O no menos, de 1/3 del nivel luminoso en las zonas inmediatas.
** Cuando las partituras son de tamaño inferior a las normales y hay anotaciones sobre las líneas se necesitan 1500 lux o más.

Niveles mínimos de iluminación recomendados
el Alumbrado de Interiores Industriales

(12)

recomendado
 Lux (mínimo en
 cualquier
 momento)

	Nivel luminoso recomendado en Lux (mínimo en cualquier momento)
Acero (ver Hierro y acero).	
Ajuste (Talleres de).	
Trabajo basto de fácil visión	300
Trabajo basto de difícil visión	500
Trabajo medio	1000
Trabajo fino	5000
Trabajo extra fino	10000
Almacenes y bodegas:	
De poco movimiento	50
Activos de mucho movimiento:	
Embalaje tosco	100
Embalaje medio	200
Embalaje fino	500
Arcilla (ver Cementos).	
Automóviles (Fábricas de).	
Ajuste del bastidor	500
Línea de montaje y ajuste de chasis	1000
Montaje final e inspección de línea	2000
Fabricación de la carrocería:	
Piezas	700
Acabado e inspección	2000
Aviación. Fábricas de aviones.	
Naves:	
De producción	1000
De inspección	2000
Fabricación de piezas:	
Remachar, soldar y taladrar	700
Cabinas de pintura	1000
Preparación planchas de aluminio y trabajo de templado; formación y pulido de las partes pequeñas del fuselaje, secciones de alas y carcasas de motores	1000
Montajes secundarios: Trenes de aterrizaje, fuselaje, secciones de ala, carcasas y otras piezas grandes	1000
Montaje final e inspección	1000
Reparación de herramientas	1000
Aviación. Hangares (solamente servicio de reparaciones)	1000
Azúcar (Industrias del).	
Departamento de chocolates:	
Descascarillar, aventar, extracción de grasas, triturar, relinar	500
Limpieza y selección de granos, inmersión, envase, empaquetado, etc	500
Molienda	1000
Elaboración de la crema, mezclado, cocido y moldeado	500
Gelatina y jalea	500
Decoración a mano	1000
Departamento de caramelos:	
Mezclar, cocer, moldear	500
Cortar y seleccionar	1000
Envasar y empaquetar	1000
Azúcar (Refinerías de).	
Dosificación	500
Inspección del color	2000

Bodegas (ver Almacenes y bodegas).	
Carbón (Volquetes automáticos y lavaderos de).	
Triturado y lavaderos	100
Selección	3000
Cartón (Fábricas de cajas de): Area general	500
Caucho (ver Goma).	
Cementos y derivados de la arcilla.	
Molido, prensas de filtro	300
Moldeado, lavado y prensado	300
Color y vidriado trabajo duro; esmaltado	1000
Color y vidriado, trabajo fino	3000
Centrales eléctricas y subestaciones. Interiores.	
Auxiliares, habitaciones de baterías, bombas de alimentación de calderas, tanques, compresores y cuadros de instrumentos	200
Plataforma de calderas, habitación de cables y áreas de circulación o de bombas	100
Plataforma de quemadores	200
Condensadores: áreas de desaeradoras evaporadores y calentadores	100
Habitaciones de control:	
Panel de interruptores (frente vertical):	
Secciones sencillas o dobles frente al operador:	
Tipo A. Habitaciones de control, centralizado, de gran tamaño. Nivel a 1.70 metros sobre el suelo	500
Tipo B. Habitación de control normal. Nivel a 1.70 metros sobre el suelo	300
Sección de "duplex" frente al operador	300
Pupitres de trabajo (nivel horizontal)	500
Áreas interiores de los paneles de interruptores para "duplex"	100
Parte trasera de los paneles de interruptores (nivel vertical)	100
Alumbrado de emergencia para todas las áreas.	30
Laboratorio de química	500
Casetas de filtros, aparatos de control de fuerza y equipos telefónicos	200
Túneles ó galerías, tuberías.	100
Zona de turbinas bajo el pavimento	200
Habitación de turbinas	300
Conservas (Fábricas de).	
Clasificación inicial de materias crudas	500
Tomates	1000
Selección de color (cortado)	2000
Preparación:	
Selección preliminar:	
Albaricoques y melocotones	500
Tomates	1000
Accitunas	1500
Cortado y selección final	1000
Conservado	
Enlatado continuo en cadena	1000
Empaquetado a mano	500
Accitunas	1000
Examen de envasados	2000
Corte y confección.	
Inspección de paños	20000
Cortado y prensado	3000
Cosido	5000
Electricidad (ver Centrales eléctricas).	
Electricidad (Fabricación de equipos, eléctricos).	
Impregnación	500
Aislado, pintado de conductores	1000
Ensayos	1000

Encuadernación.		Sala de máquinas y motores	300
Doblar, montar, encolar, etc	700	Inspección:	
Cortar, perforar y coser	700	Cinapas oscuras, changote, cascajo	1000
Repujar e inspección	2000	Hojalata y otras superficies brillantes	1000
Forja (Talleres de)	500	Imprentas.	
Fundiciones.		Fundición de tipos:	
Templado, limpiado, batido	300	Máquinas y moldes de mano; fundición de conjuntos, clasificación	500
Moldeo o fabricación de machos, trabajo medio	500	Fabricación de matrices, rectificado de tipos	1000
Moldeo o fabricación de machos, trabajo fino	1000	Plantas de impresión:	
Desbastado y cepillado	1000	Inspección de color y valoración	2000
Inspección media	1000	Composición a máquina, salas de composición.	1000
Inspección fina	5000	Prensas	700
Moldes, grandes; rellenado y vaciado	500	Lectura de pruebas y revisión de planchas	1500
Moldes medianos	1000	Electrotipia:	
Horno de cúpula	200	Moldes, acabado, nivelación de moldes, recorrido y rectificación	1000
Galvanizado	300	Montura de planchas, estañado, electroplateado, limpiado	500
Garajes: Automóviles y camiones.		Fotograbado:	
Servicio de garajes:		Grabado al aguafuerte, planchas	500
Reparaciones	1000	Manipulación, acabado, lectura de pruebas, entintado y enmascarado	1000
Zonas de tráfico activo	200	Inspección (Trabajos de).	
Garajes de aparcamiento:		Ordinario	500
Entrada	500	Difícil	1000
Pistas y rampas	100	Bastante difícil	2000
Aparcamiento	50	Muy difícil	5000
Goma (Mecanizado de artículos de).		Lo más difícil	10000
Preparación de la materia prima:		Lavanderías.	
Alambrado, emplastecido y fresado	300	Lavado	300
Preparación del tejido, corte y telares	500	Planchado, clasificación y marcado	500
Moldeado y selección de productos, calibrado	600	Acabado a máquina y con plancha. Clasificación ..	700
Inspección	2000	Planchado fino a mano	1000
Guantes (Fábricas de).		Madera.	
Prensado y cortado	3000	Trabajos bastos y de banco	300
Máquinas de hacer punto y selección	1000	Medidas, cepillado, lijado basto, trabajos medios de banco y máquina encolado barnizado y tonelería ..	500
Cosido e inspección	5000	Trabajos finos de banco y máquina, pulido fino acabado	1000
Harina (Fábricas de).		Manipulado de materiales.	
Molido, cernido, refinado	500	Empaquetado, embalaje y etiqueta	500
Empaquetado	300	Clasificación y distribución	300
Control de productos	1000	Carga y colocación en camiones	200
Cribas, limpiadoras, ascensores, pasillos, recipientes de control	300	Interior de camiones y coches de transporte	100
Hierro y acero (Industria del).		Metal. Trabajo en metales laminados.	
Interiores abiertos:		Prensado, cortado, estampado, taladrado, maquinaciones diversas, trabajo medio de banco	500
Piso de carga (Fundición)	200	Inspección de estañado y galvanizado; trazado	2000
Vagonetas de colada:		Neumáticos y tubos de goma (Fabricación de).	
Pozos de escoria	200	Preparación de la materia prima:	
Plataformas de control	300	Alambrado, emplastecido y fresado	300
Zona superior	300	Preparación de productos: cortado, construcción de bordes	500
Pasarelas elevadas de inspección	100	Máquinas de hacer tubo	500
Mezcladores	300	Fábricas de neumáticos:	
Calcinado y sangrado	100	Bandajes sólidos	300
Trenes de laminación:		+ La superficie a inspeccionar debe ser cubierta con un alumbrado especial a base de fuentes luminosas de gran tamaño y brillo lo suficientemente bajo para proporcionar más condiciones de contraste favorables.	
Lingotes, pletinas, barras calientes y planchas calientes	300		
Laminación en frío, barras y planchas	300		
Tubos, barras, varillas redondas, alambres	500		
Estampado de hojalata: estañado, galvanizado, laminado de flejes en frío	500		

* Los materiales especulares o las superficies de trabajo pueden necesitar consideraciones especiales en la selección y colocación de los equipos de alumbrado o en su orientación respecto al trabajo.

Neumáticos y tubos de (continuación)	
Neumáticos	500
Departamento de revisiones: Revisión de tubos, revisión de neumáticos	700
Inspección final: Tubos, neumáticos	2000
Papel (Fábricas de).	
Triturado, molido y prensado	300
Acabado, cortado, aparejado y máquinas de hacer papel	500
Cortado a mano, máquinas de cortar e igualar	700
Bobinas de papel, inspección y laboratorios	1000
Rebobinado	1500
Piel (Fabricación de artículos de).	
Prensado, enrollado y glaseado	2000
Clasificación, cortado, acoplado y cosido	3000
Piel (Industrias de la). Cueros.	
Depósitos de limpieza, curtido y esitado	300
Cortado, descamado y estopado	500
Acabado y cosido	1000
Piedras. Triturado y cribado.	
Correas transportadoras espacios para canalizaciones, habitaciones de toboganes e interior de receptáculos	100
Salas de primera trituración, trituradoras auxiliares bajo los receptáculos	100
Cribas	200
Pinturas (Fabricación de).	
General	300
Mezclas cooperativas y normales	2000
Pintura (Talleres de).	
Por inmersión, a pistola, a mano, al fuego, pintura ordinaria a mano y perfilado delicado a mano	500
Trabajos finos de pintura a mano y acabado	1000
Trabajos extrafinos de pintura a mano y acabado (carrocerías de automóviles, pianos, etc.)	3000
Planchado y limpiado en seco (ver Tintorerías).	
Productos lácteos: Industrias de la leche.	
Habitación de hervido y almácén de botellas	300
Clasificación de botellas	500
Limpieza de botellas	500
Lavado de bidones y equipos de ffo	300
Rellenado, inspección	1000
Indicadores, aneles y termómetros (parte vista) ..	500
Laboratorios	1000
Pasteurizadores, clasificadores y refrigeradores ..	300
Tanques depósitos:	
Interiores claros	200
Interiores oscuros	1000
Pufido y bruido	1000
Química (Trabajos de).	
Desecadores, alambiques, evaporadores, blanqueadores, filtros	300
Tanques, cristalizadores, extractores, coladores ..	300
Servicio (Áreas de).	
Escaleras, pasillos, ascensores	200
Lavabos y Tocadores	300

Soldadura (Talleres de) (continuación)	
Iluminación general	500
Soldadura manual de arco, Gran precisión	10000
Sombreros (Fábricas de).	
Tinte, enderezado, acordonado, limpieza y refinado	1000
Dar forma, tamaño, perforado, rebordeado, acabado y planchado	2000
Cosido e inspección	5000
Tabado (Manipulado del).	
Secado, limpieza general	300
Clasificación y apartado	2000
Tahonas.	
Cuarto de mezclas	500
Estanterías (iluminación vertical)	300
Interior del horno (mezcladoras verticales)	500
Cuarto de fermentación	300
Locales restantes:	
Pan	300
Dulces y productos de confitería	500
Horno, pruebas y empaquetado	300
Rellenado y otros ingredientes	500
Decorado y azucarado:	
Mecánico	500
A mano	1000
Talleres de forja (ver Forja).	
Talleres mecánicos.	
Trabajos bastos de banco y máquina	500
Trabajos medios de banco y máquina, máquinas automáticas ordinarias, cepillado basto, pulido y bruido medio	1000
Trabajo fino de banco y máquina, máquinas automáticas de precisión, cepillado medio, pulido y bruido fino	5000
Trabajos de banco y máquina muy finos, cepillado fino	10000
Telas (sus derivados) (ver Corte y confección).	
Telas y tejidos (ver Textiles (Fábricas)).	
Textiles (Fábricas). Algodón.	
Abrir, mezclar y picar	300
Cardar, estirar, torcer, encanillar, hilar, urdir	500
Confección de piezas de tela:	
Artículos grises	500
Mezcilla	1500
Inspección:	
Artículos grises (girado a mano)	1000
Mezcilla (movimiento rápido)	5000
Estirado automático	1500
Hilado a mano	2000
Tejido	1000
Textiles (Fábricas). Lana y estambre.	
Clasificación	1000
Hilado (en bastidor o máquina): blanco	500
Hilado (en bastidor o a máquina): coloreado	1000
Trenzado o urdido: blanco	500
Urdido en peine: blanco	1000
Urdido: color	1000
Urdido en peine: color	3000
Trenzado: blanco	300
Trenzado: color	500
Téjido: blanco	1000
Téjido: color	2000

* La superficie a inspeccionar debe ser cubierta con un aluminado especial a base de fluorosulfuros de gran tamaño y brillo lo suficientemente bajo para proporcionar unas condiciones de contraste favorables.

Nivel luminoso
recomendado en
Lux (mínimo en
cualquier
momento)

15

Nivel luminoso
recomendado en
Lux (mínimo en
cualquier
momento)

Textiles (Fábricas) (continuación):

Locales para géneros grises:	
Borra	1500
Hilos	3000
Telas	700
Acabado, completado, pegado, tratado y secado	500
Tintes	1000
Acabado en seco:	
Prepararlo, acondicionado, prensado y tejido	700
Corte	1000
Inspección	2000

Textiles (Fábricas). Seda y rayón.

Fabricación: empapado coloreado y acondicionamiento o colocación de líneas		300
Devorado, trenzado, rebobinado, encanillado y enderezado:		
Materiales claros	500	
Materiales oscuros	2000	
Sala de telares (en sus diversas modalidades)	1000	
Hilado en peines o sobre alambres en los telares	1000	
Tejido	1000	

Tintorerías. Planchado y limpiado en seco.

Reconocimiento y clasificación	500
Limpieza en seco, húmeda y al vapor	500

Inspección y localización de manchas	5000
Planchado a mano y máquina	1500
Reparaciones y modificaciones	2000

Vidrio (Fábricas de).

Sala de mezclas y horno, hornos de prensado, máquinas de soplar vidrio	300
Molido, cortado del vidrio a medida, esmerilado	500
Molido fino, pulido y biselado	1000
Inspección, grabado y decorado	2000

Zapaterías. Trabajo en goma.

Lavarlo, bañado, mezclado y preparación del caucho	300
Barrizado, vulcanizado, satinado y cortado de suelas	500
Laminado de suelas, forrado y 287, proceso de fabricación y acabado	1000

Zapaterías. Trabajo en material.

Mesas de corte, marcado, ojales, raspar, clasificar y control en materiales oscuros	3000
Fabricación y acabado, lavado, revestimiento, barnizado, vulcanizado, corte de las suelas y palas, repujado, forrado, laminado, limpiado, teñido, alisado, pulido y estampado	2000

Fuentes Luminosas

Características de las Lámparas Incandescentes de Alumbrado General para una Tensión de Operación Normal.

Watts	Bulbo	Acabado	Base	Longitud máxima total (mm)	Filamento	Vida normal media (horas)	Flujo luminoso inicial (lúmenes)	Flujo luminoso medio (lúmenes)
25	A-19	Mat. int.	Media	100	C-0	1000	265	—
40	T-19	Blanco	Media	112	C-9	1350	430	—
60	T-19	Blanco	Media	112	CC-6	1350	785	—
75	T-19	Blanco	Media	112	CC-8	1350	1085	—
100	T-19	Blanco	Media	112	CC-8	1350	1535	—
50	T-21	Blanco	Media de 3 contac.	150	2CC-6	1350	595	—
100							1435	—
150							2030	—
100	PS-25	Blanco	Mogul de 3 contac.	173	2CC-6	1000	1500	—
200							3500	—
300							5000	—
150	T-21	Blanco	Media	160	CC-6	1350	2380	—
200	A-25	Mat. int. Claro	Media	176	CC-6	750	3800	3500
300							6300	5550
500	PS-40	Mat. int. o Claro	Media	204	C-8	750	10750	9650
750	PS-52		Mogul	332	2CC-8	1000	16700	15500
1000	PS-52		Mogul	332	2CC-8	1000	23000	21000
1500	PS-52		Mogul	332	C-7 A	1000	33300	27000

⊙ Características de las Lámparas Incandescentes Reflectoras y Proyectoras

(Lámparas de 2000 horas de Vida)

Watts	Bulbo	Base	Longitud máxima total (mm.)	(1) Apertura aproximada del haz (grados)	(1) Flujo luminoso inicial del haz (lúmenes)	Flujo luminoso inicial total (lúmenes)	(2) Máxima intensidad luminosa inicial (candelas)	Distribución
Proyectoras (3)								
75	PAR-38	M. Ens. (5)	135	30	465	750	4800	Intensiva
75	PAR-38	M. Ens. (5)	135	60	600	750	1500	Extensiva
150	PAR-38	M. Ens. (5)	135	30	1100	1730	10500	Intensiva
150	PAR-38	M. Ens. (5)	135	60	1350	1730	3400	Extensiva
200	PAR-46	M. Contac.	102	17x23	1200	2350	33000	Estrecha
200	PAR-46	A. Lat. (6)	102	20x40	1300	2350	12000	Media
300	PAR-56	Mogul con	127	15x20	1800	3720	70000	Estrecha
300	PAR-56	tacto arne.	127	20x35	2000	3720	22000	Media
300	PAR-56	final (7)	127	30x60	2100	3720	10000	Ancha
Reflectoras								
30	R-20	Media	100	90	160	210	245	Extensiva
75	R-30	Media	132	50	410	820	1840	Intensiva
75	R-30	Media	132	130	700	820	430	Extensiva
150	R-40	Media	165	40	860	1890	7000	Intensiva
150	(4)R-40	Media	165	110	1600	1890	1300	Extensiva
300	(4)R-40	Media	165	35	1800	3700	13500	Intensiva
300	(4)R-40	Media	165	115	2900	3700	2500	Extensiva
500	(3)R-40	Mogul	184	35	3100	6500	22000	Intensiva
500	(3)R-40	Mogul	184	115	5400	6500	4800	Extensiva
500	R-57	Mogul	305	70	—	7850	—	Estrecha
500	R-57	Mogul	298	120	—	7850	—	Ancha
750	R-57	Mogul	305	70	—	12700	—	Estrecha
750	R-57	Mogul	298	120	—	12700	—	Ancha
1000	R-57	Mogul	305	70	—	17500	—	Estrecha

(1) En la apertura del haz se incluyen todos los rayos de intensidad luminosa de valor superior al 10 por 100 del valor del rayo de intensidad máxima que parte del foco luminoso.

(2) Valor en el cono central de 10° (apertura total) para todas las lámparas, excepto las lámparas de haz estrecho y las PAR de tipo intensivo. Para las lámparas de haz estrecho y las PAR de tipo intensivo, el cono central es de 5°.

(3) Bulbo de vidrio resistente al calor.

(4) También pueden adquirirse con bulbo de vidrio resistente al calor.

(5) Media roscada y con ensanchamiento para fijación el bulbo de vidrio de diámetro superior al de la base media.

(6) Media con contactos laterales tipo americano.

(7) Mogul con contactos de enchufe tipo americano.

(1) Tipo de Lámpara	Base	Características de Servicio		Mínima de Arranque (Volts) (2)	Inicial (Lúmenes) (3)		Medio (Lúmenes) (4)	
		Intensidad (Amperes)	Tensión (volts)		Blanca Fría	Blanca y Blanca Cálida	Blanca Fría	Blanca y Blanca Cálida
Pre calentamiento								
4-W T-5 6"	Miniát. Biclav.	0,135	32	110	115	125	80	90
6-W T-5 9"	Miniát. Biclav.	0,145	47	110	250	260	195	200
8-W T-5 12"	Miniát. Biclav.	0,170	56	110	380	395	285	300
13-W T-5 21"	Miniát. Biclav.	0,160	95	176	740	765	590	610
14-W T-12 15"	Media Biclav.	0,385	39	110	580	600	475	490
15-W T-8 18"	Media Biclav.	0,300	55	110	760	785	640	665
15-W T-12 18"	Media Biclav.	0,330	46	110	680	705	590	615
20-W T-12 24"	Media Biclav.	0,380	56	110	1080	1120	940	990
25-W T-12 33"	Media Biclav.	0,490	57	110	1650	1700	1430	1470
30-W T-8 36"	Media Biclav.	0,355	98	176	1930	2000	1600	1660
90-W T-17 60" (5)	Mogul Biclav.	1,550	63	132	5560	5640	4600	4740
Preca. -- Arranque Rápido								
40-W T-12 48" (5) (6)	Media Biclav.	0,430	101	3100	3250	2800	2800	2930
Arranque Rápido								
30-W T-13 36"	Media Biclav.	0,430*	75	250	1900	1970	1670	1730
Alta Emisión (7)								
24" T-12 30-W	Retr. D.C. (11)	0,800	41	225	1500	1550	1270	1310
48" T-12 60-W	Retr. D.C.	0,800	75	256	3850	3950	3160	3340
72" T-12 85-W	Retr. D.C.	0,800	113	395	6100	6300	5150	5320
96" T-12 110-W	Retr. D.C.	0,800	150	465	8500	8800	7180	7440
Muy Alta Emisión (Super HI) (7) (8)								
48" T-12 110-W	Retr. D.C.	1,500	86	250	6900	—	5800	—
72" T-12 160-W	Retr. D.C.	1,500	128	350	10900	—	9100	—
96" T-12 215-W	Retr. D.C.	1,500	172	470	15000	—	12600	—
Circular (7)								
22-W T-9 8 1/2" OD	Cuatro Clav.	0,380	60	185	1020	1060	765	795
32-W T-10 12" OD	Cuatro Clav.	0,430	80	205	1750	1830	1450	1500
40-W T-10 16" OD	Cuatro Clav.	0,415	108	205	2450	2530	2070	2120
Arranque Instantáneo (9)								
40-W T-12 48"	Media Biclav.	0,425	104	385	2700	2750	2400	2450
40-W T-17 60"	Mogul Biclav.	0,425	107	385	2700	2750	2430	2480
"Slimline" (10)								
42" T-6 25-W	Monoclavillo.	0,200	150	405	1625	1675	1370	1410
64" T-6 37-W	Monoclavillo.	0,200	233	540	2600	2700	2180	2240
72" T-8 37,5-W	Monoclavillo.	0,200	218	540	2650	2740	2280	2360
96" T-8 50-W	Monoclavillo.	0,200	290	675	3700	3800	3250	3300
48" T-12 38,5-W (5)	Monoclavillo.	0,425	100	385	2600	2700	2320	2410
72" T-12 56-W	Monoclavillo.	0,425	145	475	4100	4200	3670	3761
96" T-12 73,5-W (5)	Monoclavillo.	0,425	197	565	5800	5950	5200	5320

(1) Potencia nominal en watts, designación del bulbo (T indica lámparas tubulares y el número que le sigue determina el diámetro en octavos de pulgada), longitud total normal (la lámpara con dos portalámparas normales).

(2) Para un arranque asegurado a 10°C, o más de temperatura ambiente o valores aplicables a las lámparas de precalentamiento, arranque instantáneo y "Slimline" conectadas a reactancias sencillas o dobles del tipo "Lead-Lag"; a las lámparas de arranque rápido, alta emisión y muy alta emisión conectadas a reactancias dobles del tipo serie; y a las lámparas circulares conectadas a reactancias sencillas del tipo "arranque rápido". Para las lámparas de muy alta emisión los valores son aplicables a un factor de pico de la tensión mínimo, de 1,6.

(3) Medido después de cien horas de servicio a 25°C, y en condiciones de ensayo especificadas. Los valores aproximados para los otros tonos pueden determinarse multiplicando el flujo luminoso de las lámparas "blanca fría" por los siguientes factores: alta eficacia, 1,15; blanca de lujo, 0,73; blanca

suave, 0,70; luz día, 0,84; rosa y azul, 0,45; verde, 1,40; verde frío, 0,92; oro, 0,60; rojo 0,06.

(4) Valor aproximado al 40 por 100 de la vida media.

(5) Solamente en el tono "blanca fría" pueden adquirirse también lámparas de tipo reflector. La emisión luminosa aproximada es el 86 por 100 de la de las lámparas ordinarias.

(6) Valores eléctricos, aplicables únicamente al dar servicio con reactancias de arranque rápido.

(7) Lámparas con funcionamiento basado en el principio del arranque rápido.

(8) El valor de la emisión luminosa (lúmenes) se obtiene con los nuevos modelos de reactancias.

Los valores que se consiguen con las reactancias actuales es aproximadamente el 93 por 100 de los valores citados.

(9) Los clavillos de la base están cortocircuitados.

(10) Las lámparas "Slimline" T-6 y T-8 pueden trabajar de 100 a 300 mA, y las T-12 de 200 a 600 mA.

(11) Abreviaturas de "Retractil de doble contacto".

⊕ Índice del Local

(Clasificación de locales de acuerdo con sus dimensiones)

Ancho del local (m.)	Largo del local (m.)	Altura de techo en metros													
		Para alumbrado Semi-Indirecto o Indirecto													
		2,75	3,20	3,65	4,10	4,55	5,00	5,50	6,40	7,30	8,25	10,05	11,90	14,65	19,20
		Altura de montaje sobre el suelo en metros													
		Para alumbrado Directo, Semi-Directo, Directo-Indirecto y General Difuso													
		2,15	2,45	2,75	3,05	3,35	3,65	3,95	4,55	5,20	5,80	7,00	8,25	10,05	13,10
2,45	3,05	H	I	J	J	J	J	J							
	3,65	H	I	J	J	J	J	J							
	4,26	G	H	I	J	J	J	J							
	4,87	G	H	I	I	J	J	J							
	5,48	G	H	I	I	J	J	J	J						
	6,10	G	H	I	I	J	J	J	J	J					
	7,30	G	H	H	I	J	J	J	J	J	J				
	9,15	F	G	H	I	I	J	J	J	J	J	J			
	10,65	F	G	H	I	I	J	J	J	J	J	J	J		
	12,20	F	G	H	I	I	J	J	J	J	J	J	J	J	
15,25	F	G	H	I	I	J	J	J	J	J	J	J	J	J	
3,05	3,05	H	H	I	J	J	J	J							
	3,65	G	H	I	I	J	J	J							
	4,26	G	H	I	I	J	J	J	J						
	4,87	F	H	I	I	I	J	J	J						
	5,48	F	G	H	I	I	J	J	J						
	6,10	F	G	H	I	I	J	J	J	J					
	7,30	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J				
	9,15	F	G	G	H	I	I	I	J	J	J	J			
	10,65	F	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J	J		
	12,20	E	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J	J	J	
15,25	E	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J	J	J	J	
18,30	E	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J	J	J	J	
21,35	E	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J	J	J	J	
3,65	3,65	G	H	H	I	I	J	J	J						
	4,26	F	G	H	I	I	J	J	J						
	4,87	F	G	H	H	I	I	J	J	J					
	5,48	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J				
	6,10	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J	J			
	7,30	E	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J	J		
	9,15	E	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J	J	J	
	10,65	E	F	G	G	H	H	I	I	J	J	J	J	J	J
	12,20	E	F	G	G	H	H	I	I	J	J	J	J	J	J
	15,25	E	F	G	G	H	H	H	I	J	J	J	J	J	J
18,30	E	E	F	G	G	H	H	H	J	J	J	J	J	J	
21,35	D	E	F	G	G	H	H	H	J	J	J	J	J	J	
24,40	D	E	F	G	G	H	H	H	J	J	J	J	J	J	
30,50	D	E	F	F	G	H	H	H	J	J	J	J	J	J	
4,25	4,26	F	G	H	H	I	I	J	J	J					
	4,87	F	G	H	H	I	I	J	J	J					
	5,48	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J				
	6,10	E	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J			
	7,30	E	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J	J		
	9,15	E	F	G	H	H	H	I	J	J	J	J	J	J	
	10,65	E	E	F	G	H	H	H	J	J	J	J	J	J	J
	12,20	D	E	F	G	G	H	H	J	J	J	J	J	J	J
	15,25	D	E	F	G	G	H	H	J	J	J	J	J	J	J
	18,30	D	E	F	F	G	H	H	J	J	J	J	J	J	J
21,35	D	E	F	F	G	H	H	J	J	J	J	J	J	J	
24,40	D	E	F	F	G	H	H	J	J	J	J	J	J	J	
30,50	D	E	F	F	G	H	H	J	J	J	J	J	J	J	
4,85	4,87	E	F	G	H	H	I	I	J	J	J				
	5,48	E	F	G	H	H	I	I	J	J	J				
	6,10	E	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J			
	7,30	E	F	F	G	H	H	I	J	J	J	J	J		
	9,15	D	F	F	G	H	H	H	J	J	J	J	J	J	
	10,65	D	E	F	F	G	H	H	J	J	J	J	J	J	J
	12,20	D	E	F	F	G	H	H	J	J	J	J	J	J	J
	15,25	D	E	F	F	G	H	H	J	J	J	J	J	J	J
	18,30	C	D	E	F	F	G	H	J	J	J	J	J	J	J
	21,35	C	D	E	F	F	G	H	J	J	J	J	J	J	J
24,40	C	D	E	F	F	G	H	J	J	J	J	J	J	J	
30,50	C	D	E	F	F	G	H	J	J	J	J	J	J	J	
5,60	5,48	E	F	F	G	H	H	I	I	J	J				
	6,10	E	F	F	G	H	H	I	I	J	J				
	7,30	D	F	F	G	H	H	H	J	J	J				
	9,15	D	F	F	F	G	H	H	J	J	J	J			
	10,65	D	L	F	F	F	H	H	J	J	J	J	J		
	12,20	C	D	F	F	F	H	H	J	J	J	J	J	J	
	15,25	C	D	F	F	F	H	H	J	J	J	J	J	J	J
	18,30	C	D	D	F	F	F	H	J	J	J	J	J	J	J
	21,35	C	D	D	L	F	F	H	J	J	J	J	J	J	J
	24,40	C	D	D	D	F	F	H	J	J	J	J	J	J	J
30,50	C	D	D	D	F	F	H	J	J	J	J	J	J	J	

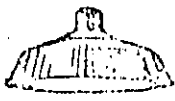
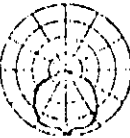








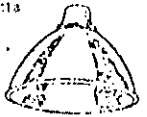







Indice del Local

(Clasificación de locales de acuerdo con sus dimensiones)

Ancho del local (m.)	Largo del local (m.)	Altura de techo en metros																
		Para alambreado Semi-Indirecto e Indirecto																
		2.75	3.20	3.65	4.10	4.55	5.00	5.50	6.00	7.30	8.25	10.05	11.90	14.65	19.20	23.75	28.35	
Altura de montaje sobre el suelo en metros																		
Para alambreado Directo, Semi-Directo, Ducto-Indirecto y General Difuso																		
		2.15	2.45	2.75	3.05	3.35	3.65	3.95	4.55	5.20	5.80	7.00	8.25	10.05	13.10	16.15	19.20	
6.10	6.10	E	E	F	G	G	H	H	I	J	J	J						
	7.30	D	E	F	F	G	G	H	H	I	J	J						
	9.15	D	F	F	F	F	G	G	H	I	J	J	J					
	10.65	C	D	E	E	F	F	G	G	H	I	J	J	J				
	12.20	C	D	E	E	F	F	G	G	H	I	J	J	J				
	15.25	C	D	E	E	F	F	G	G	H	I	J	J	J	J			
	18.30	C	D	E	E	F	F	G	G	H	I	J	J	J	J			
	21.35	C	D	E	E	F	F	G	G	H	I	J	J	J	J			
	24.40	B	C	C	D	E	E	F	F	G	G	H	I	J	J	J		
	30.50	B	B	C	C	D	E	E	F	F	G	G	H	I	J	J		
36.60	B	B	C	C	D	E	E	F	F	G	G	H	I	J	J			
42.70	B	C	D	D	E	E	F	F	G	G	H	I	J	J				
7.30	7.30	D	C	E	F	F	G	G	H	I	J	J	J					
	9.15	C	D	E	E	F	F	G	G	H	I	J	J					
	10.65	C	D	E	E	F	F	G	G	H	I	J	J					
	12.20	C	D	E	E	F	F	G	G	H	I	J	J					
	15.25	C	D	E	E	F	F	G	G	H	I	J	J	J				
	18.30	B	C	D	D	E	E	F	F	G	G	H	I	J	J			
	21.35	B	C	D	D	E	E	F	F	G	G	H	I	J	J			
	24.40	B	C	D	D	E	E	F	F	G	G	H	I	J	J			
	30.50	B	B	C	C	D	E	E	F	F	G	G	H	I	J	J		
	36.60	B	B	C	C	D	E	E	F	F	G	G	H	I	J	J		
42.70	A	B	C	C	D	E	E	F	F	G	G	H	I	J	J	J		
9.15	9.15	C	D	D	E	E	F	F	G	H	I	J	J	J				
	10.65	B	C	D	E	E	F	F	G	H	I	J	J	J				
	12.20	B	C	D	E	E	F	F	G	H	I	J	J	J				
	15.25	B	C	D	E	E	F	F	G	H	I	J	J	J				
	18.30	B	B	C	C	D	E	E	F	F	G	G	H	I	J	J		
	21.35	A	B	C	C	D	E	E	F	F	G	G	H	I	J	J		
	24.40	A	B	C	C	D	E	E	F	F	G	G	H	I	J	J		
	30.50	A	B	B	C	C	D	E	E	F	F	G	H	I	J	J		
	36.60	A	B	B	C	C	D	E	E	F	F	G	H	I	J	J		
	42.70	A	A	B	B	C	C	D	E	E	F	F	G	H	I	J	J	
10.65	10.65	B	C	D	D	E	E	F	F	G	H	I	J	J	J			
	12.20	B	C	D	D	E	E	F	F	G	H	I	J	J	J			
	15.25	B	B	C	C	D	E	E	F	F	G	H	I	J	J			
	18.30	A	B	C	C	D	E	E	F	F	G	H	I	J	J			
	21.35	A	B	B	C	C	D	E	E	F	F	G	H	I	J	J		
	24.40	A	B	B	C	C	D	E	E	F	F	G	H	I	J	J		
	30.50	A	A	B	B	C	C	D	E	E	F	F	G	H	I	J	J	
	36.60	A	A	B	B	C	C	D	E	E	F	F	G	H	I	J	J	
	42.70	A	A	B	B	C	C	D	E	E	F	F	G	H	I	J	J	
	12.20	12.20	B	D	C	D	D	E	E	F	F	G	H	I	J	J		
15.25		A	B	C	C	D	E	E	F	F	G	H	I	J	J			
18.30		A	B	B	C	C	D	E	E	F	F	G	H	I	J			
21.35		A	A	B	B	C	C	D	E	E	F	F	G	H	I	J		
24.40		A	A	B	B	C	C	D	E	E	F	F	G	H	I	J		
30.50		A	A	B	B	C	C	D	E	E	F	F	G	H	I	J	J	
36.60		A	A	B	B	C	C	D	E	E	F	F	G	H	I	J	J	
42.70		A	A	B	B	C	C	D	E	E	F	F	G	H	I	J	J	
15.25		15.25	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J
		18.30	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J
	21.35	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
	24.40	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
	30.50	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
	36.60	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
	42.70	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
	48.95	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
	51.00	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
	60.95	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
18.30	18.30	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
	21.35	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
	24.40	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
	30.50	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
	36.60	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
	42.70	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
	51.00	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
	60.95	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
	66.00	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
	72.00	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
24.40	24.40	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
	42.70	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
	60.95	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
30.50	30.50	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
	48.95	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
	60.95	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
36.60	36.60	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
	48.95	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	
	60.95	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	


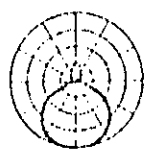

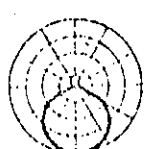

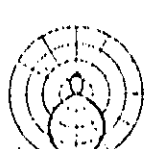


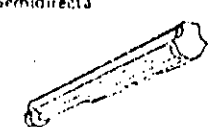
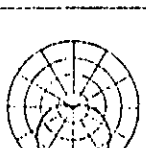
☉ Coeficientes de Utilización


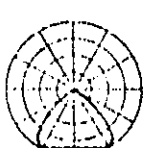
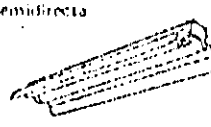
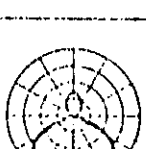

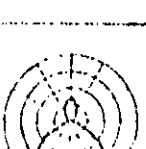
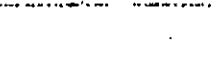
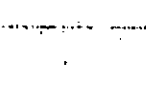
50

Tipo	Unidad de alumbrado Directa	Distribución	Distancia entre lámparas inferior a	Factor de manteni- miento	Reflexiones										
					Techo		70%		50%		30%				
					Paros	Indice local	50%	30%	10%	50%	30%	10%	30%	10%	
Incandescentes	Directa  Reflector de cúpula R1M		1,3 x Altura de montaje	Bueno 0,75 Medio 0,65 Malo 0,55	J	0,33	0,28	0,25	0,32	0,28	0,25	0,28	0,25	0,28	0,25
	Directa  Intemperie dura Haz medio.		1,2 x Altura de montaje	Bueno 0,60 Medio 0,77 Malo 0,73	J	0,43	0,40	0,33	0,43	0,40	0,33	0,39	0,33	0,39	0,33
	Directa  Intemperie dura Haz estrecho.		0,9 x Altura de montaje	Bueno 0,80 Medio 0,77 Malo 0,73	J	0,45	0,47	0,50	0,45	0,42	0,40	0,42	0,40	0,42	0,40
	Directa  Lámpara reflectora R-52 Haz ancho 500 y 750 w		1,8 x Altura de montaje	Bueno 0,60 Medio 0,70 Malo 0,75	J	0,50	0,45	0,42	0,49	0,45	0,41	0,45	0,41	0,45	0,41
	Directa  Lámpara reflectora R-57 Haz estrecho 500 y 750 w.		0,7 x Altura de montaje	Bueno 0,60 Medio 0,70 Malo 0,75	J	0,66	0,62	0,66	0,65	0,62	0,59	0,62	0,59	0,62	0,59
Vapor de mercurio	Directa  Ventilador de aluminio para grandes alturas Haz ancho, 400 w H33-1-CD		1,5 x Altura de montaje	Bueno 0,75 Medio 0,70 Malo 0,65	J	0,38	0,34	0,32	0,38	0,34	0,32	0,34	0,32	0,34	0,32
	Directa  Ventilador de aluminio para grandes alturas Haz medio, 400 w H33-1-CD		0,7 x Altura de montaje	Bueno 0,75 Medio 0,70 Malo 0,65	J	0,46	0,43	0,41	0,46	0,43	0,41	0,43	0,41	0,43	0,41
	Directa  Ventilador de aluminio para grandes alturas, Haz estrecho, 400 w, H33-1-G1/C		0,8 x Altura de montaje	Bueno 0,73 Medio 0,69 Malo 0,63	J	0,51	0,48	0,46	0,51	0,48	0,46	0,48	0,46	0,48	0,46
	Directa  Ventilador de aluminio para grandes alturas, Haz ancho, 700 ó 1021 w, Vap. merc. color Cnt.		1,1 x Altura de montaje	Bueno 0,68 Medio 0,63 Malo 0,58	J	0,39	0,36	0,33	0,39	0,36	0,33	0,36	0,33	0,36	0,33
					J	0,40	0,34	0,41	0,47	0,44	0,41	0,43	0,41	0,43	0,41


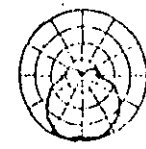

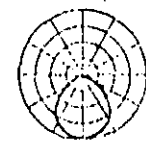



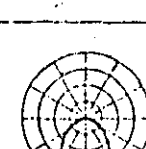
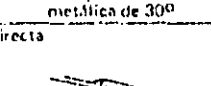

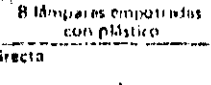
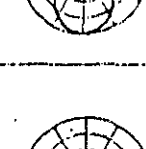
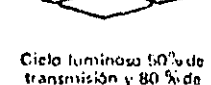


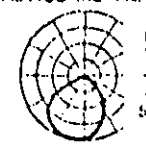

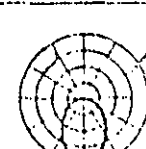
Tipo	Unidad de alumbrado	Distribución	Distancia entre lámparas inferior a	Factor de mantenimiento	Reflexiones								
					Techo		70%		50%		30%		
					Paralela	Inclinada	50%	30%	50%	30%	50%	30%	
Vapor de mercurio	Directa		0.9 x Altura de montaje	Bueno 0.68 Medio 0.63 Malo 0.58	J	0.50	0.47	0.45	0.50	0.47	0.45	0.47	0.45
	I	0.51	0.48	0.47	0.50	0.48	0.46	0.48	0.46	0.48	0.46	0.48	0.46
	H	0.62	0.59	0.57	0.62	0.59	0.57	0.59	0.57	0.59	0.57	0.59	0.57
	G	0.66	0.63	0.61	0.66	0.63	0.61	0.63	0.61	0.63	0.61	0.63	0.61
	F	0.69	0.67	0.64	0.69	0.66	0.64	0.66	0.64	0.66	0.64	0.66	0.64
	E	0.73	0.71	0.68	0.72	0.70	0.68	0.70	0.68	0.70	0.68	0.70	0.68
	D	0.75	0.73	0.71	0.74	0.72	0.70	0.72	0.70	0.72	0.70	0.72	0.70
	C	0.77	0.75	0.73	0.76	0.74	0.72	0.74	0.72	0.74	0.72	0.74	0.72
	B	0.78	0.77	0.75	0.77	0.76	0.75	0.76	0.75	0.76	0.75	0.76	0.75
	A	0.80	0.78	0.77	0.78	0.77	0.76	0.77	0.76	0.77	0.76	0.77	0.76
Directa		0.9 x Altura de montaje	Bueno 0.75 Medio 0.72 Malo 0.68	J	0.45	0.42	0.40	0.44	0.42	0.40	0.42	0.40	
I	0.51	0.48	0.47	0.50	0.48	0.46	0.48	0.46	0.48	0.46	0.48	0.46	
H	0.58	0.55	0.51	0.55	0.52	0.51	0.52	0.51	0.52	0.51	0.52	0.51	
G	0.59	0.56	0.54	0.58	0.56	0.54	0.56	0.54	0.56	0.54	0.56	0.54	
F	0.61	0.59	0.57	0.61	0.58	0.57	0.58	0.57	0.58	0.57	0.58	0.57	
E	0.64	0.62	0.60	0.63	0.61	0.60	0.61	0.60	0.61	0.60	0.61	0.60	
D	0.66	0.64	0.63	0.65	0.64	0.62	0.63	0.62	0.63	0.62	0.63	0.62	
C	0.67	0.65	0.64	0.66	0.65	0.63	0.64	0.63	0.64	0.63	0.64	0.63	
B	0.69	0.68	0.66	0.68	0.67	0.65	0.66	0.65	0.66	0.65	0.66	0.65	
A	0.70	0.69	0.67	0.69	0.68	0.67	0.68	0.67	0.68	0.67	0.68	0.67	
Directa		1.2 x Altura de montaje	Bueno 0.73 Medio 0.68 Malo 0.63	J	0.35	0.32	0.29	0.35	0.31	0.29	0.31	0.29	
I	0.43	0.39	0.37	0.43	0.39	0.37	0.39	0.37	0.39	0.37	0.39	0.37	
H	0.49	0.45	0.42	0.49	0.45	0.42	0.45	0.42	0.45	0.42	0.45	0.42	
G	0.55	0.51	0.48	0.54	0.50	0.47	0.50	0.47	0.50	0.47	0.50	0.47	
F	0.59	0.55	0.52	0.58	0.54	0.52	0.54	0.52	0.54	0.52	0.54	0.52	
E	0.64	0.60	0.58	0.63	0.60	0.57	0.59	0.57	0.59	0.57	0.59	0.57	
D	0.67	0.64	0.61	0.66	0.63	0.61	0.63	0.61	0.63	0.61	0.63	0.61	
C	0.69	0.66	0.64	0.68	0.66	0.63	0.65	0.63	0.65	0.63	0.65	0.63	
B	0.73	0.70	0.68	0.71	0.69	0.67	0.68	0.67	0.68	0.67	0.68	0.67	
A	0.74	0.72	0.70	0.73	0.71	0.69	0.71	0.69	0.71	0.69	0.71	0.69	
Directa		1.5 x Altura de montaje	Bueno 0.73 Medio 0.68 Malo 0.63	J	0.34	0.30	0.27	0.34	0.30	0.27	0.30	0.27	
I	0.44	0.39	0.35	0.43	0.39	0.35	0.38	0.35	0.38	0.35	0.38	0.35	
H	0.50	0.46	0.42	0.50	0.45	0.42	0.45	0.42	0.45	0.42	0.45	0.42	
G	0.57	0.52	0.48	0.56	0.52	0.48	0.51	0.48	0.51	0.48	0.51	0.48	
F	0.62	0.57	0.54	0.61	0.57	0.53	0.56	0.53	0.56	0.53	0.56	0.53	
E	0.69	0.64	0.61	0.67	0.63	0.60	0.63	0.60	0.63	0.60	0.63	0.60	
D	0.73	0.69	0.66	0.71	0.68	0.65	0.67	0.65	0.67	0.65	0.67	0.65	
C	0.76	0.72	0.69	0.74	0.72	0.68	0.70	0.68	0.70	0.68	0.70	0.68	
B	0.79	0.76	0.74	0.78	0.75	0.73	0.74	0.73	0.74	0.73	0.74	0.73	
A	0.81	0.79	0.76	0.80	0.77	0.75	0.76	0.75	0.76	0.75	0.76	0.75	
Directa		1.5 x Altura de montaje	Bueno 0.75 Medio 0.72 Malo 0.68	J	0.32	0.29	0.27	0.32	0.29	0.27	0.29	0.27	
I	0.40	0.37	0.34	0.39	0.36	0.34	0.36	0.34	0.36	0.34	0.36	0.34	
H	0.45	0.42	0.39	0.44	0.42	0.39	0.41	0.39	0.41	0.39	0.41	0.39	
G	0.49	0.46	0.44	0.49	0.46	0.44	0.46	0.44	0.46	0.44	0.46	0.44	
F	0.52	0.50	0.47	0.52	0.49	0.47	0.49	0.47	0.49	0.47	0.49	0.47	
E	0.56	0.54	0.52	0.56	0.53	0.51	0.53	0.51	0.53	0.51	0.53	0.51	
D	0.59	0.57	0.55	0.58	0.56	0.54	0.55	0.54	0.55	0.54	0.55	0.54	
C	0.61	0.58	0.56	0.60	0.58	0.56	0.57	0.56	0.57	0.56	0.57	0.56	
B	0.63	0.61	0.59	0.62	0.60	0.59	0.59	0.58	0.59	0.58	0.59	0.58	
A	0.64	0.62	0.61	0.63	0.61	0.60	0.60	0.59	0.60	0.59	0.60	0.59	
Directa		0.5 x Altura de montaje	Bueno 0.75 Medio 0.72 Malo 0.68	J	0.42	0.40	0.39	0.42	0.40	0.39	0.40	0.39	
I	0.48	0.45	0.44	0.47	0.45	0.44	0.45	0.44	0.45	0.44	0.45	0.44	
H	0.50	0.48	0.47	0.50	0.48	0.47	0.48	0.47	0.48	0.47	0.48	0.47	
G	0.54	0.52	0.50	0.53	0.51	0.50	0.51	0.50	0.51	0.50	0.51	0.50	
F	0.56	0.54	0.52	0.55	0.53	0.52	0.53	0.52	0.53	0.52	0.53	0.52	
E	0.58	0.56	0.55	0.57	0.56	0.55	0.56	0.55	0.56	0.55	0.56	0.55	
D	0.60	0.58	0.57	0.59	0.58	0.56	0.57	0.56	0.57	0.56	0.57	0.56	
C	0.61	0.59	0.58	0.60	0.58	0.58	0.58	0.58	0.57	0.57	0.57	0.57	
B	0.62	0.61	0.60	0.61	0.60	0.59	0.59	0.58	0.59	0.58	0.59	0.58	
A	0.63	0.62	0.61	0.62	0.61	0.60	0.60	0.59	0.60	0.59	0.60	0.59	
Directa		0.7 x Altura de montaje	Bueno 0.70 Medio 0.67 Malo 0.63	J	0.34	0.31	0.29	0.34	0.31	0.29	0.31	0.29	
I	0.40	0.39	0.35	0.40	0.37	0.35	0.37	0.35	0.37	0.35	0.37	0.35	
H	0.45	0.42	0.40	0.44	0.42	0.40	0.42	0.40	0.42	0.40	0.42	0.40	
G	0.49	0.46	0.44	0.48	0.46	0.44	0.46	0.44	0.46	0.44	0.46	0.44	
F	0.52	0.49	0.47	0.51	0.49	0.47	0.49	0.47	0.49	0.47	0.49	0.47	
E	0.55	0.53	0.51	0.54	0.52	0.50	0.52	0.50	0.52	0.50	0.52	0.50	
D	0.57	0.55	0.53	0.56	0.54	0.53	0.54	0.53	0.54	0.53	0.54	0.53	
C	0.59	0.57	0.55	0.57	0.56	0.54	0.55	0.54	0.55	0.54	0.55	0.54	
B	0.61	0.59	0.58	0.59	0.58	0.57	0.57	0.56	0.57	0.56	0.57	0.56	
A	0.62	0.60	0.59	0.60	0.59	0.58	0.58	0.57	0.58	0.57	0.58	0.57	
Directa		1.3 x Altura de montaje	Bueno 0.80 Medio 0.75 Malo 0.70	J	0.33	0.33	0.29	0.33	0.33	0.29	0.32	0.29	
I	0.40	0.42	0.38	0.47	0.47	0.38	0.41	0.38	0.41	0.38	0.41	0.38	
H	0.51	0.49	0.45	0.54	0.49	0.44	0.49	0.44	0.49	0.44	0.49	0.44	
G	0.60	0.57	0.52	0.61	0.56	0.51	0.55	0.51	0.55	0.51	0.55	0.51	
F	0.66	0.62	0.57	0.67	0.61	0.57	0.60	0.56	0.60	0.56	0.60	0.56	
E	0.70	0.71	0.66	0.75	0.69	0.65	0.68	0.64	0.68	0.64	0.68	0.64	
D	0.81	0.76	0.71	0.79	0.74	0.70	0.73	0.69	0.73	0.69	0.73	0.69	
C	0.85	0.80	0.76	0.83	0.78	0.75	0.77	0.73	0.77	0.73	0.77	0.73	
B	0.90	0.86	0.82	0.87	0.84	0.81	0.82	0.79	0.82	0.79	0.82	0.79	
A	0.93	0.89	0.85	0.90	0.87	0.84	0.85	0.82	0.85	0.82	0.85	0.82	
Directa		0.8 x Altura de montaje	Bueno 0.80 Medio 0.75 Malo 0.70	J	0.30	0.28	0.24	0.30	0.28	0.24	0.28	0.24	
I	0.36	0.33	0.30	0.36	0.33	0.30	0.33	0.30	0.33	0.30	0.33	0.30	
H	0.43	0.40	0.36	0.44	0.40	0.36	0.40	0.36	0.40	0.36	0.40	0.36	
G	0.49	0.46	0.42	0.49	0.46	0.42	0.46	0.42	0.46	0.42	0.46	0.42	
F	0.52	0.50	0.47	0.51	0.49	0.47	0.49	0.47	0.49	0.47	0.49	0.47	
E	0.55	0.53	0.51	0.54	0.52	0.50	0.52	0.50	0.52	0.50	0.52	0.50	
D	0.57	0.55	0.53	0.56	0.54	0.53	0.54	0.53	0.54	0.53	0.54	0.53	
C	0.59	0.57	0.55	0.57	0.56	0.54	0.55	0.54	0.55	0.54	0.55	0.54	

Coeficientes de Utilización

Tipo	Unidad de alumbrado	Distribución	Distancia entre lámparas inferior a	Factor de mantenimiento	Reflexiones									
					Techo	70%			50%			30%		
					Paredes	50%	30%	10%	50%	30%	10%	30%	10%	
Indice local					Coeficiente de utilización									
Fluorescentes	Semidirecta  2 lámparas T-12		17 75	1.4 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.60 Mala 0.50	J	0.30	0.25	0.22	0.29	0.25	0.22	0.25	0.21
	Semidirecta  3 lámparas 40 w y "Slimline"		11 74	1.3 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.60 Mala 0.50	J	0.30	0.25	0.22	0.30	0.25	0.22	0.25	0.22
	Semidirecta  2 lámparas T-12 con rejilla difusora de 23"		18 60	1.2 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.65 Mala 0.60	J	0.30	0.25	0.22	0.30	0.25	0.22	0.25	0.22
	Semidirecta  2 lámparas de Alta Emisión de 1.5 amper.		18 64	1.3 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.60 Mala 0.50	J	0.28	0.23	0.20	0.27	0.23	0.20	0.23	0.20
	Semidirecta  Lámpara Baja Temper. de 100 w. con plástico exterior		10 62	1.4 x Altura de montaje	Buena 0.75 Medio 0.70 Mala 0.55	J	0.24	0.19	0.15	0.23	0.19	0.15	0.18	0.15

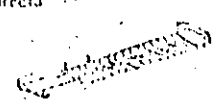




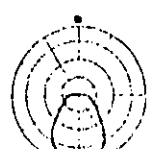


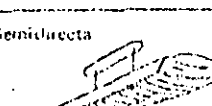

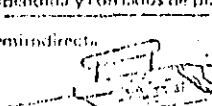
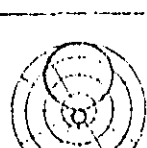
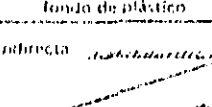
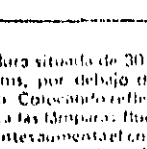
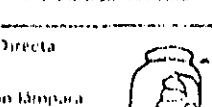
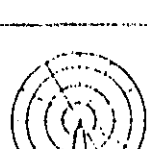
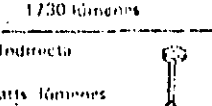

Tipo	Unidad de alumbrado	Distribución	Distancia entre lámparas inferior a	Factor de mantenimiento	Reflexiones										
					Techo	80%			70%			50%			
					Paredes	50%	30%	10%	50%	30%	10%	50%	30%	10%	
Indice local					Coeficiente de utilización										
Incandescente	Directa  Empotrada con lente primaria.		9 63	1.5 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.60 Mala 0.50	J	0.33	0.20	0.27	0.33	0.29	0.27	0.33	0.29	0.27
	Semidirecta  2 lámparas de 40 w y "Slimline" Sin visera		18 68	1.3 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.60 Mala 0.50	J	0.30	0.24	0.21	0.29	0.24	0.21	0.28	0.24	0.21
	Semidirecta  2 lámparas de 40 w y "Slimline" Con visera		10 63	1.3 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.60 Mala 0.50	J	0.29	0.24	0.22	0.29	0.24	0.22	0.28	0.24	0.21
	Semidirecta  2 lámparas de 40 w y "Slimline" Con visera		10 63	1.3 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.60 Mala 0.50	J	0.30	0.24	0.21	0.29	0.24	0.21	0.28	0.24	0.21
	Semidirecta 2 lámparas de 40 w y "Slimline" Con visera		10 63	1.3 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.60 Mala 0.50	J	0.30	0.24	0.21	0.29	0.24	0.21	0.28	0.24	0.21

⊙ Coeficientes de Utilización

Tipo	Unidad de alumbrado	Distribución	Distancia entre lámparas inferiores	Factor de mantenimiento	Reflexiones														
					Techo			Paredes			Índice local								
					50%	50%	10%	50%	50%	10%	50%	50%	10%						
											Coeficiente de utilización								
Somidirecta			20 73	1.4 x Altura de montaje	Bueno 0.75 Medio 0.65 Malo 0.55	J	0.27	0.21	0.17	0.27	0.21	0.17	0.27	0.20	0.17				
						I	0.35	0.30	0.24	0.35	0.30	0.24	0.34	0.28	0.24				
						H	0.43	0.36	0.30	0.41	0.35	0.31	0.40	0.34	0.30				
						G	0.49	0.42	0.37	0.49	0.42	0.36	0.46	0.40	0.36				
						F	0.55	0.47	0.42	0.53	0.47	0.41	0.50	0.44	0.40				
						E	0.62	0.55	0.50	0.60	0.53	0.49	0.57	0.52	0.47				
						D	0.67	0.61	0.56	0.66	0.60	0.56	0.62	0.57	0.52				
						C	0.71	0.65	0.60	0.70	0.63	0.59	0.65	0.61	0.56				
						B	0.76	0.71	0.66	0.74	0.69	0.65	0.69	0.65	0.62				
						A	0.81	0.76	0.71	0.78	0.74	0.70	0.73	0.69	0.67				
Directa			0 53	1.2 x Altura de montaje	Bueno 0.70 Medio 0.60 Malo 0.50	J	0.26	0.22	0.20	0.25	0.22	0.20	0.25	0.22	0.20				
						I	0.32	0.29	0.26	0.32	0.29	0.26	0.31	0.28	0.26				
						H	0.36	0.33	0.30	0.36	0.33	0.30	0.35	0.32	0.30				
						G	0.40	0.37	0.34	0.40	0.37	0.34	0.39	0.36	0.34				
						F	0.43	0.40	0.37	0.43	0.40	0.37	0.42	0.39	0.37				
						E	0.46	0.44	0.41	0.46	0.43	0.41	0.45	0.43	0.41				
						D	0.49	0.46	0.44	0.48	0.46	0.44	0.47	0.45	0.43				
						C	0.50	0.48	0.46	0.49	0.48	0.46	0.48	0.47	0.45				
						B	0.52	0.50	0.48	0.51	0.50	0.48	0.50	0.49	0.47				
						A	0.53	0.52	0.50	0.52	0.51	0.50	0.51	0.50	0.49				
Directa			0 52	1.0 x Altura de montaje	Bueno 0.70 Medio 0.60 Malo 0.50	J	0.24	0.21	0.19	0.24	0.21	0.19	0.24	0.21	0.19				
						I	0.30	0.27	0.24	0.30	0.27	0.25	0.29	0.26	0.24				
						H	0.34	0.31	0.28	0.34	0.31	0.28	0.33	0.30	0.28				
						G	0.38	0.35	0.32	0.38	0.34	0.32	0.37	0.34	0.32				
						F	0.41	0.38	0.35	0.40	0.37	0.35	0.39	0.37	0.34				
						E	0.44	0.41	0.39	0.44	0.41	0.39	0.43	0.40	0.38				
						D	0.46	0.44	0.42	0.46	0.44	0.41	0.45	0.43	0.41				
						C	0.48	0.46	0.44	0.48	0.45	0.43	0.46	0.44	0.43				
						B	0.52	0.48	0.46	0.49	0.48	0.46	0.48	0.47	0.45				
						A	0.51	0.50	0.48	0.51	0.49	0.48	0.50	0.48	0.47				
Directa			0 59	1.2 x Altura de montaje	Bueno 0.70 Medio 0.60 Malo 0.50	J	0.27	0.23	0.20	0.27	0.23	0.20	0.26	0.23	0.20				
						I	0.34	0.30	0.27	0.33	0.30	0.27	0.33	0.29	0.27				
						H	0.39	0.35	0.32	0.38	0.34	0.31	0.37	0.34	0.31				
						G	0.43	0.39	0.36	0.43	0.39	0.36	0.42	0.38	0.36				
						F	0.46	0.42	0.39	0.46	0.42	0.39	0.45	0.42	0.39				
						E	0.52	0.47	0.44	0.50	0.46	0.44	0.48	0.46	0.43				
						D	0.53	0.50	0.47	0.52	0.49	0.47	0.51	0.49	0.47				
						C	0.55	0.52	0.50	0.54	0.51	0.49	0.53	0.50	0.49				
						B	0.57	0.54	0.52	0.56	0.54	0.52	0.55	0.53	0.51				
						A	0.58	0.56	0.55	0.57	0.56	0.54	0.56	0.55	0.54				
Directa			1 61	1.2 x Altura de montaje	Bueno 0.70 Medio 0.60 Malo 0.50	J	0.27	0.22	0.20	0.26	0.22	0.19	0.25	0.22	0.19				
						I	0.33	0.29	0.26	0.33	0.29	0.25	0.32	0.28	0.25				
						H	0.38	0.34	0.30	0.38	0.34	0.30	0.37	0.33	0.30				
						G	0.43	0.38	0.35	0.42	0.38	0.34	0.41	0.38	0.34				
						F	0.46	0.42	0.38	0.46	0.41	0.36	0.44	0.41	0.38				
						E	0.50	0.47	0.43	0.50	0.36	0.43	0.48	0.46	0.43				
						D	0.53	0.50	0.47	0.53	0.49	0.47	0.51	0.48	0.46				
						C	0.55	0.52	0.50	0.54	0.52	0.49	0.53	0.51	0.49				
						B	0.59	0.55	0.53	0.58	0.55	0.53	0.56	0.54	0.52				
						A	0.60	0.57	0.55	0.59	0.57	0.55	0.57	0.56	0.54				
Directa			0 60		Bueno 0.65 Medio 0.55 Malo 0.45	J	0.22	0.18	0.15	0.22	0.18	0.15	0.22	0.19	0.17				
						I	0.29	0.25	0.22	0.31	0.25	0.22	0.31	0.28	0.26				
						H	0.36	0.31	0.27	0.37	0.32	0.28	0.37	0.33	0.30				
						G	0.42	0.37	0.33	0.44	0.38	0.34	0.41	0.38	0.34				
						F	0.46	0.41	0.37	0.50	0.43	0.39	0.47	0.43	0.39				
						E	0.52	0.48	0.44	0.57	0.51	0.46	0.55	0.51	0.46				
						D	0.57	0.53	0.49	0.62	0.57	0.52	0.60	0.57	0.52				
						C	0.60	0.56	0.53	0.66	0.61	0.57	0.65	0.61	0.57				
						B	0.63	0.60	0.57	0.71	0.67	0.63	0.70	0.67	0.63				
						A	0.65	0.63	0.61	0.74	0.71	0.67	0.74	0.71	0.67				
Directa			0 65	PLASTICO METAL	Bueno 0.70 Medio 0.65 Malo 0.55	J	0.23	0.19	0.16	0.26	0.23	0.21	0.22	0.19	0.17				
						I	0.30	0.26	0.23	0.33	0.30	0.28	0.32	0.29	0.27				
						H	0.36	0.31	0.28	0.37	0.34	0.32	0.37	0.34	0.32				
						G	0.41	0.36	0.33	0.40	0.39	0.36	0.41	0.39	0.36				
						F	0.44	0.40	0.37	0.43	0.41	0.39	0.44	0.41	0.39				
						E	0.49	0.46	0.43	0.46	0.44	0.43	0.47	0.45	0.44				
						D	0.52	0.49	0.47	0.48	0.47	0.45	0.49	0.47	0.45				
						C	0.55	0.52	0.49	0.50	0.48	0.47	0.51	0.49	0.47				
						B	0.58	0.55	0.53	0.51	0.50	0.49	0.53	0.52	0.51				
						A	0.60	0.58	0.56	0.53	0.52	0.51	0.55	0.52	0.51				
Directa			1 51	1.1 x Altura de montaje	Bueno 0.70 Medio 0.65 Malo 0.60	J	0.22	0.19	0.17	0.22	0.19	0.17	0.22	0.19	0.17				
						I	0.28	0.25	0.23	0.28	0.25	0.23	0.27	0.25	0.23				
						H	0.32	0.29	0.27	0.32	0.29	0.27	0.31	0.29	0.27				
						G	0.36	0.33	0.31	0.36	0.33	0.31	0.35	0.33	0.30				
						F	0.39	0.36	0.34	0.39	0.36	0.34	0.38	0.35	0.33				
						E	0.43	0.40	0.38	0.43	0.40	0.36	0.42	0.39	0.37				
						D	0.46	0.43	0.40	0.45	0.42	0.40	0.44	0.42	0.40				
						C	0.47	0.45	0.43	0.47	0.44	0.42	0.46	0.44	0.42				
						B	0.49	0.47	0.45	0.49	0.47	0.45	0.48	0.46	0.45				
						A	0.51	0.49	0.48	0.50	0.49	0.47	0.49	0.48	0.47				
Directa			1 60	1.2 x Altura de montaje	Bueno 0.70 Medio 0.60 Malo 0.50	J	0.19	0.16	0.14	0.19	0.16	0.14	0.19	0.16	0.14				
						I	0.24	0.21	0.19	0.24	0.21	0.19	0.24	0.21	0.19				
						H	0.29	0.25	0.23	0.28	0.25	0.23	0.28	0.25	0.23				
						G	0.34	0.29	0.27	0.32	0.29	0.27	0.32	0.29	0.27				
						F	0.36	0.32	0.30	0.35	0.32	0.30	0.35	0.32	0.30				
						E	0.40	0.37	0.34	0.39	0.36	0.34	0.40	0.36	0.34				
						D	0.42	0.39	0.37	0.42	0.39	0.37	0.41	0.39	0.37				
						C	0.44	0.42	0.39	0.44	0.41	0.39	0.43	0.40	0.39				
						B	0.47	0.44	0.42	0.46	0.44	0.42	0.45	0.43	0.41				
						A	0.49	0.46	0.45	0.48	0.46	0.44	0.47	0.45	0.44				

Eficacia para habitaciones de índice "A": Para habitaciones con otros índices la menor eficacia es la menor eficacia de la fuente debe ser estimada.

Eficacia para habitaciones de índice "A": Para habitaciones con otros índices la menor eficacia es la menor eficacia de la fuente debe ser estimada.

Tipo	Unidad de Alumbrado	Distribución	Distancia entre Lámparas inferior a	Factor de Mantenimiento	Reflexiones								
					Techo			Paredes			Índice local		
					80%	70%	50%	50%	30%	10%	50%	30%	10%
Fluorescente	Directa  2 Lámparas 40 W y "Slimline" Montaje de superficie		1.2 x Altura de montaje	Bueno 0.70 Medio 0.65 Malo 0.60	J I H G F E D C B A	0.31 0.27 0.24 0.37 0.33 0.30 0.42 0.37 0.34 0.46 0.42 0.38 0.50 0.45 0.42 0.54 0.50 0.47 0.56 0.52 0.50 0.58 0.55 0.52 0.61 0.59 0.56 0.62 0.60 0.58	0.30 0.26 0.23 0.37 0.33 0.29 0.41 0.37 0.34 0.45 0.41 0.38 0.48 0.44 0.41 0.51 0.49 0.46 0.55 0.52 0.49 0.57 0.54 0.52 0.59 0.57 0.55 0.61 0.59 0.57	0.29 0.25 0.23 0.36 0.32 0.29 0.40 0.36 0.33 0.43 0.40 0.37 0.46 0.43 0.41 0.49 0.46 0.44 0.51 0.49 0.47 0.54 0.52 0.50 0.57 0.55 0.53 0.59 0.57 0.55	0.28 0.24 0.22 0.33 0.30 0.27 0.37 0.34 0.31 0.40 0.37 0.35 0.43 0.40 0.37 0.47 0.44 0.41 0.49 0.46 0.44 0.50 0.48 0.46 0.52 0.50 0.48 0.53 0.52 0.50	0.27 0.24 0.22 0.32 0.29 0.27 0.35 0.33 0.31 0.39 0.36 0.34 0.42 0.39 0.37 0.45 0.43 0.41 0.47 0.45 0.43 0.49 0.46 0.45 0.50 0.49 0.48 0.51 0.50 0.49			
	Directa  4 Lámparas 40 W y "Slimline" Montaje de superficie		1.1 x Altura de montaje	Bueno 0.70 Medio 0.65 Malo 0.60	J I H G F E D C B A	0.33 0.29 0.26 0.37 0.33 0.29 0.41 0.36 0.33 0.44 0.40 0.36 0.48 0.44 0.41 0.51 0.47 0.44 0.53 0.50 0.47 0.56 0.53 0.50 0.57 0.55 0.52	0.32 0.28 0.25 0.36 0.32 0.29 0.40 0.36 0.33 0.43 0.39 0.36 0.47 0.43 0.40 0.50 0.46 0.44 0.52 0.49 0.46 0.54 0.52 0.49 0.56 0.54 0.52	0.32 0.29 0.27 0.35 0.33 0.31 0.39 0.36 0.33 0.42 0.39 0.37 0.45 0.43 0.41 0.48 0.45 0.42 0.50 0.47 0.45 0.52 0.50 0.48 0.54 0.52 0.50	0.31 0.27 0.24 0.34 0.30 0.27 0.37 0.34 0.31 0.40 0.37 0.35 0.43 0.40 0.37 0.47 0.44 0.41 0.49 0.46 0.44 0.50 0.48 0.46 0.52 0.50 0.48 0.53 0.52 0.50	0.30 0.26 0.23 0.32 0.29 0.27 0.35 0.33 0.31 0.39 0.36 0.33 0.42 0.39 0.37 0.45 0.43 0.41 0.47 0.45 0.43 0.49 0.46 0.45 0.50 0.49 0.48 0.51 0.50 0.49			
	Directa  2 Lámparas 40 W y "Slimline" con rejilla difusora de 45° y lado de plástico montaje de superficie		1.2 x Altura de montaje	Bueno 0.70 Medio 0.65 Malo 0.60	J I H G F E D C B A	0.27 0.23 0.20 0.33 0.29 0.26 0.37 0.33 0.29 0.41 0.36 0.33 0.44 0.40 0.36 0.48 0.44 0.41 0.51 0.47 0.44 0.53 0.50 0.47 0.56 0.53 0.50 0.57 0.55 0.52	0.27 0.23 0.20 0.32 0.28 0.25 0.36 0.32 0.29 0.40 0.36 0.33 0.43 0.39 0.36 0.47 0.43 0.40 0.50 0.46 0.44 0.52 0.49 0.46 0.54 0.52 0.49 0.56 0.54 0.52	0.26 0.23 0.20 0.32 0.28 0.25 0.35 0.31 0.29 0.39 0.35 0.32 0.42 0.39 0.37 0.45 0.42 0.40 0.48 0.45 0.42 0.50 0.47 0.45 0.52 0.50 0.48 0.54 0.52 0.50	0.27 0.23 0.20 0.32 0.28 0.25 0.36 0.32 0.29 0.40 0.36 0.33 0.43 0.39 0.36 0.47 0.43 0.40 0.50 0.46 0.44 0.52 0.49 0.46 0.54 0.52 0.49 0.56 0.54 0.52	0.26 0.23 0.20 0.32 0.28 0.25 0.35 0.31 0.29 0.39 0.35 0.32 0.42 0.39 0.37 0.45 0.42 0.40 0.48 0.45 0.42 0.50 0.47 0.45 0.52 0.50 0.48 0.54 0.52 0.50			
	General Difusa  2 Lámparas 40 W "Slimline" con rejilla difusora de 35° x 45° suspendida y con lados de plástico		1.5 x Altura de montaje	Bueno 0.70 Medio 0.65 Malo 0.60	J I H G F E D C B A	0.24 0.19 0.16 0.32 0.26 0.22 0.38 0.32 0.28 0.44 0.38 0.33 0.49 0.42 0.38 0.55 0.49 0.45 0.60 0.54 0.51 0.64 0.58 0.54 0.68 0.64 0.59 0.71 0.67 0.63	0.24 0.19 0.16 0.31 0.25 0.22 0.36 0.31 0.26 0.42 0.36 0.32 0.46 0.41 0.36 0.52 0.47 0.43 0.56 0.51 0.47 0.59 0.55 0.51 0.63 0.59 0.56 0.66 0.63 0.60	0.24 0.19 0.16 0.31 0.25 0.22 0.36 0.31 0.26 0.42 0.36 0.32 0.46 0.41 0.36 0.52 0.47 0.43 0.56 0.51 0.47 0.59 0.55 0.51 0.63 0.59 0.56 0.66 0.63 0.60	0.24 0.19 0.16 0.31 0.25 0.22 0.36 0.31 0.26 0.42 0.36 0.32 0.46 0.41 0.36 0.52 0.47 0.43 0.56 0.51 0.47 0.59 0.55 0.51 0.63 0.59 0.56 0.66 0.63 0.60	0.24 0.19 0.16 0.31 0.25 0.22 0.36 0.31 0.26 0.42 0.36 0.32 0.46 0.41 0.36 0.52 0.47 0.43 0.56 0.51 0.47 0.59 0.55 0.51 0.63 0.59 0.56 0.66 0.63 0.60			
	Semidirecta  4 Lámparas 40 W "Slimline" con rejilla difusora de 45° suspendida y con lados de plástico		1.4 x Altura de montaje	Bueno 0.70 Medio 0.65 Malo 0.60	J I H G F E D C B A	0.24 0.19 0.16 0.30 0.25 0.21 0.36 0.30 0.26 0.41 0.35 0.31 0.46 0.40 0.35 0.52 0.46 0.42 0.57 0.51 0.47 0.60 0.55 0.50 0.64 0.60 0.56 0.67 0.63 0.60	0.23 0.18 0.16 0.29 0.24 0.20 0.34 0.29 0.25 0.39 0.33 0.30 0.43 0.38 0.33 0.49 0.43 0.39 0.52 0.48 0.44 0.55 0.51 0.47 0.59 0.56 0.52 0.61 0.58 0.56	0.21 0.17 0.15 0.26 0.22 0.19 0.30 0.26 0.23 0.34 0.30 0.27 0.37 0.33 0.30 0.42 0.38 0.34 0.44 0.41 0.38 0.47 0.43 0.41 0.49 0.47 0.45 0.51 0.49 0.47	0.23 0.18 0.16 0.29 0.24 0.20 0.34 0.29 0.25 0.39 0.33 0.30 0.43 0.38 0.33 0.49 0.43 0.39 0.52 0.48 0.44 0.55 0.51 0.47 0.59 0.56 0.52 0.61 0.58 0.56	0.21 0.17 0.15 0.26 0.22 0.19 0.30 0.26 0.23 0.34 0.30 0.27 0.37 0.33 0.30 0.42 0.38 0.34 0.44 0.41 0.38 0.47 0.43 0.41 0.49 0.47 0.45 0.51 0.49 0.47			
	Semidirecta  4 Lámparas 40 W "Slimline" suspendida y con lados y fondo de plástico		1.5 x Altura de montaje	Bueno 0.70 Medio 0.60 Malo 0.50	J I H G F E D C B A	0.15 0.11 0.07 0.21 0.15 0.12 0.26 0.20 0.16 0.32 0.25 0.20 0.36 0.30 0.24 0.42 0.35 0.31 0.46 0.40 0.36 0.50 0.44 0.40 0.54 0.50 0.45 0.57 0.53 0.50	0.15 0.10 0.06 0.19 0.15 0.12 0.23 0.19 0.15 0.28 0.23 0.19 0.33 0.26 0.22 0.38 0.33 0.27 0.41 0.36 0.33 0.44 0.40 0.36 0.48 0.44 0.41 0.51 0.48 0.44	0.12 0.08 0.06 0.16 0.12 0.08 0.19 0.15 0.12 0.23 0.19 0.15 0.25 0.21 0.18 0.29 0.25 0.22 0.32 0.29 0.25 0.34 0.31 0.28 0.37 0.34 0.32 0.39 0.36 0.34	0.15 0.10 0.06 0.19 0.15 0.12 0.23 0.19 0.15 0.28 0.23 0.19 0.33 0.26 0.22 0.38 0.33 0.27 0.41 0.36 0.33 0.44 0.40 0.36 0.48 0.44 0.41 0.51 0.48 0.44	0.12 0.08 0.06 0.16 0.12 0.08 0.19 0.15 0.12 0.23 0.19 0.15 0.25 0.21 0.18 0.29 0.25 0.22 0.32 0.29 0.25 0.34 0.31 0.28 0.37 0.34 0.32 0.39 0.36 0.34			
	Indirecta  Moldura sin reflector		Moldura situada de 30 a 45 cm, por debajo del techo. Colocando reflectores a las lámparas. Flujo luminoso en el eje de iluminación del 5 al 10 por 100.	Bueno 0.60 Medio 0.50 Malo 0.40	J I H G F E D C B A	0.11 0.09 0.06 0.15 0.12 0.10 0.19 0.15 0.12 0.22 0.18 0.16 0.25 0.21 0.19 0.29 0.26 0.22 0.33 0.30 0.28 0.35 0.32 0.30 0.36 0.34 0.32 0.39 0.36 0.36	0.09 0.07 0.06 0.13 0.10 0.08 0.16 0.13 0.10 0.20 0.16 0.14 0.21 0.19 0.17 0.25 0.22 0.20 0.28 0.26 0.24 0.31 0.28 0.26 0.32 0.30 0.28 0.35 0.34 0.32	0.07 0.05 0.04 0.09 0.07 0.05 0.10 0.08 0.07 0.11 0.10 0.09 0.12 0.11 0.10 0.13 0.12 0.11 0.14 0.13 0.12 0.15 0.14 0.13 0.16 0.15 0.14 0.17 0.16 0.15	0.09 0.07 0.06 0.13 0.10 0.08 0.16 0.13 0.10 0.20 0.16 0.14 0.21 0.19 0.17 0.25 0.22 0.20 0.28 0.26 0.24 0.31 0.28 0.26 0.32 0.30 0.28 0.35 0.34 0.32	0.07 0.05 0.04 0.09 0.07 0.05 0.10 0.08 0.07 0.11 0.10 0.09 0.12 0.11 0.10 0.13 0.12 0.11 0.14 0.13 0.12 0.15 0.14 0.13 0.16 0.15 0.14 0.17 0.16 0.15			
	Directa  Con lámpara PAH 3R, 150 w, difusora. Viga de 45° emisión luminosa total, 1730 lúmenes		0.7 x Altura de montaje	En todas las condiciones 0.75	J I H G F E D C B A	0.53 0.51 0.49 0.56 0.54 0.53 0.58 0.56 0.55 0.60 0.59 0.57 0.62 0.60 0.59 0.63 0.62 0.60 0.64 0.63 0.61 0.65 0.64 0.63 0.66 0.65 0.64 0.66 0.66 0.65	0.53 0.51 0.49 0.56 0.54 0.53 0.58 0.56 0.55 0.60 0.59 0.57 0.61 0.60 0.59 0.63 0.61 0.60 0.63 0.62 0.61 0.64 0.63 0.63 0.65 0.64 0.63 0.66 0.65 0.64	0.51 0.49 0.48 0.54 0.53 0.52 0.56 0.55 0.54 0.58 0.57 0.56 0.60 0.59 0.58 0.62 0.61 0.60 0.63 0.62 0.61 0.64 0.63 0.63 0.65 0.64 0.63 0.66 0.65 0.64	0.53 0.51 0.49 0.56 0.54 0.53 0.58 0.56 0.55 0.60 0.59 0.57 0.61 0.60 0.59 0.63 0.61 0.60 0.63 0.62 0.61 0.64 0.63 0.63 0.65 0.64 0.63 0.66 0.65 0.64	0.51 0.49 0.48 0.54 0.53 0.52 0.56 0.55 0.54 0.58 0.57 0.56 0.60 0.59 0.58 0.62 0.61 0.60 0.63 0.62 0.61 0.64 0.63 0.63 0.65 0.64 0.63 0.66 0.65 0.64			
	Indirecta  Watts lúmenes 300 5360 500 9360 750 14600 Aro empujador con lámpara de ampolla plateada		1.5 x Altura de montaje	300 750 W Bueno 0.70 Medio 0.60 Malo 0.55	J I H G F E D C B A	0.13 0.07 0.04 0.18 0.11 0.07 0.23 0.15 0.10 0.28 0.20 0.15 0.33 0.25 0.19 0.40 0.32 0.26 0.45 0.38 0.32 0.49 0.42 0.37 0.54 0.46 0.43 0.58 0.51 0.48	0.12 0.07 0.04 0.16 0.10 0.06 0.20 0.14 0.09 0.25 0.18 0.13 0.29 0.22 0.17 0.35 0.28 0.23 0.39 0.33 0.28 0.43 0.37 0.32 0.47 0.43 0.39 0.50 0.46 0.43	0.10 0.06 0.03 0.13 0.08 0.05 0.16 0.11 0.07 0.19 0.14 0.10 0.22 0.16 0.12 0.26 0.20 0.15 0.29 0.24 0.19 0.31 0.26 0.23 0.34 0.30 0.26 0.36 0.33 0.30	0.12 0.07 0.04 0.16 0.10 0.06 0.20 0.14 0.09 0.25 0.18 0.13 0.29 0.22 0.17 0.35 0.28 0.23 0.39 0.33 0.28 0.43 0.37 0.32 0.47 0.43 0.39 0.50 0.46 0.43	0.10 0.06 0.03 0.13 0.08 0.05 0.16 0.11 0.07 0.19 0.14 0.10 0.22 0.16 0.12 0.26 0.20 0.15 0.29 0.24 0.19 0.31 0.26 0.23 0.34 0.30 0.26 0.36 0.33 0.30			

1. EDIFICIOS INDUSTRIALES

	LUXES I.T.S. 99%	LUXES S.M.I.L. 95%		I.E.S. 99%	S.M.I.L. 95%
ACERO (Véase Hierro y Acero)			EMPAQUETADORAS DE CARNE		
ACUMULADORES, MANUFACTURA DE			Moldeado (Estrato)	300	200
Moldeado celdas	500	300	Limpieza, destazado, cocido, molientes, enlatado y empacado	1000	600
ARCILLA Y CEMENTOS, PRODUCTOS DE			ENCUADERNACION		
Molienda, prensa filtrado, hornos de secado, vaciado y devestado	300	200	Doblado, ensamblado, empaste, cortado, punzonado y cocido	700	400
Esmaltado, pintura y vidriado (Trabajo burdo)	1000	600	Grabado en relieve e inspección	2000a	1100a
Pintura y vidriado (Trabajo fino)	3000a	1700a	ENLATADORAS DE CONSERVAS		
AUTOMOVILES, MANUFACTURA DE			Clasificación inicial:		
Ensamblado bastidor	500	300	Jitomates	1000	600
Ensamblado Chasis	1000	600	Otras muestras	500	300
Ensamble final e inspección	2000a	1100a	Clasificación por color (cuartos de cortado)	2000a	1100a
MANUFACTURA COTOCERIA:			Preparación:		
Ensamblado	1000	600	Selección preliminar:		
Partes	700	400	Chavacanos y duraznos	500	300
Acabado e inspección	2000a	1100a	Jitomates	1000	600
AVIONES, MANUFACTURA DE			Aceitunas	1500	900
Partes:			Cortado y picado	1000	600
Producción	1000	600	Selección final	1000	600
Inspección	2000a	1100a	Enlatado:		
Acabado de piezas:			Enlatado en bandas, sin fin	1000	600
Taladrado, remachado y apretado de tornillos	700	400	Enlatado estacionario	1000	600
CUARTO PINTURA	1000	600	Empacado a mano	500	300
Trazado sobre aluminio, formado partes pequeñas del fuselaje y alas	1000	600	Aceitunas	1000	600
Soldadura:			Inspección de muestras enlatadas	2000a	1100a
Iluminación general	500	300	Manejo de envases:		
ILUMINACION LOCALIZADA	10000	6000	Inspección	2000a	1100a
Subensamblado:			Etiquetado y empacado	300	200
Tren de aterrizaje, fuselaje, secciones, alas y otras partes grandes	1000	600	ENSAMBLADO		
ENSAMBLADO FINAL			Tosco, fácil de ver	300	200
Colocación de motores, hélices, secciones ala y tren de aterrizaje	1000	600	Tosco, difícil de ver	500	300
Inspección de la nave ensamblada y su equipo	1000	600	Medio	1000	600
Reparación con máquinas herramientas	1000	600	Fino	5000	3000
ASERRADEROS			Extrafino	10000	6000
Clasificación de la madera	2000	1700	ENSAYOS O PRUEBAS		
AZUCAR, REFINERIAS DE			General	500	300
Clasificación	500	300	Instrumentos, extrafinos, escalas, etc.	2000a	1100a
Inspección color	2000	1100	EQUIPO ELECTRICO, MANUFACTURA DE:		
CAJAS DE CARTON, MANUFACTURA DE			Impregnado	500	300
Area general de manufactura	500	300	Aislado, embobinado	1000	600
CARBON, VERTEDORES DE			Pruebas	1000	600
Quebradores, cernidos y limpiado	100	60	EXTRUCTURAS DE ACERO, MANUFACTURA	500	300
Selección	3000a	1700a	EXPLOSIVOS, MANUFACTURA DE	300	200
CARPINTERIAS			FORJADO, TALLERES DE	500	300
Trabajo burdo de banco y sierra	300	200	FUNDICIONES		
Encolado, cepillado, lijado, trabajo de mediana calidad en máquinas y banco	500	300	Templado (Hornos)	300	200
Trabajo fino de máquina y banco, lijado y acabado fino	1000	600	Limpieza	300	200
CERVICERIAS, INDUSTRIAS			Hechura de corazones:		
Elaboración y lavado de barriles	300	200	Finos	1000	600
Llenado (de botellas, latas, barriles)	500	300	Medianos	500	300
CUARTOS DE CONTROL (Véase Plantas Generadoras)			Inspección:		
DULCES INDUSTRIAS			Fina	5000a	3000a
Departamento de Chocolate:			Mediana	1000	600
Descascarado, selección, extracción, de aceites, quebrado y refinación, alimentación	500	300	Moldeo:		
Limpieza del grano, selección inmersión, empacado y envoltura	500	300	Mediano	1000	600
Molienda	1000	600	Grande	500	300
Elaboración de crema:			Colado	500	300
Mezclado, cocción y moldeado	500	300	Selección	500	300
Pastillas de goma y jaleas	500	300	Cubilote	200	100
Decoración a mano	1000	600	Desmolde	300	200
Caramelos:			GALVANOPLASTIA	300	200
Mezclado, cocción y moldeado	500	300	GARAGES AUTOMOVILES Y CAMIONES		
Corte y selección	1000	600	Taller de Servicio:		
Elaboración de pesos y envoltura	1000	600	Reparaciones	1000	600
			Areas activas de tráfico	200	100
			GARAGES para estacionamiento:		
			Entrada	500	300
			Espacio para circulación	100	100
			Espacio para estacionamiento	50	50
			GRANJAS		
			Establo y Gallinero	100	100
			GRABADO (CERA)	2000a	1100a

	I.E.S. 99%	S.M.I.L. 95%
GUANTÉS, MANUFACTURA DE		
Planchado y cortado	3000a	2000a
Tejido y clasificado	1000	600
Costido e inspección	5000a	3000a
HANGARES		
Servicio de reparación únicamente	1000	600
HIELO, FABRICAS DE		
Cuarto de compresores y máquinas	200	100
HIERRO Y ACERO, MANUFACTURA DE		
Hornos de hogar abiertos:		
Patio de almacenaje	100	60
Piso de carga	200	100
Resbaladera de vieclados		
Fozos de escoria	200	100
Plataformas de control	300	200
Patio de moldes	50	30
Colado	300	200
Almacenamiento de coladas	100	60
Bodega de pasado	100	60
Reparaciones	300	200
Patio de desmolde	200	100
Patio de Chatarra	100	60
Edificio de mezcla	300	200
Edificio de Calcinación	100	60
Bola rompedora	100	60
Molinos de laminación de:		
Lingotes, planchas, soleras y láminas en caliente	300	200
Laminación en frío de placas	300	200
Tubo, varilla alambón	500	300
Hierro estructural y planchas	300	200
Molinos de laminación de hojalata:		
Estateado y galvanizado	500	200
Laminación en frío	500	300
Cuarto de motores y máquinas	300	200
Inspección:		
Rebabeo de lámina negra, lingotes y billetes	1000	600
Hojalata y otras superficies brillantes	1000	600
HULE, PRODUCTO DE		
Preparación de la materia prima:		
Plasticación, molienda y Banbury	300	200
Prensado en calandra	500	300
Preparación de la tela:		
Cortado y tubos flexibles	500	300
Productos por extrusión	500	300
Productos moldeados y vulcanización	500	300
Inspección	2000a	1100a
JABONES, MANUFACTURA DE		
Pella, corte, escamas de jabón y detergentes en polvo	300	200
Troqueado, envoltura y empaque, llenado y detergentes en polvo	500	300
LACTEOS, PRODUCTOS		
Industria líquida		
Cuarto marmitas y almacén botellas	300	200
Botellas	500	300
Lavadoras botellas	f	f
Lavadoras litas	300	200
Equipo refrigeración	300	200
Llenado: Inspección	1000	600
Manómetros y tableros de medidores (sobre carátulas)	500	300
Laboratorios	1000	600
Pasteurizadores	300	200
Separadoras y cuartos refrigerados	300	200
Tanques, cubas	500	300
Termómetro (sobre carátula)	500	300
Cuarto para pasar (iluminación gen.)	300	200
Básculas	700	400
LAMINA DE FIERRO Y ACERO, TRABAJOS EN:		
Prensas, guillotinas, troqueladoras trabajo mediano de banco	500	300
Punzadoras y rechazado	200	300
Inspección estateado y galvanizado	2000	1100
Trazado	2000	1100

	I.E.S. 99%	S.M.I.L. 95%
LAVADO Y PLANCHADO, INDUSTRIAS DE:		
Checado y selección	500	300
Lavado en seco, húmedo y vaporizado	500	300
Inspección y desmanchado	5000a	3000a
Composturas y modificaciones	2000a	1100a
Planchado	1500	900
LAVANDERIAS		
Lavado	300	200
Planchado de blancos, pesado, hacer listas, marcado	500	300
Planchado a máquina y selección	700	400
Planchado fino a mano	1000	600
LLANTAS DE HULE Y CAMARAS:		
MANUFACTURA DE		
Preparación materia prima:		
Plasticación, molienda y Banbury	300	200
Prensado en calandra	500	300
Preparación de la Tela:		
Cortado y construcción de cajas	500	300
Máquinas para las cámaras y recubierta	500	300
Construcción de llantas:		
Llantas sólidas	300	200
Llantas neumáticas	500	300
Departamento de vulcanización:		
Cámaras y llantas	700	400
Inspección final	2000	1100
Envoltura	500	300
MOLINOS DE HARINA		
Rodillos, cerridores, purificadores	500	300
Empacado	300	200
Control de producción	1000	600
Limpieza, cargadoras, andenes, tolvas	200	200
PAN, INDUSTRIAS DE		
Cuarto de mezclado	500	300
Cuarto de fermentado	300	200
Formado:		
Pan blanco	300	200
Pastelillos y pan dulce	500	300
Cuartos de hornos	300	200
Relleno y otros ingredientes	500	300
Decorado:		
Mecánico	500	300
Manual	1000	600
Básculas y termómetros	500	300
Envoltura	300	200
PAPEL, MANUFACTURA DE		
Desfibradoras, molinos, calandrias	300	200
Acabado, cortado, racorte y máquinas para hacer el papel	500	300
Cortado a mano, lado húmedo de al máquina de papel	700	400
Carrete máquina de papel, Inspección y laboratorio	1000	600
Enrollado	1500	900
PIEL, MANUFACTURA DE (TENERIAS)		
Limpieza, curtido y estrado, pellas	300	200
Cortado, descarnado y secado	500	300
Acabado	1000	600
PIEL, TRABAJO SOBRE		
Planchado, trenzado y barnizado	2000	1100
Clasificación, liguado, cortado y costido	3000	1700
PIEDRA, TRITURADO Y CERNIDO DE		
Transportadoras de bandas, espacios de descarga del tiro, cuarto de tolvas, interior de los depósitos	100	60
Cuarto de quebradoras primarias, quebradoras auxiliares debajo de los depósitos	100	60
Cerridores	200	100
PINTURAS, MANUFACTURA DE		
Iluminación general	300	200
Comparación de las mezclas con las muestras o patrones	2000	1100
PINTURAS, TALLERES DE		
Pintura por Inmersión o baño con pistola de aire, esmalte a fuego	500	600

	I.E.S. 99%	S.M.I.I. 95%
Pulido, pintura ordinaria a mano y decorado, acabado especial y con plantilla	500	300
Trabajo de pinturas a mano:		
abajo fino	1000	600
trabajo extra-fino (carrocías, pianos)	3000a	1700a
PLANTAS GENERADORAS		
Equipo de acondicionamiento de aire, precalentadores y piso de ventiladores, exclusión de cenizas	100	60
Auxiliares, sala de acumuladores, bombas alimentadoras de calderas, tanques, compresores y área de manómetros	200	100
Plataformas calderas	100	60
Plataformas quemador	200	100
Cuarto de cables, nave de bombas o circuladores	100	60
Transportador carbón, quebradores, alimentadores, básculas, pulverizador, área de ventiladores, torre de transbordo	100	60
Condensadores, piso de aradores, piso evaporador y piso calentadores	100	60
Cuartos de control:		
Superficie vertical de los tableros "Simplex" o sección del "Duplex" viendo hacia el operador:		
Tipo A.-Cuarto de control largo, 170 cms., sobre el piso	500	300
Tipo B.-Control de cuarto ordinario, 170 cms., sobre el piso	300	200
Sección de "Duplex" viéndose desde cualquier ángulo	300	200
Pupitre de distribución (nivel horizontal)	500	300
Áreas dentro de los tableros "Duplex"	100	60
Parte posterior de cualquiera de los tableros (vertical)	100	60
Alumbrado de emergencia en cualquier área	30	20
Tableros despachadores:		
Plano horizontal (nivel de la mesa)	500	300
Superficie vertical del tablero (1.25 M. sobre el piso viendo hacia el operador):		
Cuarto despachador sistema de carga	500	300
Cuarto despachador secundario	300	200
Área para tanques de hidrógeno y bióxido de carbono	200	100
Laboratorio químico	500	300
Precipitadores	100	60
Casa de rejillas	200	100
Plataforma, sopledores de hollín o escoria	100	60
Cabezales para vapor y válvulas	100	60
Cuarto de interruptores de potencia	200	100
Cuarto para equipo telefónico	200	100
Túneles o galerías para tubería	100	60
Sub-sótano (parte inferior turbina)	200	100
Cuarto de turbinas	300	200
Área para tratamiento de agua	200	100
Plataforma para visitantes	200	100
PULIDORAS Y BRUÑIDORAS QUÍMICA, INDUSTRIAL		
Hornos manuales, tanques de hervido, secadoras estacionarias, cristalizadores por gravedad y estacionarios	300	200
Hornos mecánicos, generadores y destiladores, secadores mecánicos, evaporadores, filtrado, cristalizadores mecánicos, decolorado	300	200
Tanques para cocción, extractores, coladores, nitradores, celdas electroquímicas	300	200
SOMBREROS, MANUFACTURA DE		
Teñido, tensado, galoneado, limpiado y refinado	1000	600
Formado, calibrado, realzado, terminado y planchado	2000a	1100a
Cosido	5000a	3000a
SOLDADURA		
Iluminación general	500	300
Soldadura Manual de precisión con arco	10000a	6000a

	I.E.S. 99%	S.M.I.I. 95%
TABACO, PRODUCTOS DE		
Secado, desmondamiento (iluminación general)	300	200
Clasificación y selección	2000a	1100a
TALLERES MECÁNICOS		
Trabajo burdo de maquinaria y banco	500	300
Trabajo mediano de maquinaria y banco, máquinas automáticas ordinarias, esmerilado burdo, pulido mediano	100	600
Trabajo fino de maquinaria y banco, máquinas automáticas finas, esmerilado mediano, pulido fino	6000a	3000a
Trabajo extra-fino de maquinaria y esmerilado fino	10000a	6000a
TALLERES TEXTILES, ALGODÓN		
Abridoras, mezcladoras, batientes	300	200
Cardas y estridoras	500	300
Pabiladoras, veloces, tróviles y cañoneros	500	300
Enrolladores y Engomadores:		
Telas crudas	500	300
Mezclillas	1500	900
Inspección:		
Telas crudas (volteadas a mano)	1000	600
Atado automático	1500a	900a
Telares	1000	600
Repaso y atado a mano	2000a	1100a
TALLERES TEXTILES LANA Y ESTAMBRE		
Abridoras, mezcladoras y batientes	300	200
Clasificación	1000a	600a
Cardado, peinado y repainado	500	300
Estirado:		
Hilo blanco	500	300
Hilo de color	1000	600
Tróviles:		
Hilo blanco	500	300
Hilo de color	1000	600
Torzales	500	300
Devanado:		
Hilo blanco	300	200
Hilo de color	500	300
Urdideros:		
Hilo blanco	500	300
Hilo blanco (en el peine)	1000	600
Hilo de color	1000	600
Hilo de color (en el peine)	3000a	1700a
Tejido:		
Telas blancas	1000	600
Telas de color	2000	1100
Cuarto de telas crudas:		
Quitar nudos de la tela	1500a	900a
Cosido	3000a	1700a
Doblado	700	400
Acabado húmedo	500	300
Teñido	1000a	600a
Acabado en seco:		
Despeluzado, acondicionamiento y planchado	700	600
Cortado	1000	600
Inspección	2000a	1100a
Doblado	700	400
TALLERES TEXTILES SEDA Y SINTÉTICOS.		
Manufactura:		
Remojado, teñido fugaz y preparación de torcidos	300	200
Debanado, torcido, redevanado y coneras, torcido de fantasía, engomado:		
Hilo claro	500	300
Hilo obscuro	2000	1100
Urdideros (seda)		
En estizola, finales de carrera, devanadora, lanzadera y plegadora	1000	600
Repaso en lisos y en el peine	2000a	1100a
Tejido	1000	600
TAPICERÍA DE AUTOMOVILES, MUEBLES, ETC.	1000	600

	I.E.S. 99%	S.M.I.I. 95%
TELA, PRODUCTOS DE		
Inspección tela	20000a	10000a
Cortado	3000a	2000a
Costura	500a	3000a
Planchado	3000a	2000a
TIPOGRAFICAS; INDUSTRIAS		
Fundición de tipo:		
Manufactura matrices, acabado de tipos	1000	600
Preparación de tipos, selección	500	300
Fundición	500	300
Impresión:		
Inspección de colores	2000a	1100a
Linotipos y cajistas	1000	600
Prensas	700	400
Mesa de formación	1500	900
Corrección de pruebas	1500	900
Electrografía:		
Moldeado, ruteado, acabado, nivelado, moldes y recortado	1000	600
Galvanoplastia	500	300
Fotografado:		
Grabado al ácido y montaje	500	300
Ruteado, acabado, pruebas, entintado	1000	600
VIDRIO, FABRICAS DE		
Cuarto de Hornos y mezcladoras, prensado, máquinas sopladoras y templado	300	200
Esmerilado, cortado, plateado	500	300
Esmerilado fino, biselado, pulido	1000	600
Inspección, grabado y decoración	2000a	1100a
ZAPATOS DE HULE, MANUFACTURA DE		
Lavado, recubrimiento, molinos de ingredientes	300	200
Barnizado, vulcanizado, calandras, cortado parte superior y suelas	500	300
Kodillos de suelas, procesos de hechura y acabado	1000	600
ZAPATOS DE PIEL, MANUFACTURA DE		
Cortado y costura:		
Tablas de cortado	3000a	1700a
Marcado, ojulado, adelgazado, selección, remendado y contadores	3000a	1700a
Cosido:		
Materiales claros	500	300
Materiales oscuros	3000a	2000a
Hechura y acabado	2000	1100

2. OFICINAS, ESCUELAS Y EDIFICIOS PUBLICOS

AUDITORIOS		
Para exhibiciones	300	200
Para asambleas	150	100
Para actividades sociales	50	50
BANCOS		
Vestibulo (iluminación general)	500	300
Pagadores, contadores y recibidores	1500	900
Gerencia y Correspondencia	1500	900
BIBLIOTECAS		
Sala de lectura	700	400
Anaqueles	300	200
Reparación de libros	500	300
Archiveros y catalogar	700	400
Mesa checadora de salidas y entradas de libros:	700	400
CENTRAL DE BOMBEROS (Véase Edificios Municipales)		
CLUBES		
Salas de descanso y de lectura	300	200
CORREOS		
Vestibulos, sobre mesas	300	200
Correspondencia, selección, etc.	1000	600
CORTES DE JUSTICIA (O TRIBUNALES)		
Áreas de asientos (público)	300	200
Áreas de actividades propias de la corte	700	400

	I.E.S. 99%	S.M.I.I. 95%
EDIFICIOS MUNICIPALES,		
BOMBEROS Y POLICIA		
Policía:		
Archivos de identificación	1500	900
Celdas y cuartos para interrogatorios	300	200
Bomberos:		
Dormitorios	200	100
Sala recreativa	300	200
Garage carros bomba	300	200
ESCUELAS		
Salones de clase	700	400
Salones de dibujo (sobre restridor)	1000a	600a
Lectura de movimientos de labios (sordo-mudos), pizarrones, costura	1500a	900a
GALERIAS DE ARTE		
Iluminación general	300	200
Sobre pinturas (localizado)	300b	200b
Sobre estatuas y otras exhibiciones	1000c	600c
IGLESIAS		
Altar, retablos	1000e	600e
Coro (D) y presbiterio	300e	200e
Púlpito (iluminación adicional)	500e	300e
Nave principal de la iglesia (iluminación general)	150e	100e
Ventanales emplomados:		
Color blanco	500	300
Color mediano	1000	600
Color oscuro	5000	3000
Ventanal muy denso	10000	6000
MERCADOS		
Bodegas y Cuartos de Almacenamiento:		
Activos	200	100
Inactivos	50	50
Carnicerías, Barbacoa, Pescaderías	500	300
Cocinas (Áreas de trabajo)	500	300
Comedores	300	200
Cuartos de máquinas	300	200
Ferreterías y Accesorios eléctricos	500	300
Lavadoras para verduras y varios	500	300
Mercerías, vestidos y zapaterías	500	300
Mueblerías y artículos para el hogar	500	300
Papelерías, libros y juguetes	500	300
Plataformas de descarga	200	100
Sanitarios y baños	100	100
Verduras, frutas, flores y plantas	500	300
MUSEOS (Véase Galerías de Arte)		

OFICINAS		
Proyectos y diseños	2000	1100
Contabilidad, auditoria, máquinas de contabilidad	1500	900
Trabajos ordinarios de oficina, selección de correspondencia, archivado activo o continuo	1000	600
Archivado intermitente o discontinuado	700	400
Sala de conferencias, entrevistas, salas de recepción, archivos de poco uso o sean las áreas en las cuales no se exige la fijación de la vista en forma prolongada	300	200
PELUQUERIAS Y SALONES DE BELLEZA		
TEATROS Y CINES		
Sala de espectáculos:		
Durante intermedios	50	50
Durante exhibición	1	1
Vestibulo	200	100
Sala de descanso (foyer)	50	30
TERMINALES Y ESTACIONES		
Salas de espera	300	200
Oficina de boletos	1000	600
Oficina de chequear equipaje	500	300
Vestibulo	100	60
Andenes y Plataformas	200	100

3. HOSPITALES

Sala de preparación y anestesia	300	200
Autopsia y Anfiteatro:		
Mesa de autopsia	25000	14000
Sala de autopsia (iluminación general)	1000	600

	I.E.S. 99%	S.M.I.I. 95%
Anfiteatro (iluminación gral.)	200	100
Central de instrumentos esterilizados:		
Iluminación general	300	200
Afilado agujas	1500	900
Sala de Cistoscópica:		
Iluminación general	1000	600
Mesa Cistoscópica	25000	14000
Sala dental:		
Cuarto de espera	300	200
Cirugía dental (iluminación gral.)	700	400
Silla dental	10000	6000
Laboratorio (banco de trabajo)	1000	600
Sala de recuperación	50	30
Sala de electroencefalogramas:		
Oficina	1000	600
Cuarto de trabajo	300	200
Sala de espera	300	200
Sala de emergencia:		
Iluminación general	1000	600
Iluminación localizada	20000	9000
Sala de electrocardiogramas, de metabolismo y de muestras:		
Iluminación general	200	100
Mesa de muestras	500	300
Salas de reconocimiento y tratamiento:		
Iluminación general	500	300
Mesas de reconocimiento	1000	600
Sala para ojos, oídos, nariz y garganta:		
Cuarto oscuro	100	60
Cuarto de reconocimiento y tratamiento	500	300
Sala de Fracturas:		
Iluminación general	500	300
Mesa de fracturas	2000	1100
Laboratorio:		
Cuartos de ensayo	300	200
Mesas de trabajo	500	300
Trabajos más precisos	1000	600
Vestíbulo	300	200
Salas de reposo	300	200
Sala para archivar historias clínicas	1000	600
Sala de Rayos X:		
Radiografía y fluoroscopia	100	60
Terapia superficial y profunda	100	60
Cuarto oscuro	100	60
Sala para ver placas	300	200
Archivos, revelado	300	200
Closet de blancos	100	60
Guardería infantil:		
Iluminación general	100	60
Mesa de reconocimiento	700	400
Cuarto de juego, pediátrico	300	200
Obstetricia:		
Cuarto de limpieza (instrumentos)	300	200
Sala de preparación	200	100
Sala de partos (iluminación gral.)	1000	600
Mesa para partos	25000	14000
Farmacia:		
Iluminación general	300	200
Mesa de trabajo	1000	600
Atención activo	300	200
Cuartos privados y salas comunes:		
Iluminación general	100	60
Iluminación localizada (lectura)	300	200
Área para desequilibrados mentales	100	60
Tratamiento con isótopos radioactivos:		
Laboratorio radioquímico	300	200
Mesa de reconocimiento	500	300
Cirugía:		
Cuarto de limpieza (instrumentos)	1000	600
Sala de operaciones, iluminación general	1000	600
Lavabo de cirujano	300	200
Mesa de operaciones	25000	14000
Sala de restablecimiento	300	200
Terapia:		
Física	200	100
Ocupacional	300	200

	I.E.S. 99%	S.M.I.I. 95%
Salas de espera	300	200
Cuarto enfermería	200	100
Puesto de enfermeras:		
Iluminación general	200	100
Escritorio	500	300
Mostrador para medicinas	1000	600

4. HOTELES, RESTAURANTES, TIENDAS Y RESIDENCIAS

	I.E.S. 99%	S.M.I.I. 95%
AUTOMOVILES, SALAS DE EXHIBICION (Véase tiendas)		
CASAS (Véase residencias)		
Alumbrado nocturno:		
Zonas comerciales principales:		
General	2000	1100
Atracciones principales	10000	6000
Zonas comerciales secundarias:		
General	2000	1100
Atracciones principales	10000	6000
COCINAS (Véase restaurantes o residencias)		
ESCAPARATES (o)		
Alumbrado diurno:		
General	1000	600
Atracciones principales	5000	3000
GASOLINERAS:		
Área de servicio	300	200
Cuarto de ventas	500	300
Estantes	1000	600
HOTELES		
Recámaras:		
Iluminación general	100	60
Para lectura y escritura	300h	200h
Administración	500	300
Vestíbulo:		
Áreas de trabajo y lectura	300	200
Iluminación general	100	200
Marquesina	500	300
JOYERIA Y RELOJES, MANUFACTURA DE	5000a	3000a
RESIDENCIAS		
Tareas visuales específicas (1):		
Juegos de mesa	300	200
Cocina (sobre fregadero u otra superficie de trabajo)	500	300
Lavadero, mesa de planchado	500	300
Cuarto de estudio (sobre escritorio)	700	400
Costura	1000	600
Iluminación general:		
Entradas, halls, escaleras y descanso de escaleras	100m	60m
Salas, comedores, recámaras, cuartos de estudio, biblioteca y cuartos de recreo o juego	100m	60m
Cocina, lavandería, cuarto de baño	300	200
RESTAURANTES Y CAFETERIAS		
Área de comedor:		
Cajera	500	300
Del tipo íntimo:		
Con ambiente ligero	100	60
Con ambiente acogedor	30	30
Del tipo ordinario:		
Con ambiente ligero	300	200
Con ambiente acogedor	150	100
Del tipo servicio rápido		
Cocina:		
Inspección, etiquetado y precio	700	400
Otras áreas	300	200
SALONES DE BAILES	50	30
TIENDAS (o)	300	200
Áreas de circulación		
Áreas de mercancías:		
Con servicio de vendedores	1000	600
Autoservicio	2000	1100
Mostradores y vitrinas en muro:		
Con servicio de vendedoras	2000	1100
Autoservicio	5000	3000

Atracciones principales:
Con servicio de vendedoras
Autoservicio

5000 3000
10000 6000

5. AREAS COMUNES

BODEGAS O CUARTOS DE ALMACENAMIENTO	50	50
Inactivas	50	30
Activas:		
Piezas toscas	100	60
Piezas medianas	200	100
Piezas finas	500	300
ELEVADORES DE CARGA Y PASAJEROS	200	100
ESCALERAS	200	100
PASILLOS Y CORREDORES	200	100
BANOS Y TOCADORES		
Iluminación general	100	60
Especjo	300g	200g

Dado que en el curso de 10 años, los niveles de iluminación recomendados por el I.E.S., para Alumbrado Exterior, Areas Deportivas y transportes, prácticamente no han variado habiendo demostrado durante ese lapso buenos resultados en su aplicación, la Sociedad Mexicana de Ingeniería de Iluminación, A. C. --Illuminating Engineering Society-- México Chapter, aprobó recomendar los mismos niveles de iluminación, teniéndose presente que los lugares en que se aplican, son servicios públicos y en el caso de los espectáculos deportivos, son de paga y susceptibles de televisarse.

6. ALUMBRADO EXTERIOR

ALUMBRADO DE PROTECCION	I.E.S.	S.M.I.I.
Alrededores de áreas activas de embarque	50	LUXES
Alrededores de edificios	10	
Areas de almacenamiento activas	200	
Areas de almacenamiento inactivas	10	
Entradas:		
Activas (peatones y/o transportes)	50	
Inactivas (normalmente cerradas, no usadas con frecuencia)	10	
Límites de propiedad:		
Deslumbramiento por medio de la técnica de protección (Reflectores de dentro hacia afuera)	1.5	
Técnica de iluminación general	2	
Iluminación general Areas inactivas	2	
Plataformas de carga y descarga	200	
Ubicaciones y estructuras de importancia	50	
ASTILLEROS		
Iluminación general	50	
Caminos, sendas	100	
Area de construcción	300	
BANDERAS, ILUMINACION CON PROYECTORES (Véase Tableros para boletines y Carteles)		
CALLES	q	
CAMINOS	q	
CANTERAS	50	
CARBON, PATIOS PARA (de protección)	2	
CARRERAS	q	
DRAGADO	20	
EDIFICIOS		
Construcción general	100	
Trabajos de excavación	20	
ESTACIONAMIENTOS	50	
FACHADAS DE EDIFICIOS Y MONUMENTOS		
Iluminación con proyectores:		
Alrededores brillantes:		
Superficies claras	150	
Superficies medio claras	200	
Superficies medio oscuras	300	
Superficies oscuras:	500	
Alrededores oscuros:		
Superficies claras	50	
Superficies medias claras	100	
Superficies medio oscuras	150	
Superficies oscuras	200	

TEPECAPRIL, PATIOS DE

De recepción	2
Clasificación	3
GASOLINERAS:	
Alrededores brillantes:	
Acceso	30
Calzada para coches	50
Areas bombas de gasolina	100
Fachadas edificios (de vidrio)	300
Area de servicio	70
Alrededores oscuros:	
Acceso	15
Calzadas para coches	15
Area bombas de gasolina	200
Fachadas edificio (de vidrio)	100
Area de Servicio	30
JARDINES (p)	
Iluminación general	5
Senderos, escalones, lejanos de la casa	10
Parte posterior de la casa, bardas, paredes, árboles, arbustos	20
Flores, jardines entre rocas	50
Arboles y arbustos, cuando se quieren hacer destacar	50
MADERAS PARA CONSTRUCCION, PATIOS DE MUELLES	10
200	
PATIOS DE ALMACENAMIENTO (Activos)	200
PLANTAS GENERADORAS	
Pasarelas	20
Tiradero de ceniza	1
Descarga de carbon:	
Rampa (Zona de carga y descarga)	50
Area almacenamiento chalana	5
Vaciador de carros	50
Volcador	50
Area de almacenamiento de carbón	1
Transportadores	20
Entradas:	
Edificio de servicio o generación:	
Principal	100
Secundaria	20
Caseta de compuertas:	
Entrada de peatones	100
Entrada transportadores	50
Cerca o alambrada	2
Colectores de entrega del aceite combustible	50
Tanque de almacenamiento aceite	10
Patio desrubiero	2
Plataformas-Caldera, cubierta de turbina	50
Caminos:	
Entre o a lo largo de los edificios	10
Que no estén bordeados por edificios	5
Subestación:	
Iluminación general horizontal	20
Iluminación vertical específica (sobre desconectores)	20
PLATAFORMA DE CARGA Y DESCARGA	200
Interior de los furgones	100
PRESIDIO, PATIOS DE	50
TABLEROS PARA BOLETINES, CARTELES O LETREKOS	
Alrededores brillantes:	
Superficies claras	500
Superficies oscuras	1000
Alrededores Oscuros:	
Superficies claras	200
Superficies oscuras	500

7. ALUMBRADO AREAS DEPORTIVAS

ALBERCA	
Iluminación general desde la planta alta	100
Bajo el agua:	
Exterior	1
Interior	1

ARQUERIA	
Bianco	
Torneo	100r
Recreativo	50r
Línea de tiro:	
Torneo	100
Recreativo	50
BADMINTON	
Torneo	300
Club	200
Recreativo	100
BASEBALL	Jardines Cuadro
Ligas mayores	1000 1500
Ligas AA y AAA	500 750
Ligas A y B	300 500
Ligas C y D	200 300
Ligas semi-profesionales y regionales	150 200
Liga menor (Clase I y Clase II)	300 400
Sobre asientos, durante juego	20
Sobre asientos antes y después jgo.	50
BASKETBALL	Jardines Cuadro
Universitario y profesional	500
Dentro de Colegios y Secundarias, con es- pectadores	300
Sin espectadores	200
Recreativo (exterior)	100
BILLARDS (sobre mesa)	
Torneo	500
Recreativo	300
Area general	100
BOLICHES	
Mesas:	
Torneo	200
Recreativo	100
Pinos:	
Torneo	500r
Recreativo	300r
BOX O LUCHA (ring)	
Campeonato	5000
Profesional	2000
Amateur	1000
En asientos durante el encuentro	20
En asientos antes y después del encuentro	50
CARRIPAS	
De motor (autos enanos o motocicletas)	200
Bicicletas	200
Caballos	200
Perros	300
CROQUET	
Torneo	100
Recreativo	50
FRONTENIS	
Profesional	1000
Aficionados	750
Sobre asientos	50
FRONTON O CESTA	
Profesional	1500
Aficionados	1000
Sobre asientos	100
FRONTON A MANO	
Torneo	300
Club	200
Recreativo	100
FUTBALL SOCCER Y AMERICANO	
(Indice: Distancia de la línea de banda a fila más alejada de espectadores):	
Clase I más de 30 Mts.	1000
Clase II entre 15 y 30 Mts.	500
Clase III entre 9 y 15 Mts.	300
Clase IV menos de 9 Mts.	200
La distancia que hay entre los espectadores y el campo de juego, es la primera considera- ción para determinar la clase y cantidad de alumbrado requerido, sin embargo en espec- táculos de pago y televisados, la capacidad potencial de asientos de las gradas, es el	

factor determinante que debe tomarse en cuenta para lo cual se da la siguiente clasificación: Clase I para más de 30,000 espectadores Clase II de 10,000 a 30,000 espectadores Clase III de 5,000 a 10,000 espectadores y Clase IV para menos de 5,000 espectadores.

GINASIOS (Reférase a deportes específicos enumerados en forma separada)	
Exhibiciones, encuentros	300
Para recreación y ejercicio general	200
Asambleas	100
Bailes	50
Regaderas y vestidores	100
GOLF, CAMPOS DE PRACTICA	
Iluminación general sobre los "Tees"	100
A 1.15 Mts.	50r
Práctica en los "greens"	100
HOCKEY SOBRE HIELO	
Universitario o profesional	500
Liga amateur	200
Recreativo	100
PATINAJE	
Piste para patines de ruedas	50
Pistas para patinar sobre hielo (interior o exterior)	50
Laguna, estanque o área inundada	10
PING-PONG	
Torneo	500
Club	300
Recreativo	200
PLAYAS	
En tierra	10
A 50 Mts. d ela orilla (en mar)	30r
PLAZA DE TOROS	
En el ruedo	1000
Pasillos, túneles, palcos, gradas	50
SHUFFLE BOARD	
Torneo	100
Recreativo	50
SKIES, RAMPA DE PRACTICA	5
SOFTBALL	Jardines Cuadro
Profesional y de campeonato	300 500
Semi-profesional	200 300
Liga Industrial	150 200
Recreativo	75 100
TENIS	
Torneo	300
Club	200
Recreativo	100

B. ALUMBRADO DE TRASPORTES.

AEROPUERTOS

Plataforma frente hangares	10
Plataforma frente edificio de la terminal:	
Area de estacionamiento	5
Area de carga	20

AUTOBUSES

Urbanos	300
Foráneos	150

AUTOMOVILES

Sobre placas	5
--------------	---

AVIONES

Compartimientos pasajeros:	
Iluminación general	50
Lectura (en asientos)	200

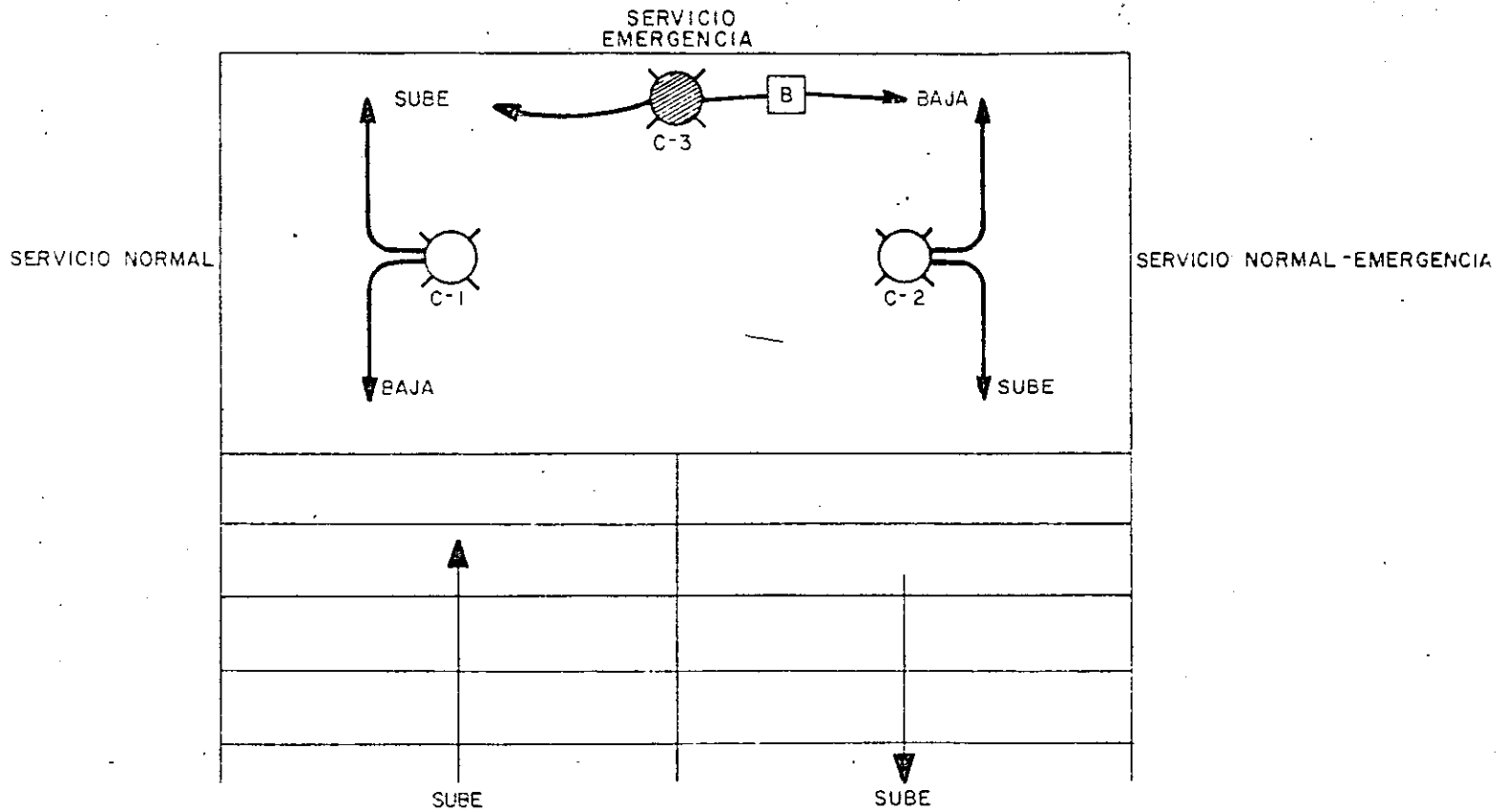
BARCOS

Camarotes	500
Literas, sobre plano de lectura	150
Espejo, sobre cara	500
Baños	50
Pasillos y corredores	50
Escaleras:	

	I.E.S. LUXES S.M.I.L.		I.E.S. S.M.I.L. LUXES
Pasajeros	100	Imprenta	300u
Tripulación	50	Sastrería	500u
Entrada pasajeros	100v	Oficinas postales	200u
Sillas de descanso, pasajeros y oficiales	100x	Vestidores	30
Cuartos de esparcimiento tripulación	200	Central telefónica	100u
Sobre mesas	300	Cuarto para almacén	50
Comedor pasajeros	100w	Áreas de operación:	
Salón comedor, oficiales y tripulación	100	Cuarto máquinas (áreas de trabajo)	100u
Sobre mesas	150	Cuarto calderas (áreas de trabajo)	100u
Bibliotecas	100	Cuarto ventiladores	50
Para lectura	300	Cuartos grupos Motor-Generador	50
Salones fumadoras	5x	Cuartos de generación y tablero de control	100
Cubiertas cerradas	100	Cuarto de montacargas	50
Peluquería y salón de belleza	200	Tableros de control, iluminación vertical:	
Sobre la persona	300	Parte alta	300
Suones de Cocktail y Cantina	50w	A 90 cms. desde el piso	100
Salón de baile	50w	Cuarto del mecanismo del timón	50
Piscinas, playas interiores	100y	Cuarto de bombas	10
Tiendas	200u	Tablero de medición y control (iluminación vertical):	
Teatros:		Sobre medidores	300
Durante el espectáculo	1	Túnel del eje	30
Intermedio	50	Bodega seca para cargamento (Unidad de ilumina permanente)	10u
Gimnasios	200	Carga y descarga de cargamento refrigerado	30u
Hospital:		Talleres	200
Sala de operaciones	500u	Sobre trabajo	500
Sala dental	300u	Escotillas de la bodega:	
Dispensario	300u	Área sobre escotilla	50
Sala de enmados	50u	Área adyacente a la cubierta	30
Oficina doctor	200u	CARROS DE FE.CC. PARA CORREO	
Sala de espera	100x	Bultos de correo y cajas para cartas	300
TIRO AL BLANCO		Almacenaje correo	150
Sobre el blanco	500r	CARROS DE FE.CC. PARA PASAJEROS	
Línea de tiro	100	Escritura y lectura:	
Área intermedia	50	General	200
Cabina de radio, vestíbulo pasajeros	100x	Sobre escritorio	500
Mostrador para pasajeros oficina sobrecargo	200	Sección de baños:	
Áreas de navegación:		General:	
Timonera (sobre puente de mando)	50	Espejo	300
Cuarto de mapas	100	Sanitario	50
Sobre mesa de mapas y cartas de navegación	500	Carro comedor	150
Cuarto del radar	50	Cantina	100
Cuarto de giroscopios	50	Áreas sociales	200
Cabina de radio	100u	Escalones y puertas	100
Oficina del barco	200	TRANVIAS Y TROLEBUSES	300
Sobre escritorios y mesas de trabajo	500	TIRO AL PICHON	
Para teneduría de libros y auditoría	500	Blanco, a 50 Mts.	300r
Cuarto de registro (cuaderno bitácora)	100	Línea de tiro, general	100
Sobre escritorio	500	VOLLEYBALL	
Áreas de servicio:		Torneo	200
Galera	200u	Recreativo	100
Lavandería	150u	WATER POLO	
Dispensa	150u	Torneo	300
Fregadero	150u	Club	200
Preparación comida	200u	Recreativo	100
Almacén comida (sin y con refrigerador)	50		
Carnicería	150u		

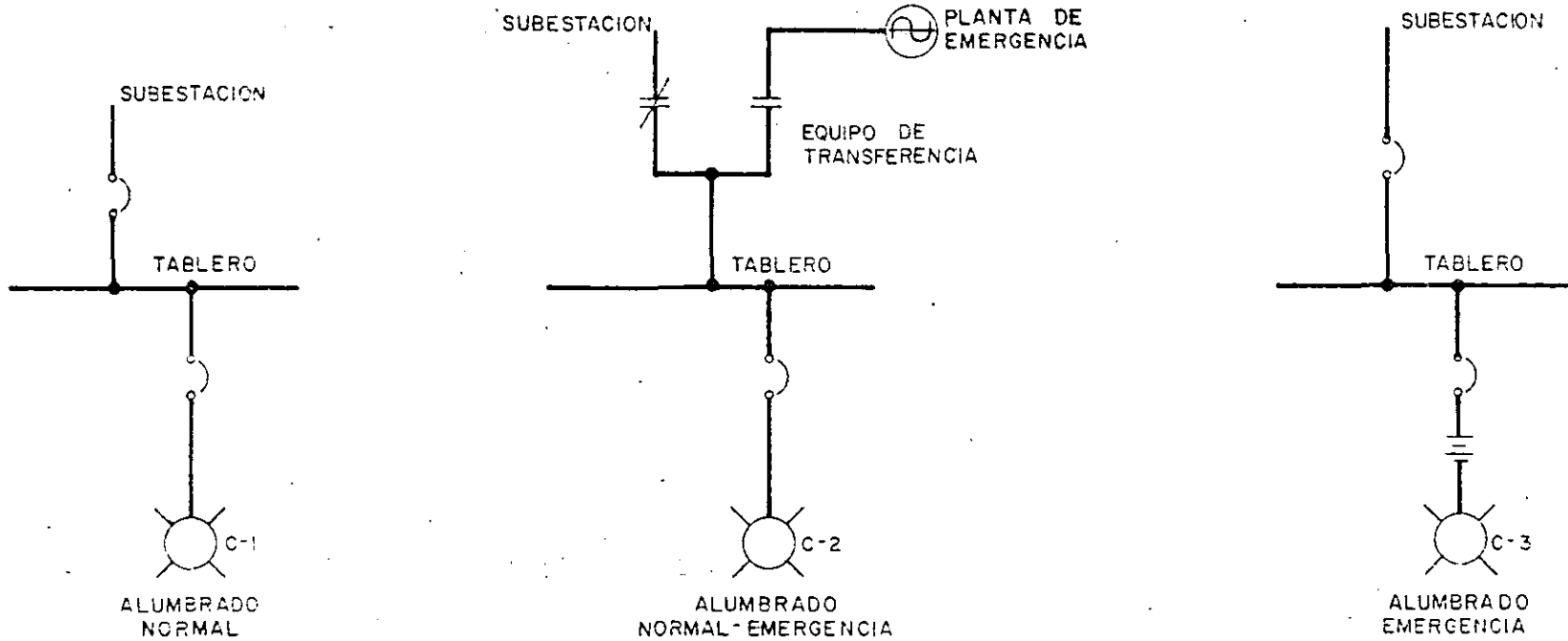
NOTAS

- Se puede obtener con la combinación de alumbrado general y alumbrado suplementario especializado, manteniendo las relaciones de brillantez recomendadas. Estas tareas visuales generalmente hacen intervenir la discriminación de los detalles delicados por largos períodos de tiempo y bajo condiciones de contraste reducido. Para dar la iluminación requerida, es necesario usar una combinación del alumbrado general antes indicado más el alumbrado suplementario especializado. El diseño o instalación de estos sistemas combinados no deberá únicamente proveer una cantidad suficiente de luz, sino que también deberá dar la dirección apropiada a la luz, difusión y además protección al ojo humano. Deberá también, tanto como sea posible, eliminar el resplandor directo o reflejado como sombras desagradables.
- Las pinturas o cuadros con colores oscuros y con detalles delicados o finos, deberán tener una iluminación de 2 a 3 veces mayor.
- En algunos casos, una iluminación mayor de los 1000 Luxes, es necesario para hacer resaltar la belleza de las estatuas.
- La iluminación se puede reducir o eminar durante el sermón, la introducción o la meditación.
- Si los acabados interiores son oscuros (menos de 10% de reflexión), la iluminación será de 2/3 partes del nivel recomendado para evitar altos contrastes en brillantez, como en el caso de las páginas de los libros de salmos o cantos y el medio semioscuro que lo rodea. Es esencial un diseño cuidadoso para evitar brillantes desagradables.



DESCANSO DE ESCALERA
 INSTALACION DE ALUMBRADO

FIGURA I



DIAGRAMAS UNIFILARES TIPICOS
 FIGURA 2

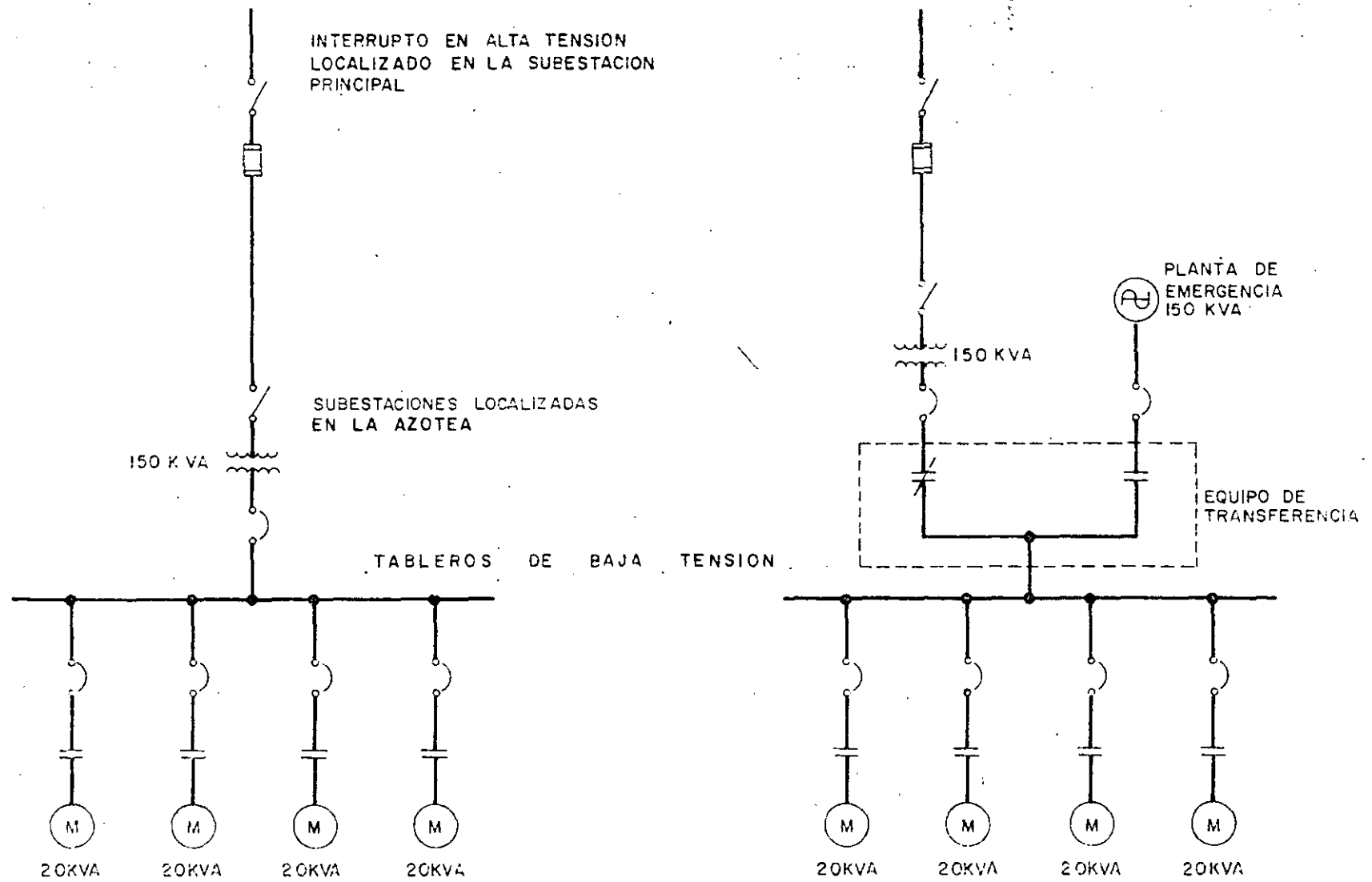


FIGURA 3

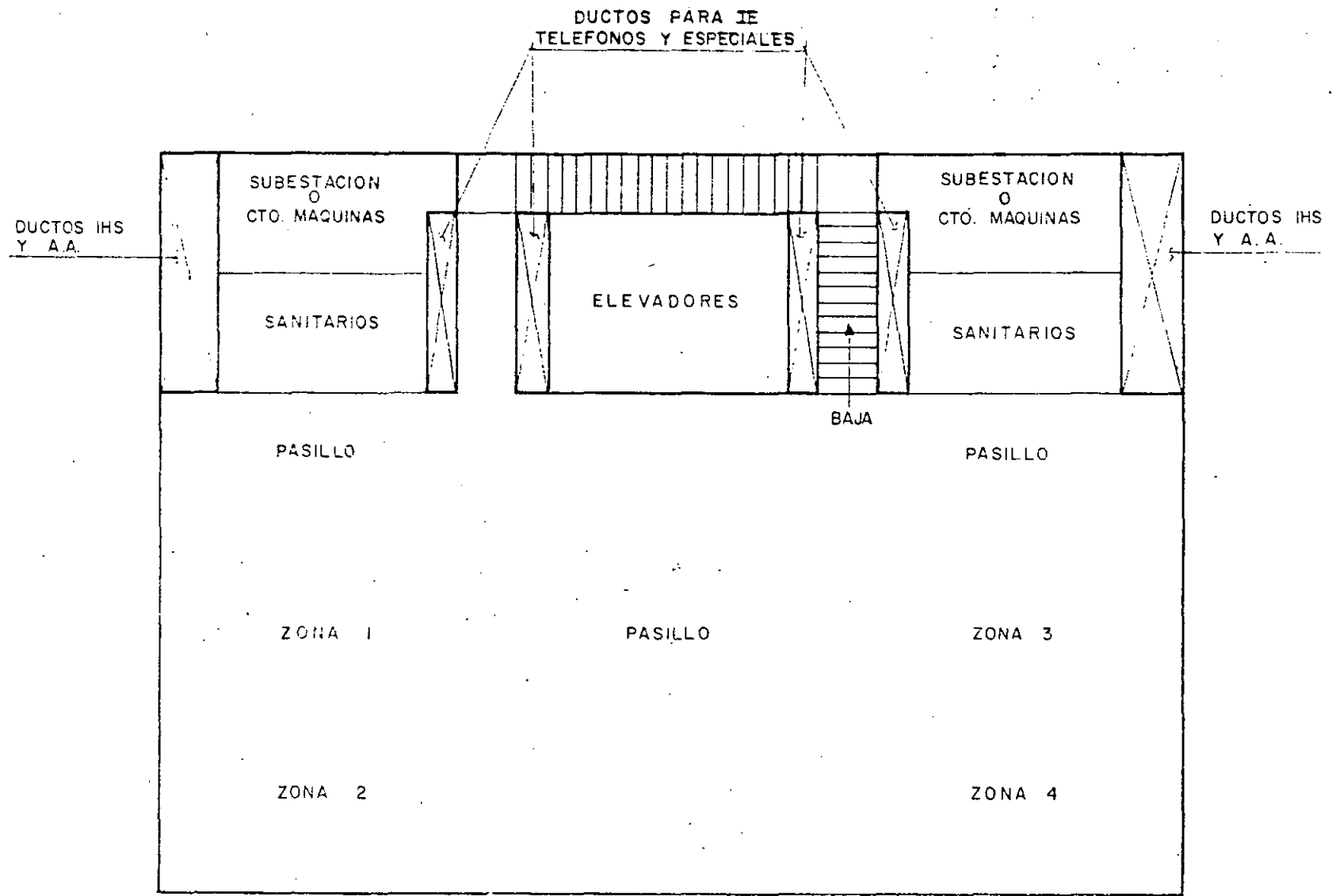


FIGURA 4

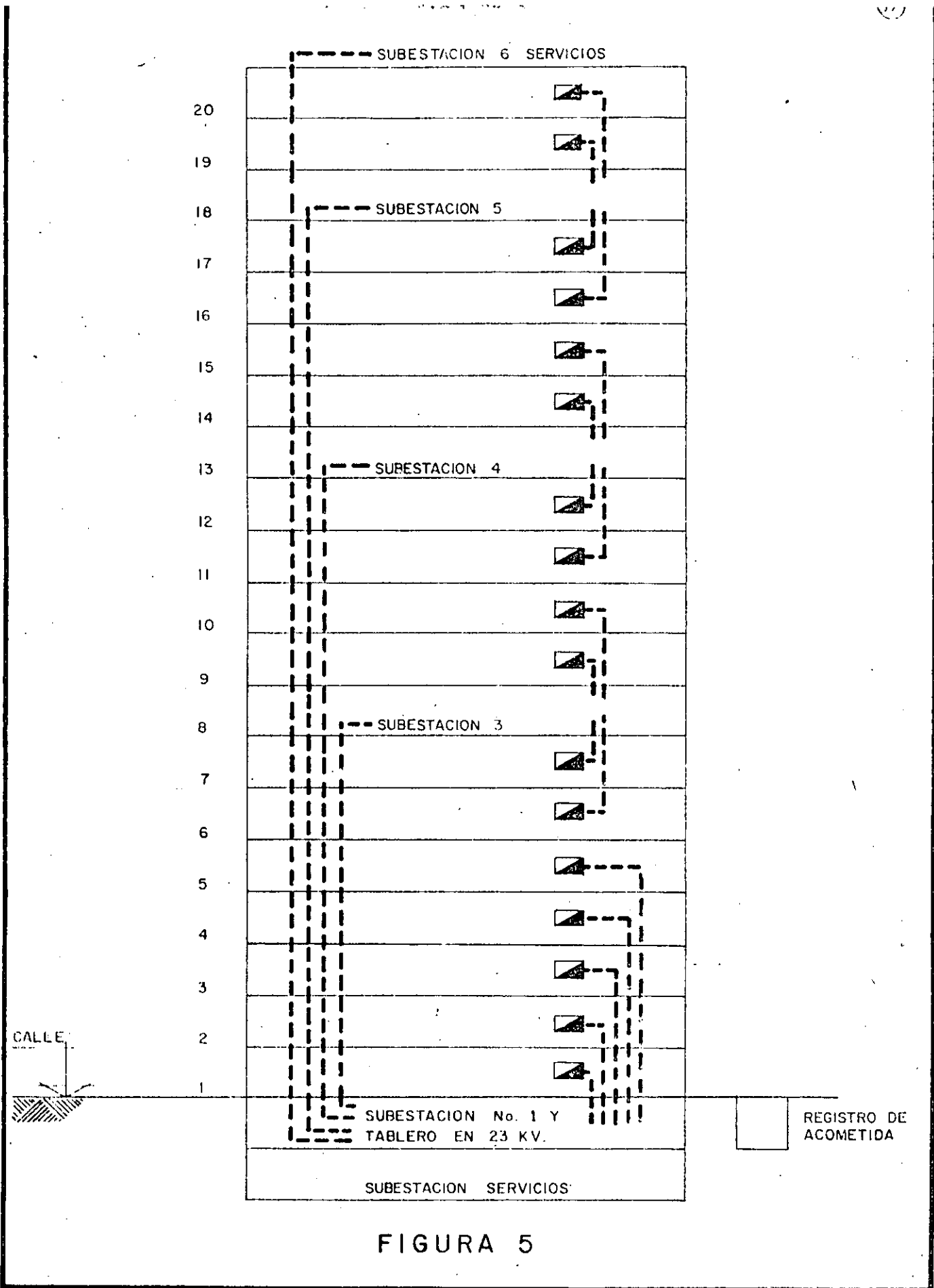


FIGURA 5

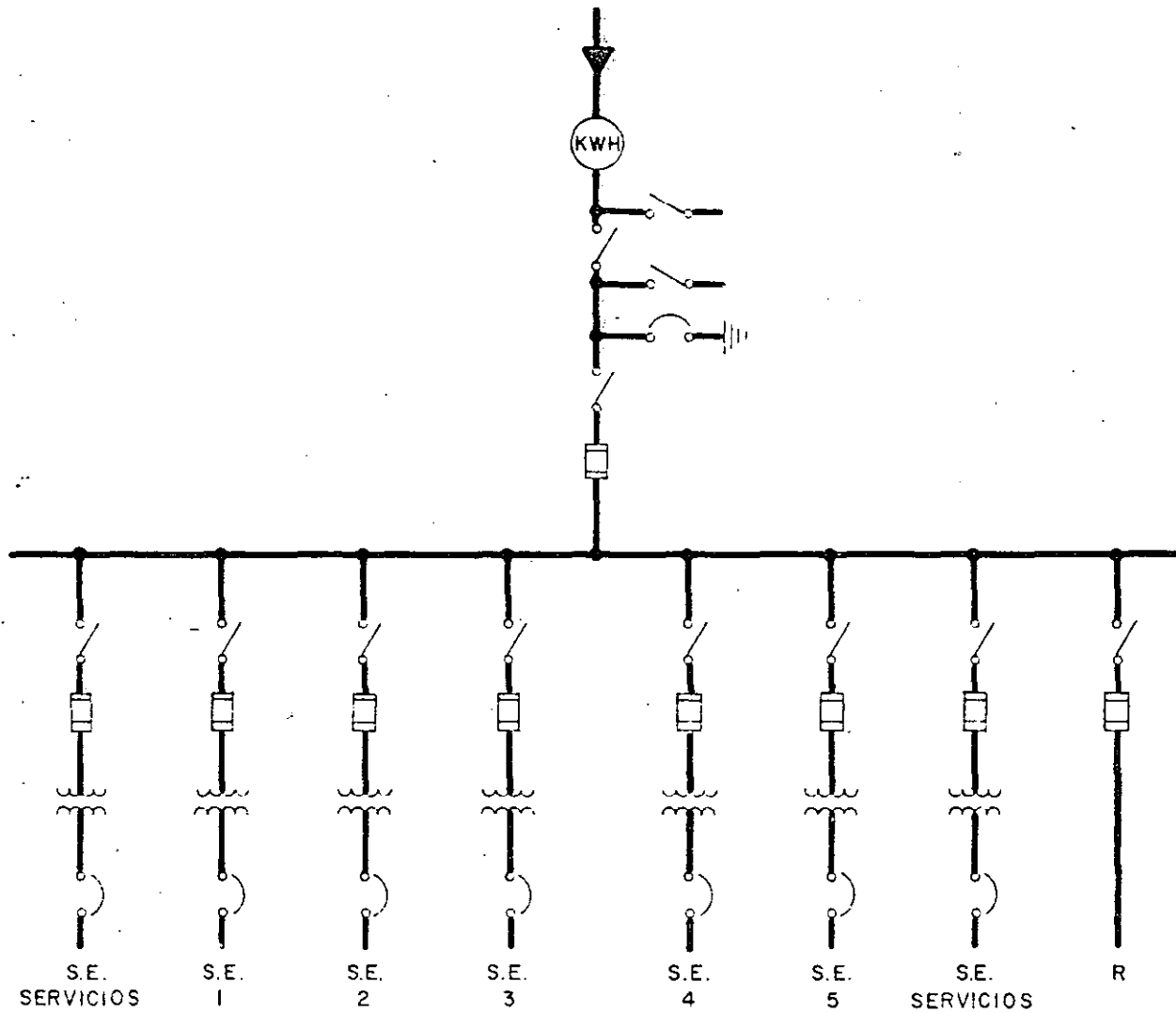
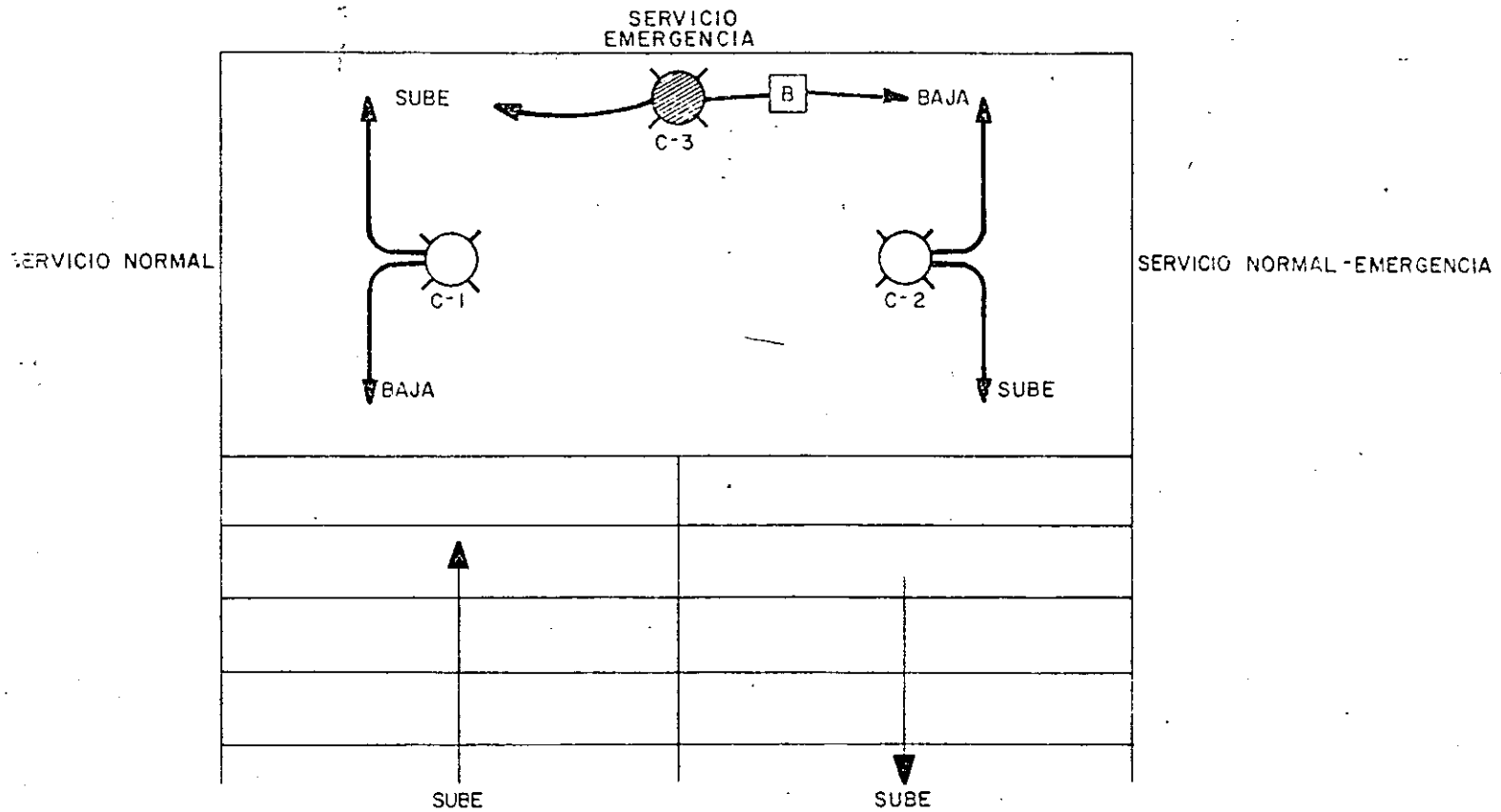
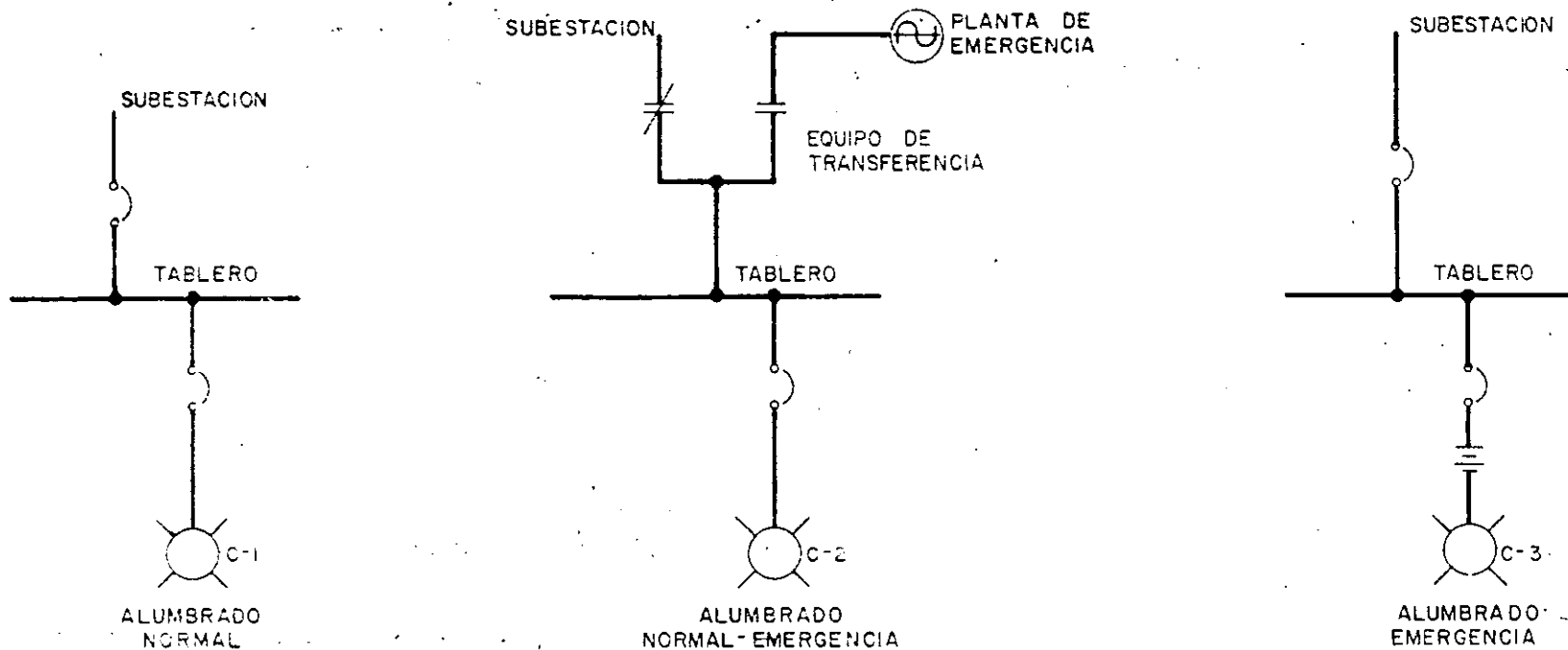


FIGURA 6



DESCANSO DE ESCALERA
 INSTALACION DE ALUMBRADO

FIGURA 1



DIAGRAMAS UNIFILARES TIPICOS
FIGURA 2

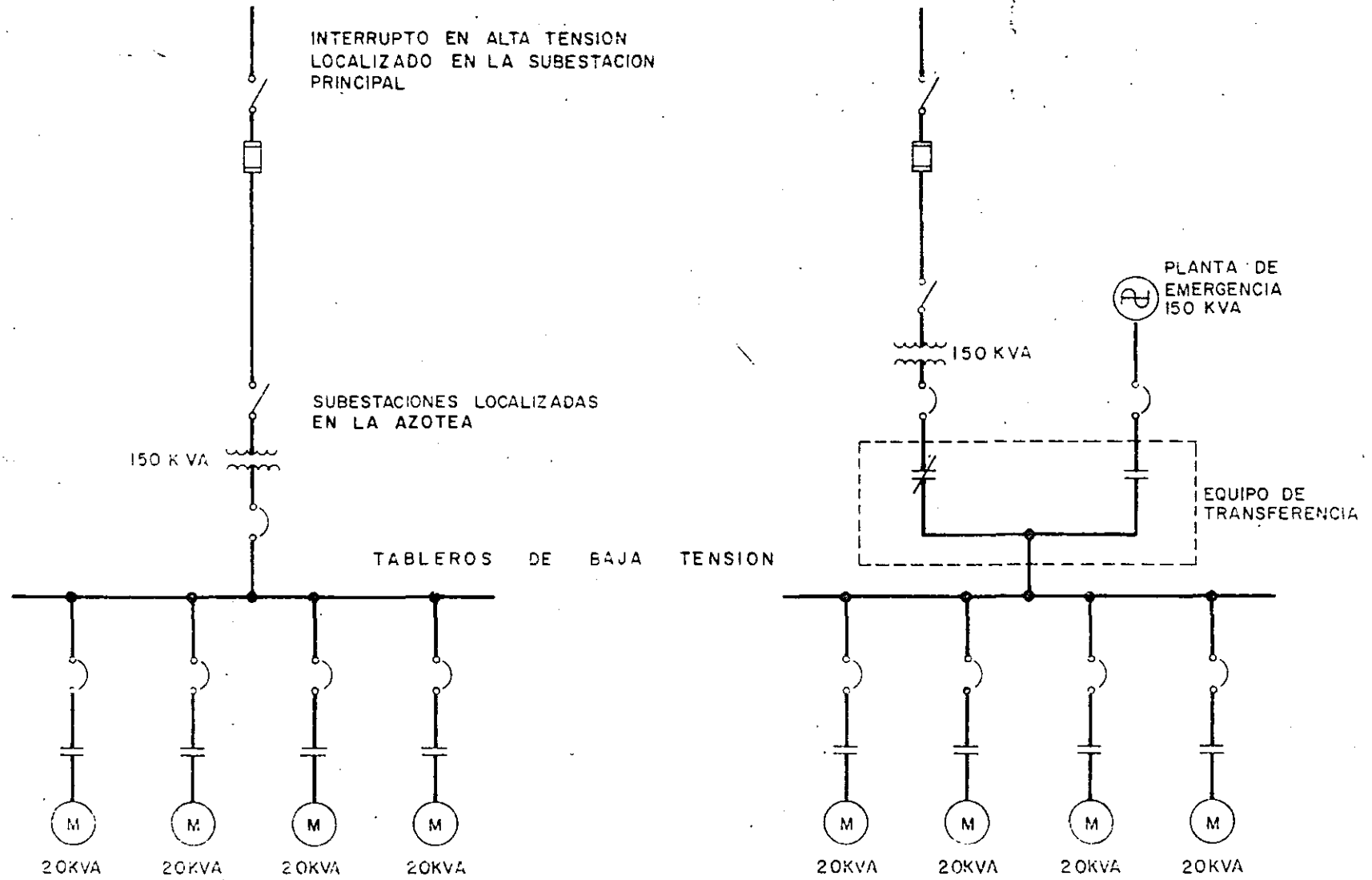


FIGURA 3

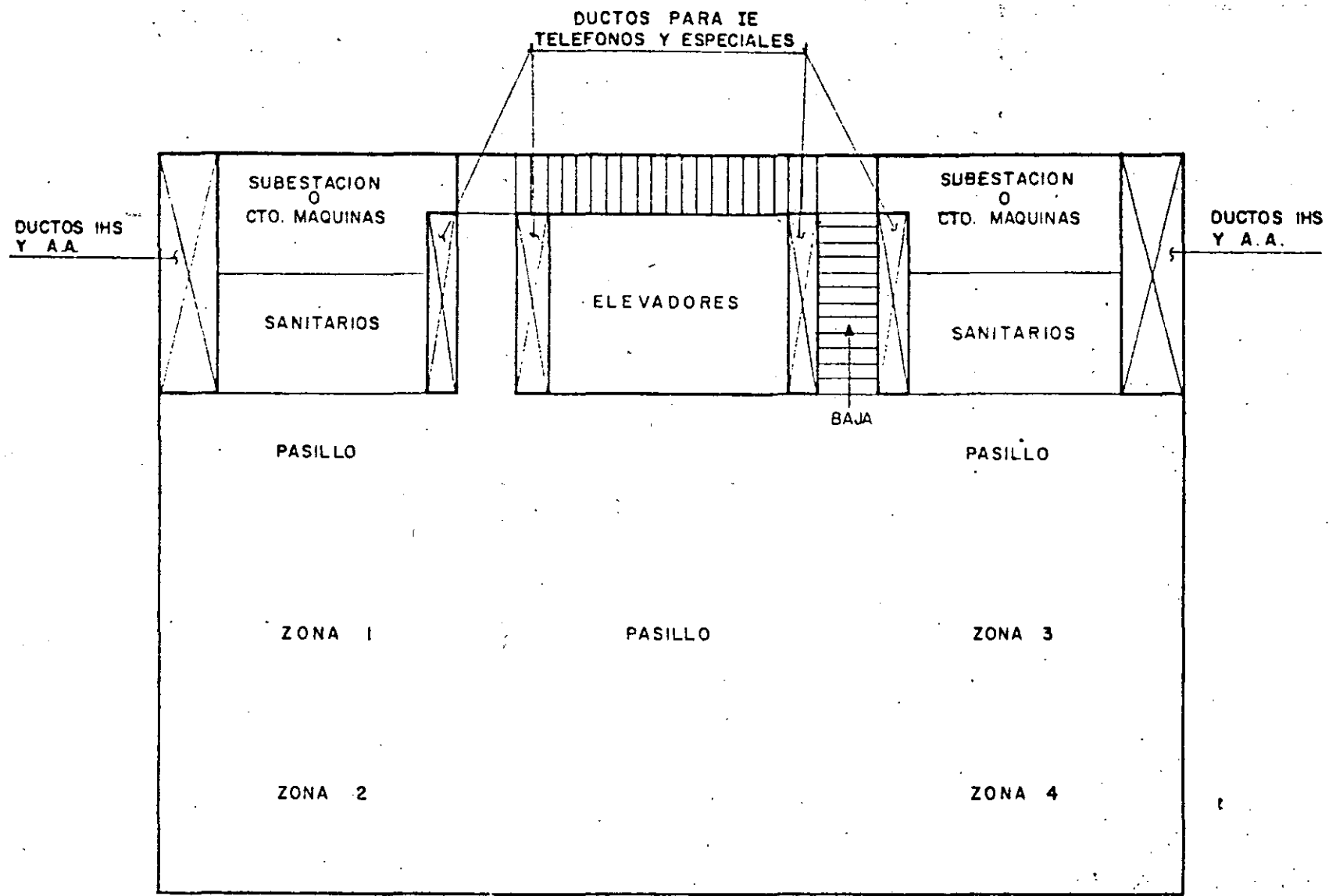


FIGURA 4

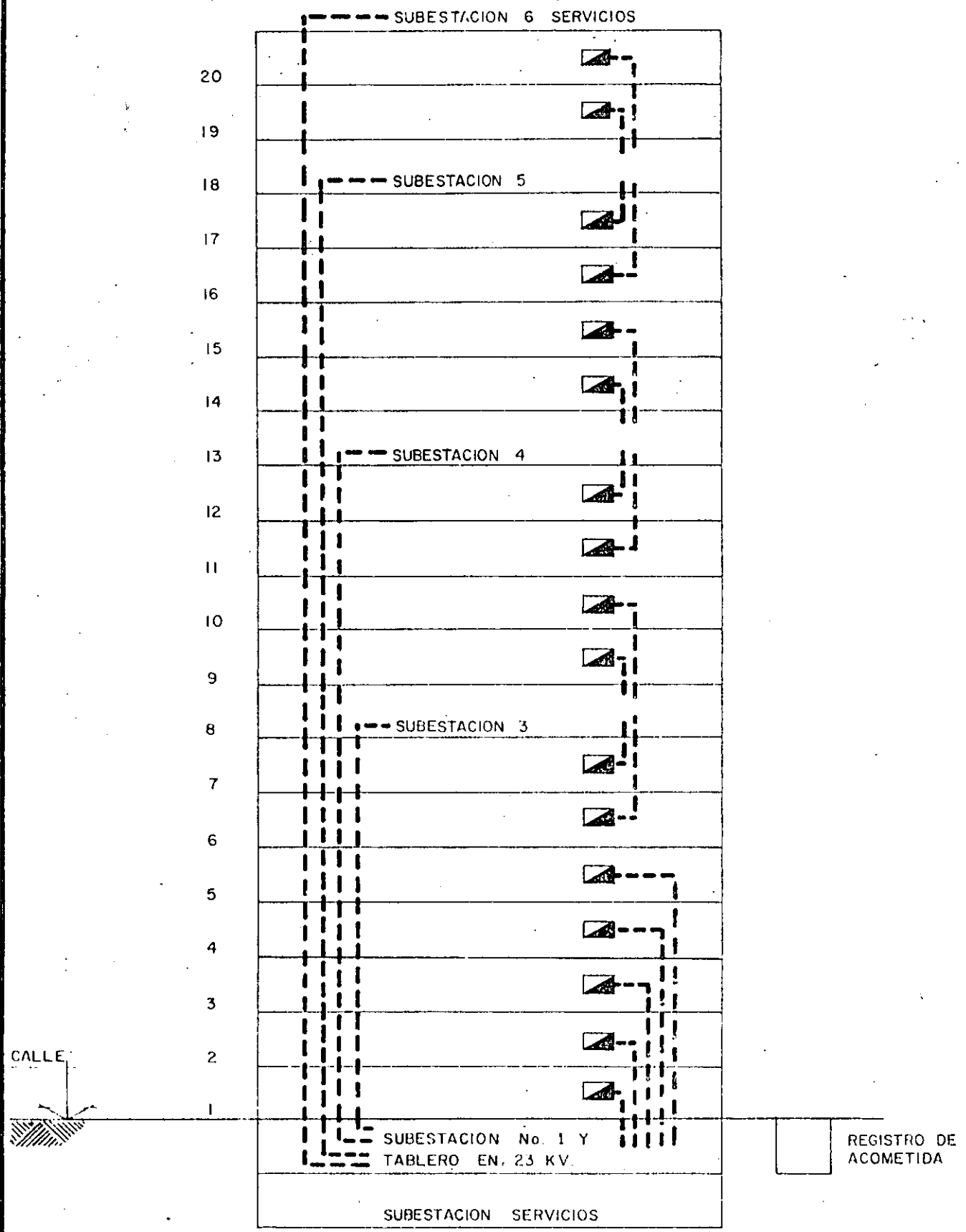


FIGURA 5

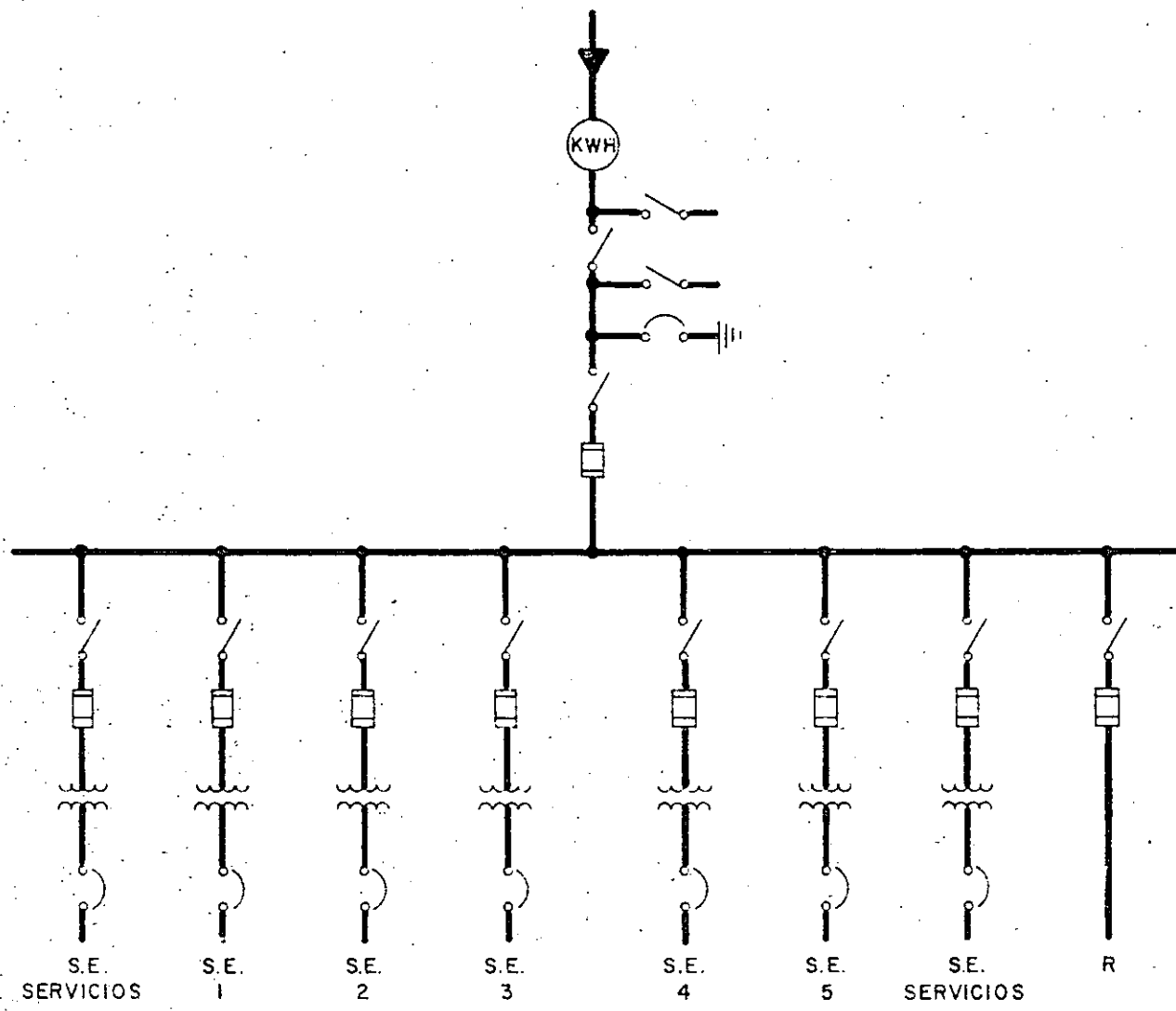


FIGURA 6

MA



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

Aspectos Generales Sobre Proyecto, Diseño y Construcción

INSTALACIONES ELECTROMECANICAS E INSTALACIONES HIDRAULICAS Y SANITARIAS

ING. ARMANDO AGUILAR R.
ING. RAUL MONTES C.
ING. RAUL CEBALLOS M.

OCTUBRE, 1984.

T E M A R I O

TEMA: Edificios Altos

SUBTEMA: Instalaciones Electromecánicas / Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias.

- 1.- Sistemas de Abastecimiento de agua
 - 1.1 Toma Municipal - Servicios
 - 1.2 Toma Municipal - Tinacos - Servicios
 - 1.3 Toma Municipal - Cisterna - Tinacos - Servicios
 - 1.4 Toma Municipal - Cisterna - Servicios
 - 1.5 Bases de Diseño

- 2.- Sistemas de Evacuación de Aguas
 - 2.1 Aguas Negras
 - 2.2 Aguas Pluviales

- 3.- Instalaciones Especiales
 - 3.1 Sistema de Protección contra Incendio
 - 3.2 Aire Acondicionado
 - 3.3 Gas

- 4.- Conclusiones

ING. ARMANDO AGUILAR R.
ING. RAUL MONTES C.
ING. RAUL CEBALLOS M.

Agosto, 1983

1.- SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA .

Normalmente en los predios urbanos se cuenta con los servicios municipales que proporcionan el abastecimiento de agua mediante redes de distribución , de la que se deriva la toma domiciliaria que alimenta a cada lote .

En nuestra ciudad la red pública tiene fluctuaciones que solo permiten el suministro de agua en forma intermitente y más aún con grandes variaciones de una zona a otra . A continuación se mencionarán los diferentes tipos de instalación de acuerdo con su forma de alimentación :

1.1 Abastecimiento a presión directa de la red Municipal .

Este sistema se utiliza únicamente para satisfacer las necesidades de casa unifamiliares .

1.2 Sistema de abastecimiento por gravedad .

Se utiliza cuando la presión es suficiente para alimentar directamente a un tanque elevado, mismo que regulariza el servicio en el curso del día . El tanque elevado puede ser un simple tinaco en la azotea o bien una estructura especial .

1.3 Tanque de regularización y sistema al almacenamiento .

Se utiliza cuando la presión de la toma no es suficiente para alimentar el tanque elevado y por lo tanto se hace necesario el empleo de un equipo de bombeo para tal objeto . La alimentación a servicios seguirá siendo por gravedad . La capacidad mínima requerida de la cisterna es de $\frac{2}{3}$ del consumo diario y para el almacenamiento del tinaco de $\frac{1}{4}$ del consumo diario .

1.4 Cisterna de almacenamiento y equipo de bombeo .

En este caso se tiene una cisterna de almacenamiento de la cual toman el agua los equipos de bombeo y ya con presión suficiente distribuyen el agua según los requerimientos de cada zona . Estos equipos reciben el nombre de " equipos hidroneumáticos " (simple , duplex , etc) ó de " bombeo programado " de acuerdo con el volumen de agua a manejar y las variaciones en la demanda . El rango de gastos en que se ha visto resulta económico emplear estas alternativas es el siguiente :

- | | | |
|----|-----------------------------|--------------------------|
| a) | Gastos menores de 10 L.P.S. | Hidroneumático duplex . |
| b) | Gastos entre 10 y 16 L.P.S. | Hidroneumático Triplex . |
| c) | Gastos mayores de 16 L.P.S. | Bombeo Programado . |

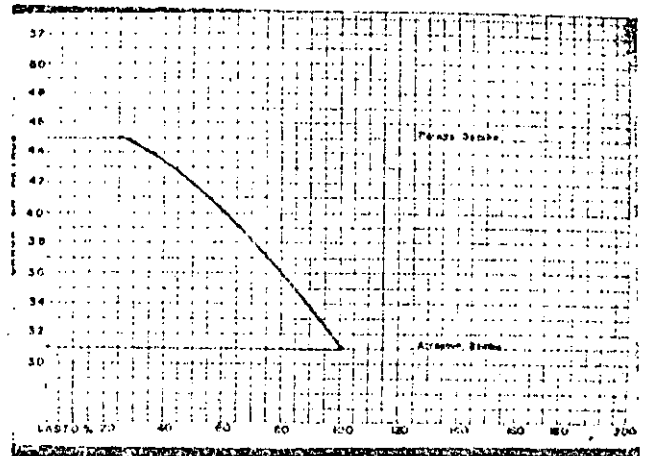
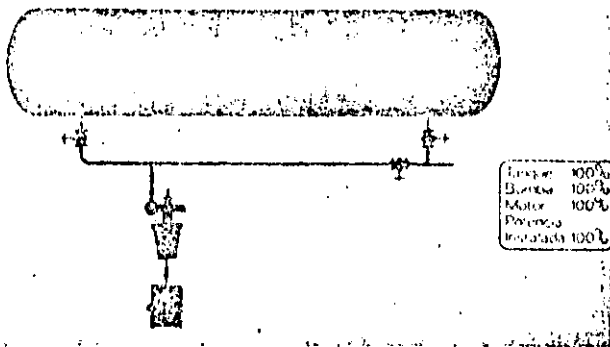
(VER FIGURA 1)

1.5 Bases para el diseño .

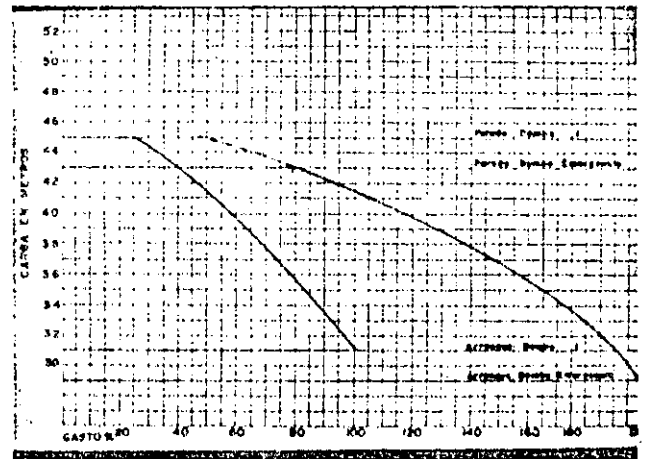
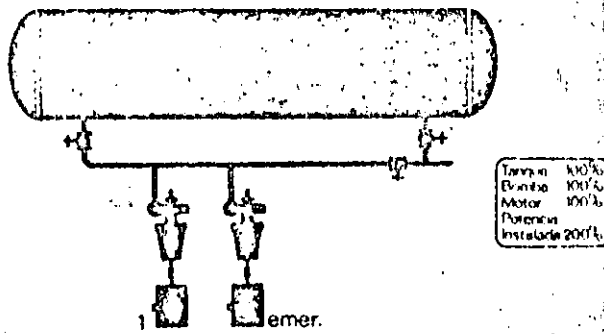
Para realizar el diseño adecuado de un sistema de distribución de agua es indispensable conocer el tipo de instalación por abastecer (residencial , hotel , condominio , oficinas , industrial , etc) para así poder determinar el rango del gasto probable . Asimismo , las características geométricas de la obra y del terreno en que esta se ubica , proporcionan ciertos parámetros que pueden ir definiendo la forma en que puede resultar económico proporcionar el servicio .

Cuando se toma como una sola unidad el suministro de agua de los edificios muy elevados , las capacidades necesarias para los tanques, bombas y tuberías resultan excesivas y dan lugar a presiones exageradas en la parte baja del sistema independientemente del sistema de abastecimiento empleado. Es costumbre en tales casos dividir la altura total del edificio en fajas horizontales ó zonas y proyectar los servicios de agua fría y de agua caliente separadamente para cada una .

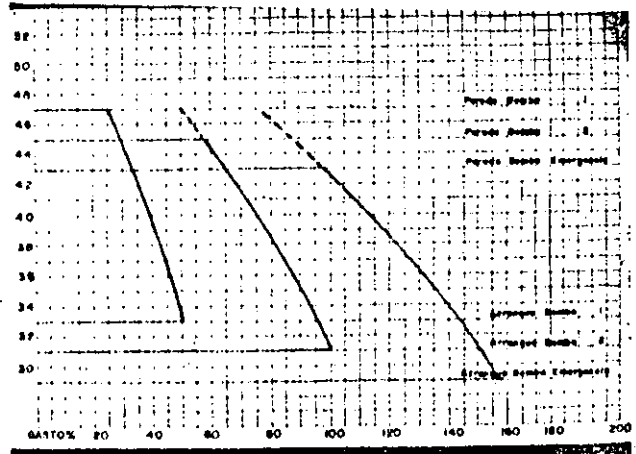
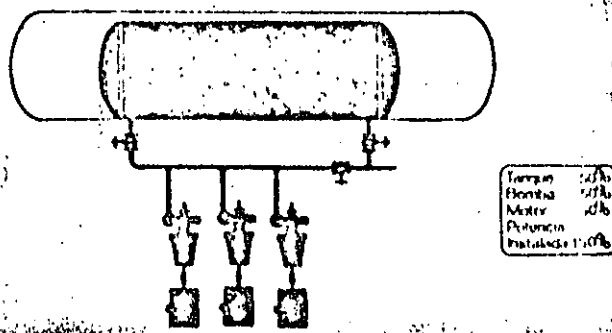
Abastecimiento de agua a presión variable
Hidroneumático simplex



Abastecimiento de agua a presión variable
Hidroneumático duplex



Abastecimiento de agua a presión variable
Hidroneumático triplex



Con excepción de las bombas , que pueden estar todas en la planta inferior , cada zona es abastecida por su propio sistema de tuberías de alimentación . La determinación del número de zonas se hace en base a consideraciones económicas y técnicas .

Es importante mencionar en este punto, que cada mueble sanitario o equipo requiere para poder operar correctamente de determinadas presiones ; por ejemplo , los muebles de fluxómetro necesitan de un mínimo de 0.7 Kg/cm^2 para operar mientras que los muebles ordinarios solo 0.2 Kg/cm^2 . Para el diseño es necesario tomar en cuenta también que la presión máxima admisible en cualquier mueble no debe ser mayor de 3.5 Kg/cm^2 , lo que nos lleva a dividir los edificios en zonas de no más de 9 a 10 pisos (30 m) independientemente del sistema utilizado .

No existe una forma única de resolver el sistema de distribución de agua para edificios de gran altura , por ejemplo para el caso del Hotel Presidente Chapultepec (38 pisos) la alimentación hidráulica se dividió en tres zonas : Baja presión (para los cuerpos bajos) , mediana presión (dividida al mismo tiempo en dos subzonas : Media presión directa y media presión regulada) , y alta presión (Dividida de igual forma que la anterior) . En el caso de la TORRE PEMEX (50 pisos) en cambio se utilizó un bombeo escalonado con sistemas en la planta baja y a cada 20 pisos .

(VER FIGURA 2)

2.- SISTEMAS DE EVACUACION DE AGUAS .

La función de una instalación sanitaria bien planeada en su ramo de saneamiento es retirar de los edificios las aguas negras y materias de desecho para que estas no representen un peligro para la salud al descomponerse .

Para este efecto una instalación sanitaria debe proyectarse de tal manera que se aprovechen las cualidades de los materiales que en ella se empleen de la manera más práctica y económica pero sin dejar de tomar en cuenta las exigencias y eficiencia que requiere la construcción moderna y los reglamentos y códigos sanitarios vigentes .

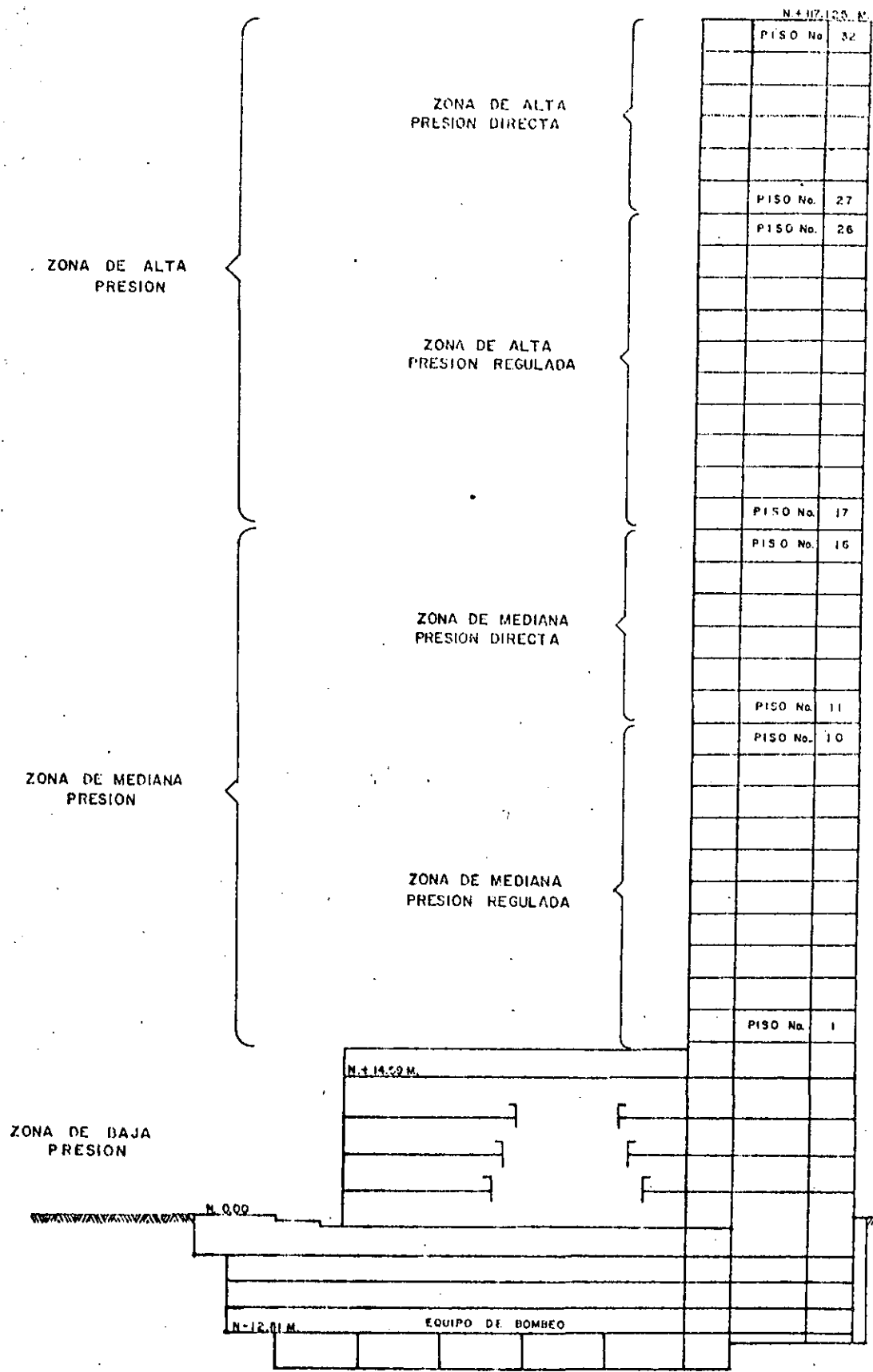


FIGURA No. 2

La instalación debe proyectarse de manera de conectar por medio de ramales , todos los aparatos sanitarios a un colector que descargará las --- aguas negras . (" Colector principal ") . En el caso de construcciones de varios pisos los aparatos sanitarios descargarán en colectores verticales o " bajantes " que a su vez descargarán en el colector principal . Al proyectar la instalación debe calcularse el volumen de agua que desalojará cada colector para que sea de diámetro adecuado a ese volumen .

Debe tomarse en cuenta que las descargas de agua en las bajantes serán bastante rápidas y darán lugar a cambios de presión que anularán el -- efecto de las trampas (. Si los gases arrastran el agua retenida en ellas o bien si vencen la resistencia del agua de dichas trampas) . Para evitar esto, existe la necesidad de incluir tuberías de ventilación secundarias que harán el doble trabajo de equilibrar las presiones y -- evitar la corrosión al introducir aire fresco que diluya los gases de -- los ramales y colectores .

(VER FIGURA 3)

Cuando los reglamentos lo permiten , se acostumbra evacuar las aguas -- pluviales recibidas por los edificios hacia el colector municipal por el mismo , colector principal de la instalación sanitaria y su conexión do miciliaria. Este sistema se llama combinado .

También pueden hacerse bajadas especiales para las aguas pluviales que van a desembocar a registros conectados al colector principal .(estos -- mismos registros pueden también descargar las aguas pluviales recibi -- das en los patios) . Este sistema se llama separado .

2.1 Bajadas de aguas negras .

El agua en las columnas de aguas negras , baja adherida a las -- paredes de la tubería , dejando un nucleo central vacio por don de circula el aire desalojado por el agua al caer . Cabe hacer -- notar que no debe limitarse la altura de las columnas por temor -- al aumento de velocidad del agua . En los edificios altos, la má xima velocidad de caída es adquirida al llegar al tercer nivel ;-

pero posteriormente el rozamiento con las paredes de la tubería - que es una fuerza opuesta al peso del agua, impide que aumente la velocidad de caída . El poner un obstáculo o quiebre en la bajada perjudica la instalación por provocar presiones y depresiones en el aire de la propia columna .

Velocidad final de caída en desagües verticales .

Q (m^3/s) ; V (m/s) ; A (m^2) ; R (m) ; S (m/m)

$$Q = V \cdot A \quad A = \frac{Q}{V} \quad R = \frac{A}{\pi D} = \frac{Q}{\pi D V}$$

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad \text{pero } S = 1 \quad \text{y } n = 0.010$$

$$V = \frac{1}{0.010} \frac{Q^{\frac{2}{3}}}{\pi^{\frac{2}{3}} D^{\frac{2}{3}} V^{\frac{2}{3}}} \quad \approx \frac{100}{\pi^{\frac{2}{3}}} \frac{Q^{\frac{2}{3}}}{D^{\frac{2}{3}} V^{\frac{2}{3}}}$$

$$V^{\frac{5}{3}} = 100 \frac{Q^{\frac{2}{3}}}{\pi^{\frac{2}{3}} D^{\frac{2}{3}}}$$

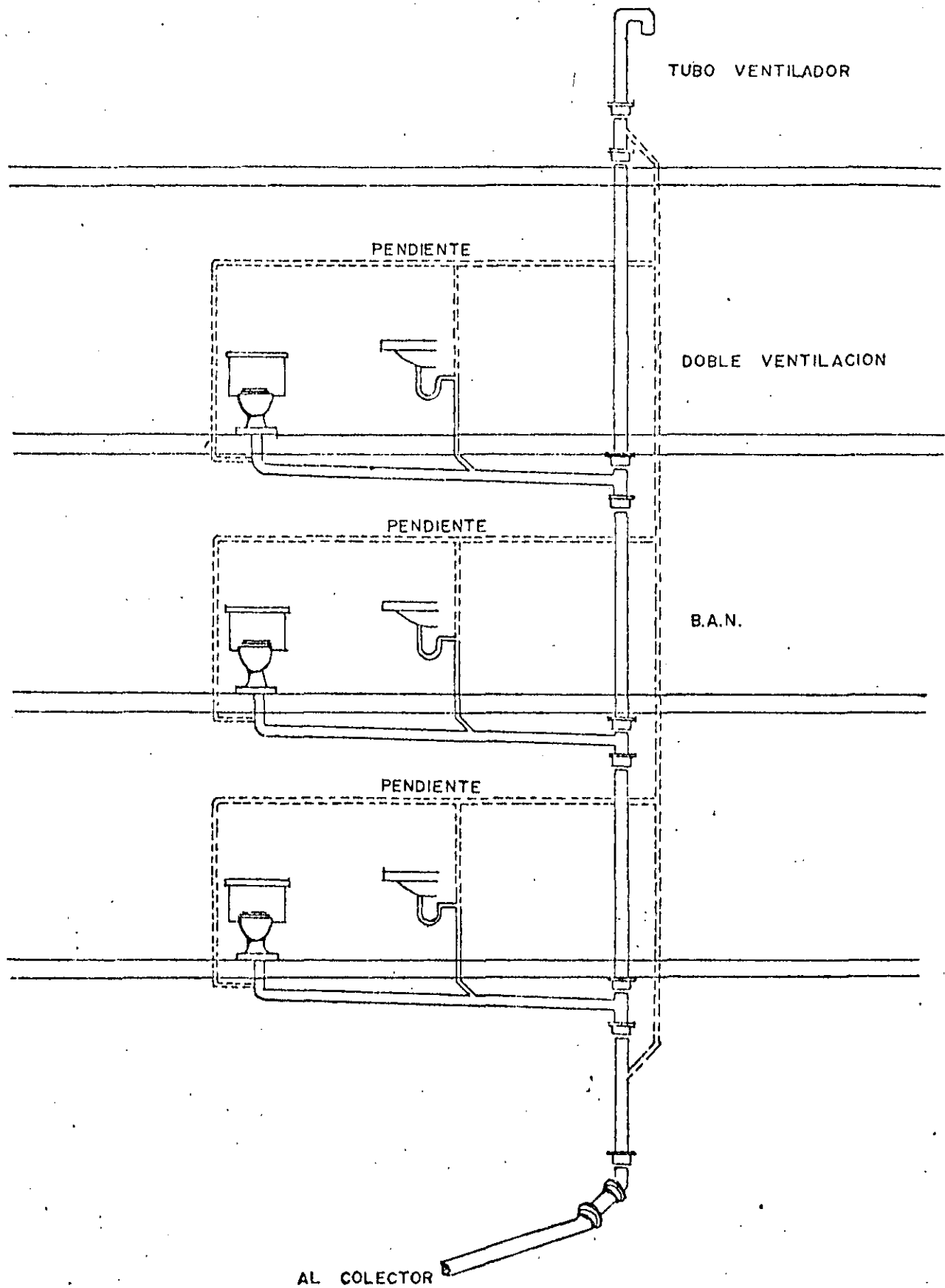
$$V = 100 \frac{3/5 Q^{\frac{2}{3}}}{\pi^{\frac{2}{3}} D^{\frac{2}{3}}} = 100 \frac{(Q)^{\frac{2}{5}}}{(D)^{\frac{2}{5}}}$$

$$V = 10 \frac{(Q)}{(D)^{\frac{2}{5}}}$$

(M/S)

$$\frac{(m^3/s)}{(m)}$$

Los diámetros de las bajadas de aguas negras esta en función , tanto de las unidades de descarga que reciben , como del número de intervalos en que las reciben, siendo el punto crítico los edificios de 3 niveles por la razón expuesta anteriormente ; pero aumentando su capacidad receptora si hay más niveles que descarguen en las bajadas , ya que disminuye el factor de simultaneidad de descarga .



SISTEMA DE DOBLE VENTILACION

FIGURA 3

2.2 Bajadas de aguas pluviales

Los daños y molestias ocasionados por las aguas de lluvia incorrectamente canalizadas, todavía se presentan con cierta frecuencia aún en obras de importancia, y esto se debe, en gran parte a que se utilizan " reglas tradicionales " para distribuir y dimensionar las bajadas pluviales sin tomar en cuenta la intensidad de los aguaceros de la localidad ó a que los albañales tienen una capacidad de conducción insuficiente para esas precipitaciones.

Aunque por relaciones de esbeltez los edificios altos normalmente no presentan una gran área de azotea, si hay que tomar en cuenta que sus exteriores de vidrio, metal ó de otros materiales impermeables aportarán por concepto de escurrimiento por fachada una cantidad de agua equivalente a la mitad de agua que captaría una azotea igual en superficie que la fachada. (Considerando que la inclinación de la lluvia es de 30° respecto a la vertical) Esto es particularmente importante cuando se tienen terrazas ya que se tendrán incrementos de mucha consideración.

3. - INSTALACIONES ESPECIALES

3.1. Sistemas de protección contra incendio

La protección contra incendios a base de mangueras, escaleras y bombas del servicio público (H, cuerpo de bomberos) generalmente se limita a los edificios que no tengan más de 9 niveles dado que las escaleras con que cuentan tienen 30.5m de longitud. Para inmuebles de mayor altura y para inmuebles de poca altura con locales inaccesibles que contengan objetos que puedan tener peligro de incendio es necesario prever una instalación propia en el mismo edificio. Los métodos más generalmente empleados son el de los hidrantes y el de rociadores, siendo estos últimos los que reducen más las primas de seguros.

REGLAMENTO DE CONSTRUCCION .

Capítulo XIV .- Previsiones contra incendio .

Art. 87-1 Edificios Hasta de 15 Mts .

Edificios hasta de 15.00 Mts. de altura solo requieren extinguidores , debidamente señalizados y colocados a una distancia de no más de 30 Mts. y en cada piso .

Art. 87-11 Edificios de Más de 15 Mts .

Edificios con altura mayor de 15.00 Mts. o superficie mayor de 400 M² en un sólo cuerpo , requieren :

a) Pozos de incendio .

Pozos de incendio en la cantidad , dimensiones y ubicación que determine el cuerpo de bomberos .

b) Cisterna .

Cisterna con reserva exclusiva para incendio de 5 Lts/M² de superficie cubierta y un mínimo de 20000 Lts.

c) Bombas ,

Dos bombas automáticas , una eléctrica y otra de gasolina, para el servicio exclusivo de la red de protección contra incendio y poder dar la presión necesaria a la red .

d) Tomas siamesas .

Red con tomas Siamesas de 64mm , con válvula de no retorno , colocando por lo menos una toma siamesa en cada fachada y en su caso una a cada 90 Mts. lineales de fachada .- Se ubicaran al paño del alineamiento y a 1.00 mts. de altura sobre el nivel de banqueta --

Deberá colocarse una válvula Check en la cisterna para que no entre a ésta el agua , inyectada por la toma siamesa .

e) Gabinetes .

En cada piso gabinetes con mangueras que cubran 30 Mts. de radio y su separación no sea mayor de 60 Mts. Uno de los Gabinetes estará lo más cercano a los cubos de escaleras .

f) Mangueras y Chiflonos .

Las mangueras deberán ser de 38mm y con chiflón de neblina .

g) Reductoros de presión .

Deberán instalarse las reductoros de presión necesarias para evitar que en cualquier toma de salida para manguera de 38 mm , se exceda la presión de 4.2 Kg/cm^2 .

Art. 91.- Prueba de equipos .

Los equipos de bombeo se probarán semanalmente bajo las condiciones de presión normal por un mínimo de 3 minutos, utilizando para ello los dispositivos necesarios para no desperdiciar el agua .

Art. 92.- Presión de prueba .

La presión en la red debe mantenerse entre 2.5 y 4.2 Kg/cm^2 , probándose en primer término las dos tomas de mangueras más altas y a continuación las dos más alejadas a válvula totalmente abierta durante tres minutos .

Art. 105.- Ductos .

Los ductos para instalaciones se prolongarán y ventilarán sobre -- la azotea más alta a que tengan acceso .- Las puertas o registros serán a prueba de fuego y deberán cerrarse automáticamente .

Art. 110.- Chimeneas .

Las chimeneas se proyectarán de tal manera que los humos y los gases sean conducidos por un ducto directamente al exterior en la -- parte superior de la edificación . Se diseñarán para que puedan ser deshollinadas periódicamente .

3.2.- Sistema de acondicionamiento de aire .

El acondicionamiento de aire en los edificios es más interesante -- para el control y bienestar de sus habitantes que para el manteni -- miento de unas condiciones exactas . Se ha observado que las condi -- ciones conducentes a un mayor confort dependen de la temperatura , humedad , movimiento de aire y nitidez del mismo .

El acondicionamiento para hoteles .-

Se recomienda instalar un equipo central ubicado en la azotea ó en el sótano , dependiendo de la carga de calor total a disipar, este equipo puede ser : 1º tipo reciprocante (con condensador enfriado por aire ó con condensador enfriado por agua) .

2º Sistema de agua helada tipo centrífuga

3º Sistema de refrigeración tipo absorción .

Estos equipos centrales son los que enfrían el refrigerante que -
pasan por algún serpentín y éstos al contacto con el aire bajan su
temperatura .

Para distribuir el aire se puede emplear :

- 1.- Manejadoras de aire pequeñas llamadas (FAN-COIL) , que se componen de un ventilador centrífugo y serpentín de enfriamiento ; normalmente se coloca este equipo arriba del plafón a un lado del closet ó arriba de la puerta principal .

Este tiene la ventaja que no requiere ductos, únicamente tuberías de agua helada o refrigeración para interconectar el serpentín de la manejadora y un ramal del equipo central .

El control de esta manejadora se realiza por medio de un termostato para cada manejadora .

Este sistema es el más empleado debido a que se puede controlar cada equipo .

El accionamiento para oficinas .- Se puede utilizar el sistema empleado para hoteles .

Pero es más recomendable tener equipos divididos (unidades condensadoras y manejadoras de aire) . para cada piso si -- está es posible .

Cuando no es posible se considera un equipo central y manejadores de aire tipo " Multizonas " para cada piso .

La distribución del aire se realiza por medio de ductos , que deberán ir arriba del plafón , por lo tanto es necesario -- dejar un espacio entre el techo abajo de la losa y el techo alto del plafón de 0.60m como mínimo .

Es muy importante para el constructor dejar locales para ---
alojar las manejadoras en cada piso ; en caso que no se ----
pueda dejar estos locales ; para edificios de más de 10 pisos
es necesario dejar locales en cada 4 pisos dejando huecos en
la losa para pasar con los ductos .

" El estudio conceptual acerca de la necesidad de contar ---
no con un sistema de aire acondicionado en los edificios " . Es
necesario determinar si es necesario un sistema completo de
aire acondicionado , refrigeración , calefacción y ventila--
ción , ó solo necesitaremos parte de éstos , para mantener
a los habitantes en condiciones de confort .

Los tipos de sistemas pueden ser : Aire lavado , uso de cen-
trífugas , de expansión directa , de absorción , unidades de
inducción , " FAL COIL " etc .

Para seleccionar el sistema adecuado, se deben considerar --
todas las ganancias o pérdidas de calor debidas a fuentes in-
ternas , externas o transitorias .

Otro punto importante , es la carga térmica del edificio ; -
que es debido al sol, por tal motivo , es necesario un estu-
dio minucioso de asoleamiento en edificios antes de iniciar
su construcción , ya que puede dar indicadores sobre la orien-
tación o la conveniencia de construir aleros en las ventanas.

3.3 Proyecto y diseño para uso de gas L.P. en edificios .

(Instalación de aprovechamiento doméstico múltiple para gas L.P.)

Generalidades .

Se entiende por instalación de aprovechamiento doméstico múltiple - para gas L.P. (licuado de petróleo) , la que consta de recipientes para almacenar gas licuado de petróleo portátiles o fijos , artefactos de control y seguridad y , redes de tuberías apropiadas para conducir gas a los aparatos de consumo .

Todos los conceptos que se describen en este capítulo tienen como base el reglamento de la distribución de gas , publicado en el diario oficial de la Federación el 29 de marzo de 1960 . Así como al instructivo , diseño y ejecución de instalaciones de aprovechamiento de gas licuado de petróleo , publicado por la Sría . de Industria y Comercio en el diario oficial de la federación el 30 de Julio de -- 1970 .

En la ejecución de instalaciones , solo se utilizarán recipientes , tuberías , conexiones y aparatos de control y seguridad que cumplan los requisitos señalados por la norma de calidad que corresponda. Si el equipo ó aparato es de fabricación nacional y no ha sido expedida la norma correspondiente , la dirección general de gas , autorizará su uso , si a su juicio guarda condiciones de seguridad aceptables .

Al proyectar o diseñar una instalación con recipientes portátiles , es necesario tomar en cuenta el riesgo que representa el movimiento de los recipientes en su maniobra de colocación ; ya que de preferencia al localizarlos en azoteas , estas no deben estar con más de dos niveles , si se encuentran en planta baja deben ser localizados en áreas suficientemente amplias con ventilación al exterior .

La mayoría de edificios , se proyectan con recipientes fijos y medidores .

De acuerdo a los artículos 41,42 y 53 del reglamento de la distribución de gas , toda instalación de aprovechamiento deberá ser diseñada por técnicos responsables que hayan sido autorizados por la Sría. de Industria y Comercio .

La ejecución material , substitución ó modificación de las instalaciones de aprovechamiento , así como el retiro y conexión de los aparatos de consumo , podrán efectuarlas instaladores registrados, bajo la supervisión del técnico responsable . Se prohíbe a los usuarios y personas que no cuenten con la autorización como técnico responsable , ejecutar , substituir ó modificar instalaciones de gas L.P.

Clasificación de las instalaciones de aprovechamiento :

- Grupo No. 1.- Domésticas con recipiente portatil .
- Grupo No. 2.- Domésticas con recipiente fijo .
- Grupo No. 3.- Comerciales con recipiente portatil .
- Grupo No. 4.- Comerciales con recipiente fijo .
- Grupo No. 5.- Industriales con cualquier tipo de recipientes .

Reglas Generales .

- Los recipientes deberán estar a salvo de golpes .
- Los recipientes se colocarán a la intemperie , a salvo de riesgos que se puedan provocar por concentración de basura , combustible u otros materiales inflamables .
- No se instalarán a menos de 0.20 Mts. de distancia a paredes o dimensiones construidas con materiales combustibles .
- Los recipientes se colocarán sobre piso firme y nivelado, considerando su peso para el cálculo de la losa .
- El sitio para localizar los recipientes será tal que haya espacio suficiente que permita el movimiento de operarios con la mayor seguridad y evitar maniobras peligrosas .

- Los recipientes se colocarán a una distancia mínima de 3.00 mts. de :
 - a) Una flama .
 - b) La boca de salida de chimeneas .
 - c) Motores eléctricos ó de combustión interna .
 - d) Anuncios luminosos .
 - e) Ventanas
 - f) Interruptores y conductores eléctricos .
 - g) Puertas o ventilas de casetas de elevador .

- La capacidad del tanque fijo debe estar relacionada al conjunto que abastezca, para usos industriales , comerciales y domésticos debe calcularse para llenarse con la menor frecuencia posible en función del consumo del usuario por parte y de la capacidad de vaporización del tanque en las condiciones más desfavorables .

- Los tanques tipo intemperie , quedarán debidamente sustentados y sujetos .

- La instalación que conste de varios tanques fijos, deberá tener una distancia mínima de 1 Mto. entre tanques con capacidad hasta 5,000 lts. y 1.50 Mts. entre los de capacidad mayores .

- Cuando la capacidad de tanques fijos concentrados en un sitio , exceda de 5,000 Lts. y ese sitio esta localizado en una área densamente poblada ó concurrida , la Sría. de Industria y Comercio señalará las medidas adicionales de protección que deban adaptarse (hidrantes , extintores , equipos de rocío , etc) .

- Cuando por la localización del tanque fijo se manifieste un riesgo probable en determinada dirección , se construirán bardas u otros medios efectivos para encauzar la ventilación hacia zonas no peligrosas .

De las tuberías .

- Solamente se utilizarán tuberías y conexiones fabricadas con materiales , autorizados por la Dirección General de Normas para el uso del gas L.P. tratándose de tuberías de cobre serán las del tipo " L " y " K " .
- Las tuberías adozadas a la construcción se deberán sujetar con abrazaderas , soportes ó grapas adecuadas , que impidan movimientos accidentales .
- Queda prohibida la instalación de tuberías que atraviesen sótanos, huecos formados por plafones , cajas de alimentación , cisternas y entre suelos , por abajo de cimentaciones , de pisos de madera losas , en cubos y casetas de elevadores , tiros de chimeneas , ductos de ventilación, cubos y casetas de elevadores , tiros de chimeneas , ductos de ventilación ó atrás de zoclos , lambrines de manera y de recubrimientos decorativos .
- Cuando recorran ductos, deberán ser adecuados para el proyecto y quedar ventilados permanentemente al exterior cuando menos en ambos extremos .
- Salvo que se les aisle adecuadamente , quedarán separadas 0.20 Mts. como mínimo de conductores eléctricos cuyo voltaje sea de 110 volts ó superior , y de tuberías que conduzcan fluidos corrosivos .
- Se dejará taponado todo extremo de tubería destinada a conectar aparatos , si estos no quedan conectados .

Tuberías ocultas en baja presión : (0.026 Kg/cm²)

- Únicamente las tuberías de fierro galvanizado ó cobre rígido tipo " L " o superiores podrán instalarse ocultas .

- 21
- No se considera oculto el tramo que se utilice para atravesar muros macizos siempre que su entrada y salidas sean visibles .
 - Cuando se localicen sobre losas , se permitirá la instalación de tuberías en el firme ó bien ahogadas en la parte superior de la losa , siempre que no sea planta baja de edificio para departamentos .

Tuberías de llenado y retorno de vapores .

- Las tuberías de llenado y retorno de vapores para recipientes fijos , deberán ser de fierro negro ced. 40 .
- Deberán instalarse por el exterior de las construcciones y ser visibles en todo su recorrido .
- Las bocas de toma se situarán al exterior de las construcciones a una altura no menor de 2.50 Mts. la distancia mínima de la boca de toma a flama será 3.00 Mts .
- Se omitirán tuberías de llenado , siempre que la manguera , con toda su extensión quede a la vista de las dos personas , que lleven a cabo la maniobra , a la intemperie .

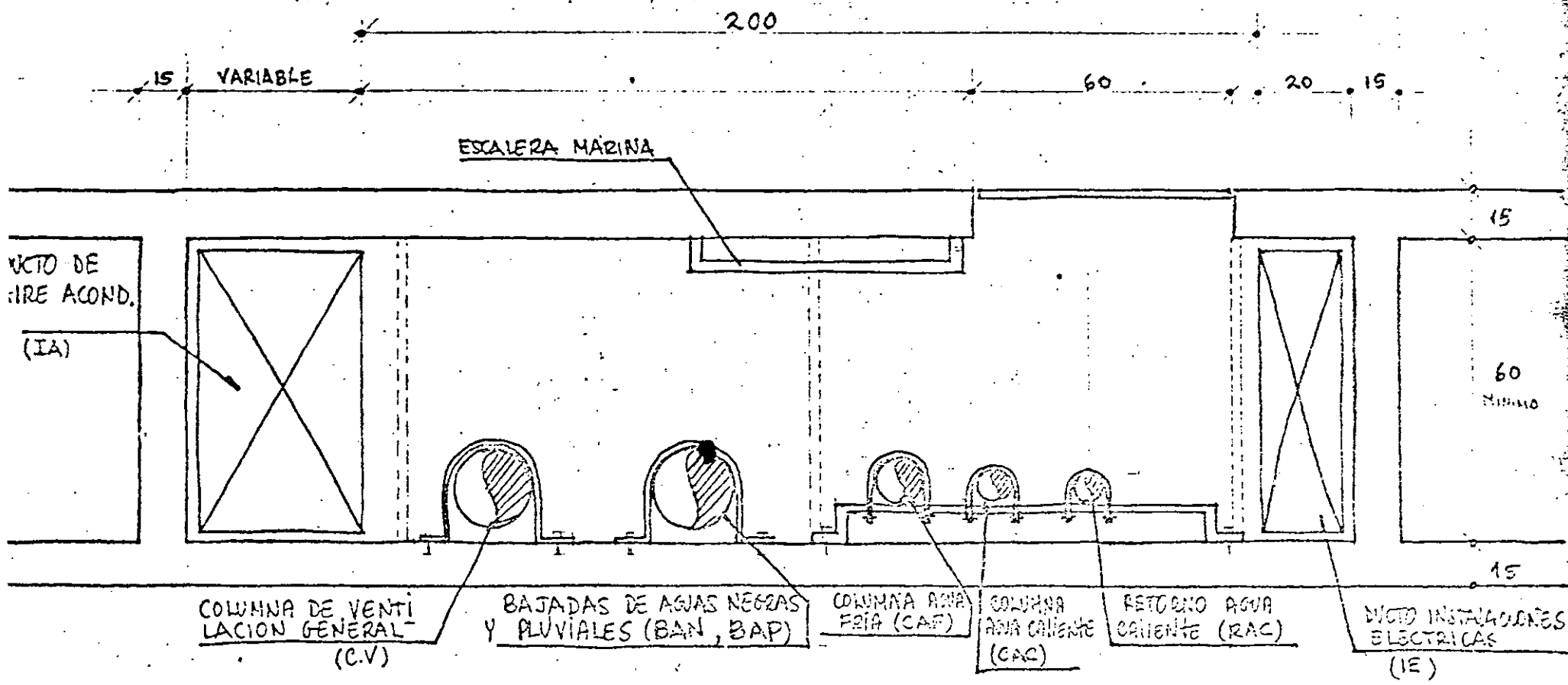
Pruebas de hermeticidad .

- Toda tubería que conduzca gas deberá ser objeto de prueba de hermeticidad antes de ponerla en servicio .
- Para efectuar las pruebas a baja presión , se utilizará exclusivamente Gas L.P. aire ó gas inerte . Para presiones mayores aire ó gas inerte , tales como anhídrido carbónico y nitrógeno .

4.-CONCLUSIONES .

El mejor diseño que en un momento dado se pueda llegar a desarrollar para las instalaciones electromecánicas en un edificio puede verse truncado si en los proyectos arquitectónicos y estructurales no se contemplan las necesidades de espacio para sistemas , cárcamos , cuartos de máquinas , etc. desde un principio . Asimismo los ductos verticales y su correcta localización pueden evitar trayectorias innecesarias de tuberías haciendo más eficiente la instalación . Por otra parte , no deben olvidarse los espacios mínimos que requieren las instalaciones para ocultarse en el plafón. así como los pasos y preparaciones en muros y losas . Es decir el proyecto de instalaciones deben de relacionarse de manera armónica con el proyecto arquitectónico y estructural y no como una parte o sistema independiente .

(VER FIGURA 5)



DUCTOS

FIGURA 5



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA

CRITERIOS DE ESTRUCTURACION

ENRIQUE BAZAN

ROBERTO MELI

OCTUBRE, 1984

8. CRITERIOS DE ESTRUCTURACION

8.1. *Introducción*

Es frecuente, en la práctica, que la mayoría del tiempo que se dedica al diseño estructural de un edificio se invierta en los procesos de análisis y diseño, y que se examinen con brevedad los aspectos de diseño conceptual y de estructuración. Desde el punto de vista del diseño sísmico esta costumbre es particularmente peligrosa, puesto que no se puede lograr que un edificio mal estructurado se comporte satisfactoriamente ante sismos, por mucho que se refinen los procedimientos de análisis y dimensionamiento. Por el contrario, la experiencia obtenida en varios temblores muestra que los edificios bien concebidos estructuralmente y bien detallados han tenido un comportamiento adecuado, aunque no hayan sido objeto de cálculos elaborados, y, en ocasiones, aunque no hayan satisfecho rigurosamente los reglamentos.

Lo anterior ha sido puesto en relieve en numerosos trabajos (ref 2, 46, 71 y 72) en los que se exponen diversos conceptos que deben tenerse presentes al estructurar edificios que van a soportar sismos. Estos conceptos se tratan en este capítulo y constituyen una guía que se debe procurar seguir en el diseño sísmico de edificios, aunque, naturalmente, solo se trata de lineamientos generales, que deben conjugarse con el criterio y la ex-

perencia ingenieriles. No obstante, en lo posible se debe evitar salirse de estos lineamientos, de no ser así, el edificio debe ser materia de análisis, dimensionamiento y detallado muy cuidadosos que consideren los efectos desfavorables a que el sismo daría lugar. Se encontrará en ciertos casos que el mismo análisis indicará la inconveniencia del sistema adoptado y la necesidad de cambiarlo.

También se ocupa este capítulo de conceptos relacionados con ductilidad, adicionales a los descritos en el capítulo anterior, con la intención de aclarar ciertos requisitos que impone el Reglamento en la elección de factores de ductilidad. Además, se señalan los aspectos de los principales sistemas estructurales y de cimentación que deben ser objeto de consideración cuidadosa desde el punto de vista de diseño sísmico.

En la sec 8.4 se comenta acerca de los requisitos de uniformidad y regularidad en la estructuración que el reglamento prescribe para el empleo de los diferentes factores de reducción por ductilidad

8.2 Características generales deseables

Se ha visto en capítulos anteriores que la respuesta ante sismos depende de las características de masa y de rigidez de los sistemas estructurales. Son asimismo importantes la resistencia, el amortiguamiento y la capacidad de absorción de energía. Procede aquí remarcar que arquitectos e ingenieros pueden, en el momento de concebir la forma y características generales de un edificio, influir apreciablemente en la magnitud y distribución de varias de estas propiedades y, por tanto, pueden influir decisivamente en el comportamiento sísmico del futuro edificio. A continuación se describen características que, según la experiencia adquirida del estudio de los efectos de sismos intensos en edificios, son recomendables para lograr un comportamiento satisfactorio

a) Poco peso

Reconociendo que las fuerzas de inercia son proporcionales a la masa y, en

consecuencia, al peso del edificio, debe procurarse que la estructura y los elementos no estructurales tengan el menor peso posible.

Es importante además observar que en voladizos, o en vigas que tengan claros sumamente largos, el peso excesivo también puede producir fuerzas de inercia verticales de magnitud apreciable, que se suman a las de gravedad, y que conviene reducir al mínimo.

b) Sencillez, simetría y regularidad en planta

Existen diversas razones para buscar la sencillez en la estructuración. En primer lugar, se entiende mejor el comportamiento sísmico global con respecto al de una estructura compleja; en segundo lugar es más fácil preparar, dibujar, entender y construir detalles estructurales. Además, la falta de regularidad de la estructura da lugar, generalmente, a falta de simetría, ya sea en masas, rigideces o resistencias y produce efectos de torsión difíciles de evaluar con precisión y, en el caso de sismos intensos, hace que las deformaciones inelásticas se concentren en ciertas zonas, las más débiles, produciendo daños que pueden ser muy apreciables.

De acuerdo con lo anterior, no son convenientes formas muy alargadas en planta y, en lo posible, deben evitarse las plantas con entrantes o salientes. En la fig 8.1a se muestran algunas plantas con entrantes o salientes con dimensiones que, según la ref 53, ya se debe considerar que constituyen irregularidades. En caso de que las dimensiones de entrantes sean mayores (plantas en forma de T, L, H, U, etc) puede resultar conveniente utilizar juntas de construcción que dividan a la planta global en varias formas rectangulares.

Aún cuando geométricamente la planta sea simétrica, también puede ser irregular debido a una distribución excéntrica de rigideces o de masas, como se muestra en la fig 8.1b. También esto constituye una fuente de torsiones indeseables.

La fig 8.1c ilustra un tercer caso de irregularidad en planta, debido a que los pisos tienen diferentes rigideces en su plano, lo cual da lugar a distri

buciones irregulares de las fuerzas de inercia de los pisos entre los elementos verticales resistentes a sismo.

Una recomendación adicional que se da en la ref 53, es la de no concentrar los elementos más rígidos y resistentes en la zona central de las plantas, porque son menos efectivos para resistir torsiones. Así, aunque son aceptables las plantas (a) de la fig 8.2, son preferibles las plantas (b) que difieren de las anteriores en que tienen elementos de mucha rigidez en la periferia. Las columnas de los casos (a) podrían verse sujetas a cortantes por torsión sensiblemente mayores que las de los casos (b), en donde reciben importante ayuda de los muros periféricos. Para evitar al máximo las incertidumbres, también conviene que los elementos rígidos, muros o marcos contraventeados, situados en un lado del edificio, se compensen con elementos del mismo tipo y material, colocados en el lado opuesto.

Las ventajas de eliminar la torsión y lograr estructuraciones sensiblemente simétricas son tanto mayores cuanto más alto sea el edificio. Ello obedece a que las amplificaciones dinámicas de los efectos de torsión son más importantes en estructuras flexibles y existe menor posibilidad de que sean limitadas por absorción de energía en el intervalo inelástico.

La atención que se preste a la simetría estructural debe ser, por tanto, función creciente de la altura del edificio.

c) Plantas poco alargadas

También es recomendable procurar que las plantas no sean muy alargadas; mientras mayor sea la dimensión, mayor es la probabilidad de que actúen sobre el edificio movimientos que difieren en un extremo y otro del mismo, lo cual es opuesto a la suposición usual de análisis sísmico, y puede producir en el edificio efectos perjudiciales. Nuevamente, se sugieren en casos extremos, juntas que dividan al edificio en varios de nos alargadas.

El uso de una planta alargada puede originar otros problemas. Por ejemplo, podría pensarse que la solución de la fig 8.3a es satisfactoria, pues el mu

ro del eje E introduce torsiones que aparentemente serán resistidas por los ejes 1 y 3. Pero, con las dimensiones que a escala muestra la figura, la eficacia de los muros longitudinales es en verdad pequeña para movimientos transversales. En rigor la planta giraría como muestra la flecha arqueada, con muy poca participación de los muros, tanto longitudinales como transversales. Esta desventaja se verá incrementada por las deformaciones que sufrirá la losa en su propio plano. Además la amplificación dinámica de la torsión acentuará aún más el fenómeno. El saldo será que el marco del eje A se hallará en condiciones más desfavorables que si se hubiera omitido el muro E(1-3).

En cambio, una solución análoga puede ser plenamente satisfactoria en edificios de planta sensiblemente cuadrada (fig 8.3b), si el número de pisos no es excesivo y si los fenómenos derivados de la torsión se toman en cuenta en el análisis.

En el ejemplo de la fig 8.3a conviene desligar el muro E(1-3) del resto de la estructura y diseñar ésta como marcos paralelos en la dirección transversal. Por el contrario, en el ejemplo de la fig 8.3b el muro C(1-3) puede ser útil si se liga al resto de la estructura y ancla en ella.

Otro tipo de problema que es usual en plantas alargadas se ilustra en la fig 8.3c. Aquí se han aprovechado los muros de cabecera para resistir fuerzas transversales. En edificios bajos esta solución puede ser poco eficiente. Las deformaciones de la losa en su propio plano, con las dimensiones a escala que muestra la figura, generalmente serán tales que el marco C(1-2) se verá sujeto a una fuerza cortante apenas inferior a la que tendría de haberse omitido los muros. En una planta aún más alargada, el beneficio derivado de los muros, en cuanto a reducir las fuerzas cortantes en la mayoría de los marcos transversales, será despreciable; en esas condiciones, el afán de aprovechar los muros de cabecera sólo habrá producido una estructura más frágil sin que por ello se haya logrado una resistencia muy superior.

En edificios de varios pisos la solución de la fig 8.3c será aún más objetiva pues, si los muros de cabecera tienen cierta efectividad en absorber fuerzas laterales, concentrarán en la cimentación los efectos del momento de

volteo y causarán problemas difíciles de resolver.

Todas las objeciones esgrimidas desaparecerían en el caso de la fig 8.3c si se aprovecharan varios muros interiores transversales, además de los dos extremos.

d) Sencillez, simetría y regularidad en elevación

La sencillez y simetría en elevación son deseables por los mismos motivos que lo son en planta. Además, en elevación es conveniente que no existan cambios bruscos en las dimensiones del edificio, ni en las distribuciones de masas, rigideces y resistencias. El principal objetivo es evitar que se produzcan concentraciones de esfuerzos en ciertos pisos que son débiles con respecto a los demás; como se verá en la siguiente sección, esto puede dar lugar a que en un solo piso se forme un mecanismo de desplazamientos laterales (fig 8.7b) con articulaciones plásticas en los extremos de las columnas de ese nivel; en estas secciones es probable que se generen demandas de giros inelásticos mayores de las que son capaces de soportar, por lo que se producirá el colapso del piso entero. Esto explica por qué el Reglamento, para ductilidades globales $Q = 4$ y $Q = 6$, exige que se mantengan ciertos límites entre las relaciones cortantes resistentes sobre cortante actuante de los distintos niveles.

Procede aquí llamar la atención sobre la sugerencia que se ha hecho de usar un primer piso flexible como procedimiento para impedir la propagación de las fuerzas sísmicas a los pisos superiores de un edificio. Esta práctica podría llevar a excesivas demandas de deformaciones inelásticas en dicho piso, que se agravan por ser el nivel en el que pueden tener mayor importancia los momentos que producen las cargas verticales al desplazarse lateralmente las columnas (efecto P- Δ) y en donde tienen que transmitirse las mayores fuerzas cortantes y momentos de volteo.

Los cambios bruscos en elevación hacen también que ciertas partes del edificio se comporten como apéndices, con el riesgo de que se produzca el fenómeno de amplificación dinámica de fuerzas conocido como chicoteo, que en sismos reales ha mostrado ser muy dañino.

La fig 8.4 muestra algunos cambios de geometría, y distribuciones de masas y rigidez que se deben considerar como irregularidades. Además de los inconvenientes antes señalados, estos casos son difíciles de analizar por sí mismo, aun con computadoras, y difíciles de detallar adecuadamente.

En cuanto a la relación entre la altura total y la dimensión mínima de la base del edificio, Dowrick sugiere que esta no pase de cuatro (ref 72), con el objeto de poder transmitir adecuadamente los momentos de volteo a los pisos inferiores y a la cimentación y, en particular, de reducir las fuerzas que estos momentos producen en las columnas exteriores de los primeros niveles.

e) Uniformidad en la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad

Esta recomendación está ligada a las de regularidad y simetría en planta y elevación. Hay además algunas reglas de uniformidad que darán a la estructura mejores posibilidades de comportarse bien ante un sismo. Entre ellas están: que los elementos que soportan las cargas verticales (columnas y/o muros) estén distribuidos uniformemente y sean continuos desde la cimentación hasta el último nivel; que en lo posible, los claros tengan dimensiones similares; que las vigas y columnas estén en el mismo plano y que sus ejes se intersecten, con el propósito de lograr que haya una adecuada transmisión de elementos mecánicos; para este fin también es deseable que las columnas y vigas contiguas sean de dimensiones similares, lo que además facilita el detallado de las uniones.

Es adicionalmente recomendable que ningún elemento estructural importante cambie bruscamente de dimensiones ni de refuerzo.

Aún en los casos en que el proyecto arquitectónico imponga ciertas irregularidades, se pueden tomar medidas que mejoren el comportamiento sísmico. Así, el empleo de claros muy desiguales en un mismo marco ocasiona fuerzas cortantes y momentos flexionantes elevados en las vigas de los claros más cortos. Estos elementos mecánicos pueden alcanzar valores excesivos en edificios altos e incluso provocar variaciones inconvenientes en la carga axial de las columnas adyacentes, variaciones que a su vez repercuten hasta en el

diseño de la cimentación. En edificios bajos estos efectos pueden ser insignificantes. Por ello el grado de uniformidad que es deseable en los edificios altos puede ser innecesario en los bajos. Por ejemplo, en la planta de la fig 8.5, correspondiente a una estructura formada por marcos de concreto, las columnas 2, 2' y 3 del eje C', y 2' del D, que la disposición de muros de servicios permite que se coloquen, serían deseables para reducir claros en edificios de dos pisos y quizás en uno de cinco. Las mismas serían objetables en un edificio de 20 pisos y probablemente también en uno de ocho.

A pesar de lo expuesto, por diversas razones pueden justificarse columnas en puntos que ocasionen marcadas desigualdades en los claros de uno o más marcos de un edificio alto. Conviene entonces disminuir la rigidez de las vigas que los ligan, principalmente reduciendo su peralte, como en la fig 8.6.

f) Hiperestaticidad y líneas escalonadas de defensa estructural

La resistencia de un edificio a sismos depende de su capacidad para disipar energía. Mientras mayor continuidad y monolitismo tenga el sistema estructural; esto es, mientras más hiperestático sea, mayor será su posibilidad de que, sin convertirse en un mecanismo inestable, se formen en él articulaciones plásticas, con alta capacidad de absorción de energía mediante deformaciones inelásticas, con el consecuente comportamiento aceptable ante sismos. En otras palabras, la redundancia y el comportamiento inelástico hacen posible que las estructuras hiperestáticas tengan varias líneas de defensa ante los temblores, ya que varios elementos pueden "fallar" pero quedan los elementos restantes para seguir resistiendo el sismo.

Siguiendo la misma idea, puede convenir diseñar la estructura para que durante un sismo intenso los daños se concentren en zonas previstas para servir como "*fusibles estructurales*", disipadores, mediante deformaciones inelásticas, de la mayor parte de la energía que introduce el temblor, sin que produzcan daños graves en el resto de la estructura.

Como consecuencia de los conceptos anteriores, es poco favorable el uso de uno o pocos muros como elementos resistentes principales a cargas laterales, y es preferible emplear una serie de muros acoplados por traveses que se diseñen para que en ellas se formen articulaciones plásticas (fig 8.9).

En esta misma dirección, en la ref 2 se señalan las ventajas de permitir conscientemente la falla de elementos relativamente frágiles ante sismos de intensidad elevada, dejando intacto un esqueleto más flexible y dúctil para resistir sismos de mayor violencia y movimiento subsecuentes. Los elementos frágiles pueden ser, por ejemplo, muros divisorios de mampostería poco resistente. Ante sismos moderados tales muros tomarán casi la totalidad de las cargas laterales. Se satisfarán así los requisitos de tranquilidad y comodidad de los ocupantes. Ante movimientos mayores estos muros fallarán y la mayor flexibilidad de los marcos remanentes los hará capaces de tomar sismos de gran intensidad. Incluso cabe la posibilidad de pensar en más de dos sistemas resistentes.

En este tipo de diseño conviene aprovechar como elementos condicionados a la falla los que estén revestidos de materiales poco costosos, cuya falla no involucre peligro para los ocupantes, y que sean de reparación relativamente sencilla. Es importante también cuidar que la falla de los elementos de la primer defensa no modifique radicalmente la posición de los centros de torsión, de lo contrario los sistemas posteriores de defensa podrían no cumplir adecuadamente su función.

8.3 *Sistemas estructurales y de cimentación*

8.3.1 Marcos

Uno de los principales sistemas estructurales que se emplean para resistir sismos son los marcos con nudos rígidos continuos. En la fig 8.7, adaptada

de la ref 66, se muestra esquemáticamente un marco sujeto a cargas laterales, junto con las articulaciones plásticas correspondientes a dos posibles mecanismos que dichas cargas puedan inducir. En el peor de los casos las articulaciones se forman en las columnas de un solo entrepiso dando lugar al que puede llamarse mecanismo de movimiento lateral de columna (fig 8.7b) que demanda ductilidades muy grandes en las articulaciones en cuestión, casi seguramente imposibles de lograr, sobre todo en los niveles inferiores en los que las cargas axiales son altas.

Por otra parte, si la fluencia se presenta en las vigas (salvo en la base del edificio) se desarrolla un mecanismo de desplazamiento lateral de viga, para el que la demanda de ductilidad es mucho más moderada. Además, es más fácil diseñar las vigas para satisfacer dichas demandas y los daños en ellas son más fáciles de reparar que en las columnas.

Para tener una idea cuantitativa de las demandas de ductilidad requeridas para los mecanismos descritos en las figs 8.7b y 8.7c, en la ref 61 se deduce que para lograr una ductilidad global de 4, el mecanismo de movimiento lateral de columna requiere una ductilidad de 122 en las articulaciones plásticas, en un edificio de diez pisos; mientras que el mecanismo de desplazamiento lateral de viga exige, en el mismo caso, ductilidad de 18. Aunque estas deducciones están hechas para el caso idealizado de la fig 8.7a, en que las cargas laterales están aplicadas en una dirección, dan una clara indicación de la diferencia de magnitud entre las demandas de ductilidad que pueden ocurrir durante un temblor, si se forma uno u otro mecanismo.

8.3.2 Muros de rigidez

Otro sistema ampliamente empleado para resistir cargas laterales es el de muros de rigidez, en especial en edificios de cierta altura, en los que sirven para limitar los desplazamientos laterales. En la fig 8.8a se muestra el caso en que la estructura consiste en un solo muro en voladizo, en el cual los momentos de volteo máximos ocurren en la base, con la posibilidad de que allí se forme una articulación plástica, como se ilustra en la fig 8.8b. Se puede esperar que las demandas de ductilidad que impone este mecanismo puedan ser satisfechas por los muros si se cuida que las cargas axiales no sean altas y que no se produzcan problemas de inestabilidad lateral. Recuérdese

la conveniencia de concentrar el refuerzo en los extremos, y téngase presente que la longitud que puede abarcar la articulación en la base es del orden de uno o dos pisos, y que es allí precisamente donde ocurren los cortantes máximos, por lo que hay que detallar con precaución estas zonas para prevenir fallas por adherencia, por compresión de algún extremo, o por cortante y lograr que rija la falla de tensión por flexión. (Véase el cap 9).

Con frecuencia los muros de rigidez están acoplados por vigas a marcos o a otros muros. Un caso particular es el de dos muros ligados entre sí por una hilera de vigas (fig 8.9a). En estos casos, las cargas laterales generan en las vigas de acoplamiento fuerzas cortantes y momentos flexionantes altos. Es conveniente reforzar y detallar estas vigas de forma tal que tengan capacidad de rotación suficiente para que la energía introducida por el sismo se disipe mediante un mecanismo como el de la fig 8.9b. Hay que tener cuidado especial cuando las vigas de acoplamiento entre dos muros tienen una relación claro a peralte menor que aproximadamente dos, porque en estas circunstancias no se puede prevenir la falla por cortante mediante el refuerzo convencional de estribos verticales, mientras que se ha encontrado experimentalmente que es muy efectivo un refuerzo diagonal dentro de las vigas, porque permite desarrollar grandes ductilidades, con ciclos de histéresis estables, prácticamente sin deterioro, si se evita el pandeo de las varillas diagonales en compresión (ref 61). Este tipo de detalle ha sido adoptado por el Reglamento (ref 32).

8.3.3 Cimentaciones

El cometido esencial de una cimentación durante un sismo es transmitir adecuadamente al suelo las acciones resultantes de las fuerzas generadas por el temblor en la superestructura y soportar apropiadamente los esfuerzos provenientes de las deformaciones del suelo circundante.

En general, para la elección del tipo de cimentación es deseable seguir los mismos lineamientos que se han recomendado para escoger la forma de la superestructura, tales como simetría, regularidad y distribución uniforme, por las mismas razones que entonces se expresaron. Así por ejemplo debe evitarse al máximo combinar distintos sistemas de cimentación superficiales y profundos se procurará que las cargas verticales se distribuyan simétricamente, que

los momentos de volteo no sean excesivos, y que la estructura, no sea muy alargada en planta.

Otro principio general que debe seguirse es el de buscar que la cimentación tenga una acción de conjunto, que limite en lo posible los desplazamientos diferenciales horizontales y verticales; resulta pues recomendable ligar entre sí las zapatas, ya sea que estén sobre el suelo o sobre pilotes, mediante vigas; salvo que se disponga de un mejor criterio, estos elementos de liga deben poder resistir al menos 10 por ciento de la mayor carga vertical de las columnas adyacentes. (ref 51 y 72).

Las acciones que derivan de las fuerzas producidas en la estructura son momentos de volteo y fuerzas cortantes. Los primeros usualmente no constituyen un problema para el edificio completo a menos que este sea muy esbelto; sin embargo, sí pueden presentarse dificultades en los casos de muros que tomen la mayor parte de las cargas laterales. Naturalmente, en estos casos debe ponerse cuidado especial en que las presiones verticales no excedan de los valores permisibles del terreno o de los pilotes que constituyen el sistema de cimentación.

El otro aspecto, con frecuencia olvidado por los diseñadores, es que la cimentación debe poder transmitir las cortantes basales al terreno. En cimentaciones superficiales es usual suponer que la mayoría de la resistencia a la carga lateral la proporciona la fricción entre el suelo y la base de los elementos que resisten la carga lateral. Así, la resistencia total al movimiento de la estructura puede tomarse igual al producto de la carga muerta más la carga viva media de la estructura, multiplicada por el coeficiente de fricción correspondiente. En la ref 72 se dan valores para los ángulos de fricción entre concreto y distintos tipos de suelo.

En suelos relativamente blandos con cimentaciones superficiales es particularmente difícil evitar los desplazamientos diferenciales horizontales y verticales durante un temblor, por ello es imperativa la práctica de ligar entre sí las zapatas aisladas mediante trabes.

Las cimentaciones más profundas normalmente constan de un cajón, cuya resistencia y rigidez naturales son útiles para distribuir las fuerzas sísmicas en el

suelo, evitando los desplazamientos diferenciales. Para transmitir las fuerzas cortantes se cuenta en este caso también con las presiones pasivas del suelo en las paredes laterales del cajón, aunque para aprovechar esta acción deben tomarse medidas adecuadas como cuidar que el suelo esté bien compactado y que los muros, estén adecuadamente diseñados para resistir dichas presiones pasivas. En el caso de dimensiones grandes pueden necesitarse muros interiores además de los periféricos para dar suficiente rigidez y resistencia a la cimentación.

Cuando el suelo es tan blando que se requiere el uso de pilas o pilotes como sistemas de cimentación es nuevamente importante ligar entre sí las zapatas que descansan en las pilas o pilotes para obtener una acción integral de la cimentación. Las cargas que actúan en cada pila o pilote individual dependen de su posición con relación a las demás. En particular las pilas o pilotes colocados en la periferia de la cimentación, y más aún las ubicadas en las esquinas pueden verse sometidas a cargas axiales de tensión o compresión elevadas, en cuyo caso se debe examinar si los estratos de suelo adyacentes a las pilas o pilotes tienen la capacidad suficiente para resistir tales acciones.

El hecho de que se requieran pilas o pilotes es un índice de que el suelo es tan blando que no puede confiarse demasiado en la presión lateral del mismo para resistir fuerzas cortantes. Otro aspecto importante es que debe evitarse el uso de pilotes de fricción en suelos arenosos susceptibles de licuarse durante un temblor.

El movimiento del terreno genera desplazamientos horizontales relativos a distintas alturas del depósito de suelo; en consecuencia los pilotes se distorsionan generándose en ellos fuerzas cortantes y momentos flexionantes, además de las cargas axiales. El diseño de estos elementos debe considerar tales posibles acciones. La parte más difícil es determinar la magnitud de los elementos mecánicos citados. En la ref 72 se describe un procedimiento de análisis para pilotes de distintas longitudes en suelos cohesivos y no cohesivos.

No se recomienda, por las razones expuestas en el párrafo anterior, el uso

de pilotes o pilas sin refuerzo longitudinal. En la ref 51 se propone un re fuerzo nominal mínimo de 0.25 a 0.5 por ciento, o de 4 varillas del número 5. Además, existe la tendencia, en sismos severos, a la formación de articula- ciones plásticas en las cabezas de los pilotes por lo que es apropiado confi nar estas zonas mediante refuerzo transversal, de la manera como se hace en columnas.

8.4 Factores de reducción por ductilidad

Los criterios de diseño sísmico adoptados por el Reglamento incluyendo el uso de factores de reducción por ductilidad que permiten diseñar para fuerzas sísmicas menores que las correspondientes a coeficientes o espectros de dise- ño elástico. Mediante estas reducciones, el Reglamento reconoce la capaci- dad de disipación de energía que poseen distintos sistemas estructurales.

De lo expuesto en este capítulo y en el anterior se desprende que la capaci- dad de disipación de energía de una estructura depende de la estructuración del edificio y del comportamiento de los materiales, elementos y conexiones estructurales. Por esta razón, a estos aspectos se refieren los requisitos que el Reglamento estipula para optar por determinado factor de reducción por ductilidad, en su art 235. Dichos requisitos se reproducen en la tabla 8.1, y en general se explican por sí mismos. La parte que está menos expli- cita es la relativa a dimensionamiento y detalle de elementos estructurales y de sus conexiones, que se trata con amplitud en el capítulo 9 de este tra- bajo.

Conviene aquí recalcar que para el uso de $Q = 6$ se exige que el mínimo co- ciente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiera en más del 20 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Con esto se persigue que la mayor parte de la estruc- tura participe de manera uniforme en la disipación de energía mediante com- portamiento inelástico, evitando que esta se concentre en ciertas zonas pro- porcionalmente más débiles. Para el uso de $Q = 4$ se estipula un requisito similar solo que la tolerancia es de 35 por ciento.

Para revisar con rigor el cumplimiento del requisito mencionado en el párrafo anterior se tendría que determinar el mecanismo de falla de la estructura. Esto implicaría el uso de métodos muy refinados de análisis que están normalmente fuera del alcance de los ingenieros estructurales. Por ello, se proponen a continuación ciertos criterios para estimar aceptablemente la fuerza cortante resistente de entrepisos, con los que se piensa que se satisface indirectamente el requisito en cuestión.

Cuando se trata de marcos de acero o de concreto reforzado diseñados de acuerdo con el capítulo 9 de este manual, es razonable suponer que las articulaciones de colapso se formarán en los extremos de las vigas y no en las columnas, dando lugar a un mecanismo de falla similar al mostrado en la fig 8.7c, en el cual en los extremos izquierdos de las vigas hay articulaciones debidas a momentos negativos. Si se supone que en estas articulaciones rigió la combinación de carga vertical más sismo, entonces la capacidad de cada sección, disponible para cargas sísmicas, es igual al momento resistente de la sección menos el momento último originado por las cargas verticales (con factor de carga 1.1). Se puede suponer además que el momento positivo disponible en el extremo derecho de cada viga es igual al negativo del extremo izquierdo lo que equivale a considerar que el punto de inflexión está en el centro. De esta manera se pueden conocer los momentos "resistentes" de las vigas en sus extremos, los cuales se pueden repartir en las columnas correspondientes, por ejemplo en forma proporcional a sus rigideces. La suma de momentos en los extremos de todas las columnas de un entrepiso, dividida entre la altura del mismo, da la estimación del cortante resistente.

El procedimiento se podría mejorar ubicando mejor los puntos de inflexión de las vigas, por ejemplo, empleando lo propuesto en el método de Bowman (ver sec 1.1.1) y hay que notar que el análisis debe hacerse también en la dirección opuesta, es decir, suponiendo articulaciones por momentos negativos en los extremos derechos de las vigas.

En el caso de muros, el cortante resistente en un entrepiso dado depende del diagrama de momento en todo el muro, y es por eso más difícil de

determinar. Sin embargo hay que tener presente que se trata esencialmente de evitar cambios bruscos en las dimensiones y en los refuerzos longitudinal y transversal del mismo. Por ejemplo, es inaceptable usar $\phi = 4$ si los muros se interrumpen bruscamente en un nivel intermedio, porque habría una diferencia muy grande entre las cortantes resistentes del entrepiso donde termina el muro y las del inmediato superior.

9. REQUISITOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO Y DETALLE DE LAS ESTRUCTURAS

9.1 Aspectos generales

Se ha mencionado en capítulos anteriores que uno de los aspectos fundamentales del diseño de estructuras resistentes a sismos es el relativo al dimensionamiento y detalle de los elementos estructurales y de sus conexiones, de manera que la estructura se comporte en forma congruente con lo que se ha supuesto en el análisis. A este respecto los puntos más importantes son los relativos a que las secciones individuales sean capaces de desarrollar el grado de ductilidad implícito en el diseño y a que la estructura en su conjunto pueda, en caso de estar sujeta a un sismo intenso, desarrollar mecanismos de deformación inelástica que le permitan disipar la energía del sismo sin llegar al colapso.

Para un esquema estructural dado, el reglamento permite al proyectista diferentes opciones en cuanto a la magnitud de la reducción de las fuerzas sísmicas de diseño por efectos de ductilidad, por medio del valor del factor Q . Sin embargo, los requisitos de estructuración, dimensionamiento y detalle se hacen cada vez más rigurosos a medida que aumenta el valor de Q . Por tanto, la estructura más adecuada para una construcción dada no es necesariamente la que se diseña para el máximo valor de Q admitido por el reglamento. El proyectista deberá en cada caso hacer una evaluación económica

ca para determinar si el costo que implica cumplir los requisitos impuestos para el empleo de un Q mayor justifica el ahorro que se tiene por la reducción en las fuerzas sísmicas de diseño.

Los factores de reducción por ductilidad especificados en el reglamento son índices de la cantidad de energía que la estructura debe ser capaz de disipar en el intervalo inelástico, y no corresponden generalmente a factores de ductilidad reales; más bien, la ductilidad que debe ser capaz de desarrollar localmente una sección suele ser muy superior al valor de Q adoptado. La capacidad de disipación de energía de una estructura va a estar regida por el número de secciones que llegan a entrar en el intervalo inelástico y por la capacidad de deformación (ductilidad) de las mismas. El proyectista puede elegir la estructuración y dimensionar individualmente las secciones de manera que las secciones críticas sean precisamente aquellas en que pueda desarrollarse mayor ductilidad; por otra parte, el cuidado en proporcionar ductilidad a la estructura puede verse estropeado por haber ignorado que en el mecanismo de falla intervienen otras secciones o modos de falla de tipo frágil.

En el capítulo anterior se han descrito los requisitos y precauciones a seguir en cuanto a la elección de la estructuración y al arreglo de elementos estructurales en lo que concierne al buen comportamiento sísmico general. En este capítulo se trata de los requisitos relativos a la resistencia y ductilidad de las secciones y elementos particulares. El énfasis se pone en las estructuras de concreto por ser las más comunes y aquellas en que se requieren mayores cuidados para lograr ductilidad. Se incluyen las recomendaciones más esenciales para estructuras de acero. No se tratarán aquí requisitos para estructuras de mampostería, por considerar que están cubiertos con amplitud en las normas técnicas correspondientes (ref 31).

Las recomendaciones que se presentan son más detalladas que las incluidas en el reglamento. Por una parte, el carácter mismo del reglamento no permitía dedicar al problema el espacio que hubiera requerido un tratamiento minucioso de los requisitos para los diversos sistemas estructurales; por otra, los conocimientos y la reglamentación al respecto se han desarrollado en forma importante en años muy recientes, de modo que se considera necesario ampliar y, en algunos casos también corregir, los requisitos específicos del reglamento,

respetando siempre sus criterios básicos.

9.2 Estructuras de concreto

9.2.1 Introducción

Los valores de Q especificados para estructuras de concreto por el reglamento varían entre 2 y 6 dependiendo de la estructuración, según sea esta a base de marcos o de muros o de combinaciones de ambos, y dependiendo de los requisitos de dimensionamiento y detalle.

En esta sección se describen y comentan los requisitos correspondientes a los diferentes elementos estructurales, vigas, columnas, uniones y muros, para los distintos factores de reducción y son adicionales a los establecidos en las normas para estructuras construidas en zonas no sísmicas. Dichos requisitos se presentan principalmente en forma gráfica o tabular y en el texto se explica su razón de ser y su interpretación. En general no existen requisitos especiales para la adopción de $Q = 2$; estos son los usuales para estructuras de concreto en zonas no sísmicas, por lo que no se hace referencia especial a ellos en lo que sigue.

9.2.2 Materiales

Los requisitos se resumen en el esquema siguiente:

	$Q = 4$	Ninguno
CONCRETO	$Q = 6$	Resistencia especificada en compresión, $f'_c \geq 200 \text{ kg/cm}^2$
		La desviación estándar de f'_c no excederá de 35 kg/cm^2

	$Q = 4$	Ninguno para refuerzo longitudinal.
ACERO DE REFUERZO		$f_y \leq 4200$ para estribos.
	$Q = 6$	$f_y \leq 4200$ kg/cm ² fluencia definida

f_y es el esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo.

La resistencia en compresión del concreto tiene poca influencia en el nivel de ductilidad que puede desarrollar la estructura. La limitación de una resistencia mínima que se impone para $Q = 6$ tiene la intención principal de evitar tipos de concreto en los que se tiene en general un pobre control de calidad. Se considera que para la adopción de $Q = 6$ es conveniente exigir un buen control de calidad en el concreto para evitar que la variabilidad de sus propiedades pueda dar lugar a zonas mucho más débiles que el resto de la estructura y que en ellas tienda a concentrarse la disipación inelástica de energía, redundando en una menor ductilidad del conjunto. Para reforzar este punto se está agregando una limitación en la desviación estándar de la resistencia del concreto, que no debe exceder de 35 kg/cm². Esta limitación lleva, según el inciso 10.3.1 de las Normas (ref 32), al empleo de concreto dosificado por peso y con control de humedad y absorción en los agregados.

Por lo que respecta al acero de refuerzo, las normas admiten aceros hasta con esfuerzo nominal de fluencia de 6000 kg/cm². Estos pueden emplearse como refuerzo longitudinal cuando se diseña con $Q = 4$, sin embargo, para estribos se requiere $f_y \leq 4200$ kg/cm². Para adoptar $Q = 6$ se exige por una parte que el acero tenga una fluencia definida, lo cual excluye los aceros torcidos en frío, y por otra, que el esfuerzo de fluencia no exceda de 4200 kg/cm². Se pretende con ello asegurar que pueden formarse articulaciones plásticas con alta capacidad de rotación y también eliminar la posibilidad de daños locales en aceros frágiles durante su manejo, lo cual puede reducir su capacidad de deformación.

9.2.3 Requisitos para vigas

Los requisitos aquí descritos se aplican a aquellos elementos que trabajan esencialmente en flexión, lo que incluye las vigas y aquellas columnas con cargas axiales muy bajas, que no excedan de $0.1 A_g f'_c$, en que A_g es el área de la sección bruta.

a) Requisitos geométricos

Los requisitos ilustrados en la fig 9.1 tienen como objetivos, por una parte, evitar que la ductilidad de la viga se vea limitada por problemas de pandeo lateral por la excesiva esbeltez de su alma; a eso obedecen las limitaciones de las relaciones ℓ/b y h/b ; por otra, se pretende también asegurar que la transmisión de momentos entre viga y columna pueda realizarse sin la aparición de esfuerzos importantes por cortante y torsión. Con tal fin se limita la excentricidad que puede tener la viga con respecto a la columna y se prohíbe que la viga tenga un ancho netamente superior al lado de la columna en que se empotra.

b) Requisitos para el refuerzo longitudinal

Los requisitos se ilustran en la fig 9.2. El área mínima de refuerzo en estructuras en zonas no sísmicas o en las que se adopte $Q = 2$, debe cumplirse solo en aquellos lechos en que, según el análisis, aparecen tensiones para alguna combinación de acciones de diseño; cuando se diseñe con $Q = 4$ o $Q = 6$ se requiere el refuerzo mínimo en ambos lechos y en toda la longitud de la viga, independientemente de los resultados del análisis.

La ductilidad que es capaz de desarrollar una sección de concreto reforzado es mayor a medida que la sección es más subreforzada, es decir cuando menor es la relación entre su área de refuerzo y la que corresponde a falla balanceada; por esa razón, en los requisitos que corresponden a $Q = 4$ solo se exige que el área de

refuerzo no exceda de 75 por ciento la balanceada, mientras que cuando se diseña para $Q = 6$ ésta debe limitarse a 60 por ciento de la balanceada. Las expresiones especificadas en las normas (ref 32), proporcionan valores conservadores del área balanceada iguales aproximadamente a 80 por ciento del valor esperado, por tanto, los límites impuestos para $Q = 4$ y $Q = 6$ corresponden aproximadamente a cuantías iguales a 60 y 50 por ciento de la balanceada, respectivamente.

Los requisitos de corte de varillas tienden a evitar que aparezcan tensiones por la transmisión de esfuerzos de adherencia en las zonas donde se pretende que se formen articulaciones plásticas.

Las normas exigen también que en las secciones no afectadas por las articulaciones plásticas se compruebe que el factor de seguridad a flexión no sea menor que 1.1 veces el que se tiene en dichas articulaciones. Se piensa que este requisito se satisface automáticamente en la mayoría de los casos por la rápida variación del diagrama de momentos en las zonas extremas de las vigas y porque se refuerzan para articulaciones plásticas zonas más amplias que las que en realidad abarcarán tales articulaciones.

c) Requisitos para el refuerzo transversal

La cantidad y disposición de estribos ilustrada en la fig 9.3 tiende, por una parte, a asegurar cierta ductilidad en cualquier sección en caso de un agrietamiento diagonal; por otra, cuando se diseña para $Q = 6$ se pretende que en los extremos de las vigas los estribos proporcionen confinamiento al concreto y eviten el pandeo del refuerzo de compresión para permitir el desarrollo de grandes ductilidades; por ello se limita más la separación de estribos. En la longitud de posible articulación plástica, l_1 , solo se admiten estribos cerrados.

Cuando se adopte $Q = 6$, el dimensionamiento por cortante de las vigas deberá cumplir, además de los requisitos generales del reglamento, con lo siguiente:

- 1) En una distancia de dos veces el peralte de la viga medida a partir de la cara del apoyo se considerará nula la contribución del concreto a la resistencia a cortante.

Esto obedece a que los ensayos del elemento de concreto ante repeticiones de cargas alternadas han mostrado que la contribución del concreto se deteriora rápidamente de manera que es recomendable ignorarla cuando se pretende que la sección sea capaz de alcanzar más de una vez rotaciones inelásticas importantes.

- 2) La revisión de la resistencia en cortante se hará aplicando un factor de carga de 1.4 a las fuerzas internas que resultan del análisis. Además, cuando el refuerzo longitudinal de la viga sea sustancialmente mayor que el requerido para resistir los momentos flexionantes de diseño, deberá proporcionarse la resistencia por cortante suficiente para que pueda alcanzarse en los extremos de la viga los momentos máximos resistentes (negativo en un extremo y positivo en otro).

Este último requisito pretende evitar que se presente falla por cortante antes que puedan formarse las dos articulaciones plásticas en los extremos de la viga. Por tanto, la viga tiene que ser capaz de soportar las cortantes que aparecen cuando se forma el mecanismo de falla aceptado. En este aparece primero la articulación plástica de momento negativo en un extremo y posteriormente, si el efecto sísmico crece, se forma una segunda articulación plástica, de momento positivo, en el otro extremo o cerca de él. Los momentos flexionantes respectivos dependen de cómo se hayan reforzado los extremos de las secciones; las cortantes que originan se ilustran en la fig 9.4, y pueden ser muy superiores a las que resultan de los diagramas para las fuerzas especificadas.

9.2.4 Requisitos para columnas

Se cubren aquí elementos sujetos a una carga axial de compresión que exceda de $0.1 f'_c A_g$ en que A_g es el área de la sección bruta. Para columnas en que

la carga axial sea menor que el límite indicado, se seguirán los requisitos para vigas.

a) Geometría

Los requisitos ilustrados en la fig 9.5 tienden a eliminar problemas de pandeo para deformaciones inelásticas grandes, y a asegurar que las columnas tengan dimensiones y proporciones tales que puedan participar eficientemente en la acción de marco junto con las vigas que las conectan.

b) Refuerzo longitudinal

Para $\Omega = 6$ es necesario revisar la capacidad en flexocompresión de las columnas con un factor de carga de 1.4. Esto obedece a propiciar que los mecanismos de deformación inelástica estén regidos por articulaciones plásticas en las vigas e impliquen pequeñas o nulas demandas de rotación inelástica en las columnas.

Para que el refuerzo longitudinal cumpla sus funciones de resistir esfuerzos longitudinales y de contener el concreto del núcleo, deberá estar restringido contra el pandeo y contra movimientos laterales antes del colado; para ello debe recordarse el requisito general incluido en las Normas Técnicas (ref 32):

"Habrá estribos cerrados formando un ángulo no mayor de 135° alrededor de al menos una de cada dos barras longitudinales y de todas las barras de esquina; ninguna barra longitudinal que no esté soportada por la esquina de un estribo distará más de 15 cm de otra barra que sí esté soportada".

c) Refuerzo transversal

Para disminuir el carácter frágil de la falla por flexocompresión, en los extremos de las columnas se requiere proporcionar refuerzo de confinamiento, tanto cuando se diseña para $\Omega = 4$ como para

$Q = 6$, en una longitud que se define en la fig 9.6.

Cuando exista un muro de relleno de mampostería en contacto con la columna, pero sin abarcar toda su altura, la longitud confinada será igual a la zona libre de la columna, más una vez el lado de la columna en la dirección del plano del muro (fig 9.7).

Los requisitos para el refuerzo transversal se consignan en la fig 9.6. Para $Q = 4$ la separación de estribos en la longitud confinada es del orden de la mitad de la que se exige usualmente en columnas.

Para $Q = 6$ el refuerzo transversal será el suficiente para resistir la fuerza cortante de diseño calculada empleando un factor de carga de 1.4 en lugar de 1.1 (por las mismas razones expuestas respecto al refuerzo longitudinal).

Por otra parte se ha comprobado que la forma más apropiada para reducir el carácter frágil de la falla por flexocompresión en el concreto reforzado es mediante un zuncho de refuerzo helicoidal que restrinja la expansión lateral del concreto cuando este llega a esfuerzos de compresión cercanos al de falla. El refuerzo helicoidal es el más indicado, pero solo es constructivamente práctico en columnas de sección circular o cuadrada. Para columnas de sección rectangular, la forma de proporcionar un confinamiento similar al de un zuncho es mediante estribos de varias ramas o estribos y grapas poco espaciados. En la fig 9.8 se muestran diversas formas de arreglos de estribos para confinamiento.

Por lo anterior, se exige que en la zona confinada, l_c , se coloque refuerzo helicoidal o una distribución de estribos (o estribos y grapas) que correspondan a una cuantía de refuerzo helicoidal no inferior a la definida como balanceada en las Normas Técnicas (ver sección 4.2.3 de las normas, ref.32) y que se determina como

$$p' = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$$

Cuando el confinamiento se proporciona con refuerzo helicoidal, el área del zuncho se determina como

$$A_v = \frac{p'd s_h}{4}$$

en que d es el diámetro del núcleo confinado y s_h el paso de la hélice.

Cuando el confinamiento se proporciona con estribos, la expresión dada en el inciso 4.7g de las normas resulta poco conservadora por la menor eficiencia de los estribos con respecto al zuncho. Se recomienda determinar el área total de estribos en cada dirección como:

$$A_v = 0.4 p'd_c s_h$$

en que d_c es la longitud del núcleo confinado (fig 9.9)

9.2.5 Requisitos para uniones viga-columna

Las fallas en uniones viga-columna han sido frecuentes y presentan un comportamiento general frágil; para evitarlas es necesario diseñar estas uniones para que tengan una resistencia superior a los miembros que conectan, de manera que estos puedan desarrollar toda su capacidad. Tres aspectos pueden llegar a ser críticos en una unión viga-columna.

- a) El confinamiento del concreto en la zona de unión
- b) El anclaje del refuerzo (especialmente en columnas extremas) y
- c) La resistencia en cortante de la conexión

Es común discontinuar el refuerzo transversal en la columna en su zona de intersección con el sistema de piso; esta práctica es inadecuada, ya que debe proporcionarse confinamiento al concreto y restricción al refuerzo longitudinal también en esa zona y debe mantenerse la misma cantidad de estribos que en los extremos de la columna (fig 9.6). Cuando se trata de una columna interior, que tiene vigas en sus cuatro costados, la situación es mucho menos crítica, ya que el concreto adyacente proporciona restricción

a las deformaciones transversales en la unión; por tanto, se permite aumentar al doble la separación del refuerzo en la unión con respecto al necesario en los extremos de la columna.

La falla por anclaje en uniones extremas ha sido de las más frecuentes. Cuando se emplean barras de diámetros grandes, es posible que el ancho de la columna no sea suficiente para proporcionar la longitud de anclaje necesaria al refuerzo longitudinal; en ese caso debe optarse por emplear barras de menor diámetro, o ensanchar la columna o proporcionar algún anclaje mecánico al refuerzo. En todo caso, el refuerzo longitudinal que deba terminarse en una unión viga-columna, se prolongará hasta la cara lejana de la columna y tendrá un doblez a 90° seguido de un tramo recto con las características mostradas en la fig 9.10. Además, tendrá una longitud de anclaje dentro de la columna no inferior a los valores especificados en la misma figura.

Cuando se diseñe para $Q = 6$, deberá revisarse que la fuerza cortante que se presenta en la zona de unión cuando se lleguen a formar articulaciones plásticas de signos contrarios en las caras de la junta no exceda de los valores siguientes:

$$V_u \leq F_R \frac{6\sqrt{f_c^*}}{c} bd, \text{ si hay vigas en las cuatro caras de la junta}$$

$$V_u \leq F_R \frac{5\sqrt{f_c^*}}{c} bd, \text{ si alguna de las caras de la junta es extrema}$$

b y d son el ancho y el peralte efectivo de la sección de la columna en la junta, para la dirección en que actúa la fuerza cortante. Las unidades son kg y cm.

La condición de fuerzas en la junta cuando se alcanzan los momentos máximos de las vigas en ambas caras de la junta se ilustra en la fig 9.11. De las condiciones de equilibrio se tiene

$$V_j = (A_{s1} + A_{s2}) f_y - V_{col}$$

La evaluación de la expresión anterior se dificulta porque el cortante en

la columna, V_{col} , depende de la posición de los puntos de inflexión en la misma cuando se forman las articulaciones plásticas en las vigas. Una expresión aproximada para calcular V_j es

$$V_j = (A_{s_1} + A_{s_2}) f_y \left(1 - \frac{1.5h}{\ell_1 + \ell_2}\right)$$

9.2.6 Requisitos para losas planas

Las características que deben reunir las losas planas para que sean aplicables los diferentes factores de reducción Q , están implícitas en los requisitos impuestos en los incisos anteriores.

El factor $Q = 6$ no es admisible en este tipo de estructuración pues la formación de articulaciones plásticas en las vigas no se logra generalmente en este sistema y el mecanismo de colapso estará regido finalmente por la falla de los extremos de las columnas o por una falla local por cortante en la losa alrededor de la columna.

Para el empleo de $Q = 4$ se requiere lo siguiente (fig 9.12):

Solo se puede considerar efectivo para cálculo de la rigidez a carga lateral y para la colocación del refuerzo longitudinal por sismo, un ancho de losa igual al de la columna más vez y media el peralte de la losa a cada lado de la columna.

Al menos 75 por ciento del refuerzo por flexión debida a sismo debe cruzar el núcleo de la columna. El resto debe colocarse en una distancia no mayor que vez y media el peralte de la losa, medida a partir del paño de la columna. Debe revisarse la falla por cortante en la losa, debida a carga vertical más sismo de acuerdo con el inciso 2.15j de las normas (ref 32) y debe existir un refuerzo mínimo por cortante en la zona maciza alrededor de la columna que cumpla con lo indicado en la fig 9.12. Para dicha revisión la fuerza cortante y el momento de desbalanceo deberán afectarse de un factor de carga de 1.4.

La resistencia en flexocompresión en los extremos de la columna deberá revisarse con un factor de carga de 1.4 en lugar de 1.1.

En caso de no cumplir con lo anterior, las estructuras en que las fuerzas sísmicas sean absorbidas por el efecto de marco que se forma entre las losas nervadas y las columnas deberán diseñarse para $Q = 2$.

9.2.7 Muros de rigidez

Cuando una parte o la totalidad de las fuerzas sísmicas deban ser resistidas por muros de rigidez, el valor de Q que se adoptará depende de la estructuración. En todo caso deberán cumplirse los requisitos siguientes:

Las cuantías de refuerzo horizontal y vertical no serán menores que 0.0025; el espaciamiento del refuerzo no excederá de 35 cm y este se colocará en dos capas siempre que el espesor del muro exceda de 15 cm o el esfuerzo cortante promedio en el muro debido a las cargas de diseño sea superior a $\sqrt{f'_c}$ (en kg/cm²).

Además, cuando se adopte $Q = 4$ deberá cumplirse lo siguiente:

Cuando para resistir los efectos de flexocompresión en el muro debidos a sismo se requiera refuerzo longitudinal que dé lugar a una cuantía total en exceso de 0.0075, el refuerzo necesario para flexocompresión se colocará en los extremos del muro y deberá cumplir con los requisitos para columnas (para $Q = 4$), en cuanto a la distribución del refuerzo longitudinal y a la cuantía y distribución del refuerzo transversal. Como longitud confinada, l_c , se considerará la altura total del entrepiso en que se presenta la condición mencionada.

Las vigas que ligen un muro con otros o con columnas deberán cumplir con los requisitos de vigas para $Q = 6$ cuando su relación longitud a peralte exceda de cuatro; o, cuando su relación longitud a peralte sea menor que 4, deberán estar reforzadas de acuerdo con lo establecido en 4.1.4e de las normas (ref 32).

En estructuras con muros de rigidez, la demanda de ductilidad que debe esperarse en un sismo intenso es menor que en estructuras a base de marcos; por tanto los requisitos de refuerzo son en este caso menos estrictos.

El refuerzo mínimo vertical y horizontal cumple esencialmente fines de evitar que haya agrietamientos previos por cambios volumétricos que afecten la capacidad del muro para resistir sismos. La colocación de dos capas de refuerzo es siempre conveniente ya que se reduce la abertura de las grietas en el muro.

Debido a su gran rigidez, los muros absorben generalmente una porción mayoritaria de las fuerzas sísmicas y, especialmente cuando su liga con otros muros o marcos sea poco rígida, se inducen en ellos momentos flexionantes de gran magnitud que demandan una cuantía de refuerzo muy en exceso del mínimo. Tanto por economía, como por una mejora en la ductilidad, conviene colocar dicho refuerzo en los extremos de los muros; en ese caso los extremos de los muros trabajarán como columnas que, para una dirección del sismo, estarán sujetas a cargas axiales de compresión muy altas; por ello deberán cumplirse en ellos los requisitos para columnas establecidos en 9.2.4, correspondientes a $Q = 4$. Lo anterior implica en la casi totalidad de los casos un engrosamiento en la sección del muro en una longitud tal que permita colocar el refuerzo de manera que su cuantía no exceda la máxima admitida; además, debe existir el refuerzo transversal mínimo especificado para la zona crítica de columna, ρ_c , en toda la altura del muro.

Adicionalmente a los requisitos anteriores, hay que aplicar los del inciso 4.5.2 de las normas, que rigen el espesor del muro para evitar problemas de pandeo lateral; hay que procurar un anclaje eficiente del refuerzo horizontal del muro en los elementos extremos y, si el muro tiene huecos, debe proveerse un refuerzo especial en su periferia.

9.2.8 Ejemplos

La fig 9.13 muestra una porción de un marco de concreto para el cual se ha especificado

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

La carga vertical de servicio sobre la viga es de 3.64 ton/m, con la cual se ha obtenido el diagrama de momentos mostrado.

I. DISEÑO DE LA VIGA, PARA $Q = 6$

Se ha realizado el análisis sísmico suponiendo $Q = 6$, previa verificación de que la estructuración cumple con los requisitos para el empleo de este factor de reducción por ductilidad. De este análisis se obtuvo el diagrama de momentos de la fig 9.13.

a) Momentos de diseño

Positivo en C_L

$$\text{Por carga vertical, } M_{C_L} = 1.4 \times 8.8 = 12.3 \text{ ton-m}$$

Negativo en A

$$\text{Por carga vertical más sismo, } M_A = 1.1 (6.5 + 9.7) = 17.8 \text{ ton-m}$$

Negativo en B

$$\text{Por carga vertical más sismo, } M_B = 1.1 (11.2 + 13.3) = 26.9 \text{ ton-m}$$

NOTA: En A y B aparecen momentos positivos cuando el sismo produce momentos de signo contrario a los de carga vertical. Como estos momentos son muy pequeños en este caso, no es necesario revisar la sección por este concepto, ya que el refuerzo mínimo positivo que debe colocarse por especificación los cubre ampliamente.

b) *Cuantías límite de refuerzo longitudinal*

$$\rho_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{2500}}{4200} = 0.0026$$

$$\rho - \rho' \leq 0.60 \rho_{\text{bal}}$$

donde

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{4800}{f_y + 6000} \cdot \frac{f'_c}{f_y} = \frac{4800}{10200} \times \frac{0.85 \times 0.80 \times 250}{4200} = 0.0190$$

Si se supone que en las secciones críticas habrá una cuantía de refuerzo de compresión igual a la mitad del refuerzo de tensión

$$\rho' = 0.5 \rho$$

$$\rho - \rho' = 0.5 \rho \leq 0.60 \times 0.019 = 0.0114$$

por tanto

$$\rho \leq 0.023$$

c) *Refuerzo por flexión*

Negativo en B

El área de refuerzo puede determinarse de gráficas como las de las Normas

Técnicas Complementarias para estructuras de concreto (ref 32). Para sencillez del ejemplo, aquí se calculará el refuerzo suponiendo que el brazo de palanca de las fuerzas internas de tensión y compresión vale $0.9d$. Se ha comprobado que este valor es ligeramente conservador en todos los casos que se estudian en este ejemplo.

Se supondrá un recubrimiento al centroide del refuerzo de 4 cm en todos los casos

$$A_s = \frac{M_u}{F_R f_y jd} = \frac{2690000}{0.9 \times 4200 \times 0.9 \times 46} = 17.2 \text{ cm}^2$$

Se usarán 3 # 6 + 2 # 8; $A_s = 18.6 \text{ cm}^2$, $\rho = \frac{18.6}{30 \times 46} = 0.0135$

La cuantía está dentro de los límites admitidos. Este requisito ya no se revisará explícitamente en los casos siguientes, pero se ha comprobado su cumplimiento.

Negativo en A

$$A_s = \frac{1780000}{0.9 \times 4200 \times 0.9 \times 46} = 11.4 \text{ cm}^2$$

Se usarán 4 # 6 , $A_s = 11.5 \text{ cm}^2$

Positivo en C

Para $M_u = 12.3 \text{ ton-m}$ resulta, $A_s = 7.9 \text{ cm}^2$

Se usarán 3 # 6 , $A_s = 8.6 \text{ cm}^2$

Positivo en B

Se requiere la mitad del área de acero negativo $A'_s = \frac{18.6}{2} = 9.3 \text{ cm}^2$

Se usarán 3 # 6 que es solo ligeramente escaso

Positivo en A

Se requiere $A'_s = \frac{11.5}{2} = 5.8 \text{ cm}^2$; se emplearán también 3 # 6

El refuerzo longitudinal se distribuirá como en la fig 9.14

NOTA: Se ha tratado de distribuir el refuerzo de manera que se combine el cumplimiento de los requisitos de diseño con la sencillez constructiva

d) *Revisión del anclaje del refuerzo longitudinal en A*

Se requiere un gancho estándar más una longitud horizontal igual a (fig 9.10)

$$l_{a \text{ requerida}} = \frac{0.06 f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.06 \times 4200 \times 1.9}{\sqrt{250}} = 30.2 \text{ cm (rige)}$$

$$\text{ó } 20 \text{ cm}$$

$$\text{ó } 8 d_b = 8 \times 1.9 = 15 \text{ cm}$$

$$l_{a \text{ disponible}} = 50 - 4 = 46 \text{ cm} > 30.2$$

Hay anclaje adecuado

e) *Refuerzo transversal*

Requisitos mínimos (fig 9.3)

En una zona de dos peraltes medidos a partir de la cara de la columna

$$s_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{425 d_b}{\sqrt{f_y}} = \frac{425 \times 1.91}{\sqrt{4200}} = 12.5 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ d/4 = 46/4 = 11 \text{ cm} \\ 24 d_v = 24 \times 0.79 = 19 \text{ cm (suponiendo E \# 2.5)} \end{array} \right.$$

Rige

$$s_1 = 11 \text{ cm}$$

También hay que verificar que :

$$A_v f_{yv} \geq 0.06 A_b f_y$$

donde A_b es el área de la varilla de refuerzo longitudinal de mayor diámetro, aquí # 8. Como $f_{yv} = f_y$, $A_v \geq 0.06 A_b$, es decir $A_v \geq 0.06 \times 5 = 0.3 \text{ cm}^2$, se usarán estribos # 2.5 con $A_v = 0.49 \text{ cm}^2$.

Fuera de la zona de dos peraltes

$$s = d/2 = 23 \text{ cm}$$

Refuerzo por cortante

Revisión por cortante debido a carga vertical más sismo y con factor de carga de 1.4.

El cortante debe revisarse a un peralte de la cara del apoyo, es decir a $46 + 25 = 71$ cm del eje; se verá si puede resistirse con el refuerzo por confinamiento.

Cortante en A

Por carga vertical

$$V_A = 3.64 \times \frac{6.6}{2} - \frac{13.4 - 8.6}{6.6} - 3.64 \times 0.71 = 8.70 \text{ ton}$$

Por sismo

$$V_A = \frac{10.6 + 14.2}{6.6} = 3.8 \text{ ton}$$

Cortante de diseño

$$V_u = 1.4 (8.7 + 3.8) = 17.5 \text{ ton}$$

Para el cálculo del cortante que se presenta cuando se forman las articulaciones plásticas de momento positivo y negativo por sismo hay que determinar el momento resistente negativo en A y positivo en B, con base en el refuerzo realmente colocado en dichas secciones.

Momento resistente negativo en A

$$M_{rA}^- = A_s f_y 0.9 d = 4 \times 2.86 \times 4.2 \times 0.9 \times 0.46 = 19.9 \text{ ton-m}$$

Momento resistente positivo en B

$$M_{R_B}^+ = A_s \cdot f_y \cdot 0.9 \cdot d = 3 \times 2.86 \times 4.2 \times 0.9 \times 0.46 = 14.9 \text{ ton-m}$$

Cortante por sismo

$$\frac{M_{R_A}^- + M_{R_B}^+}{L} = \frac{19.9 + 14.9}{6.6} = 5.3 \text{ ton}$$

Cortante de diseño, $V_u = 1.1 (11.3 + 5.3) = 18.2 \text{ ton}$

Cortante en B

Por carga vertical

$$V_B = 3.64 \times \frac{6.6}{2} + \frac{13.4 - 8.6}{6.6} - 3.64 \times 0.71 = 10.2 \text{ ton}$$

Por sismo

3.8 ton

Cortante de diseño

$$V_u = 1.4 (10.2 + 3.8) = 19.6 \text{ ton}$$

Cortante cuando se forman las articulaciones plásticas

Momento resistente negativo en B

$$M_{R_B}^- = (2 \times 5 + 3 \times 2.86) \cdot 4.2 \times 0.9 \times 0.46 = 32.3 \text{ ton-m}$$

Momento resistente positivo en A

$$M_{R_A}^+ = M_{R_B}^+ = 14.9 \text{ ton-m}$$

$$\text{Cortante por sismo} = \frac{32.3 + 14.9}{6.6} = 7.2 \text{ ton}$$

$$\text{Cortante de diseño} = 1.1 (10.2 + 7.2) = 19.1 \text{ ton}$$

Cortante resistente en B

La contribución del concreto se considera nula en una distancia $2d = 92 \text{ cm}$ a partir de las caras del apoyo.

Contribución de los estribos necesarios por confinamiento (E#2.5 a 11 cm)

$$V_s = F_R A_v f_y \frac{d}{s} = 0.8 \times 2 \times 0.49 \times 4200 \times \frac{46}{11} = 13.8 \text{ ton}$$

El refuerzo por confinamiento no es suficiente para tomar el cortante en todas las secciones (cortante máximo que debe resistirse = 19.6 ton).

Se aumentará el diámetro a # 3, por lo que la fuerza cortante resulta

$$V_s = 0.8 \times 2 \times 0.71 \times 4200 \times \frac{46}{11} = 20.0 \text{ ton} > 19.5 \text{ ton}$$

con lo que se tiene resistencia suficiente.

e) Corte de barras

El refuerzo negativo se mantendrá hasta una longitud de anclaje después de la zona de articulación plástica; con eso se cubre el diagrama de momentos. No se hará aquí una determinación rigurosa de los puntos de corte.

El refuerzo resultante se ilustra en el esquema de armado de la fig 9.14.

II DISEÑO DE LA VIGA PARA Q = 4

Al analizar el edificio suponiendo $Q = 4$ se obtienen los momentos de dise

no siguientes:

Positivo en C_L

Por carga vertical

$$M_{C_L} = 8.8 \times 1.4 = 12.3 \text{ ton-m}$$

Negativo en A

$$M_A = 1.1 (6.5 + 14.6) = 23.2 \text{ ton-m}$$

Negativo en B

$$M_B = 1.1 (11.2 + 20) = 34.3 \text{ ton-m}$$

b) *Cuantías límite del refuerzo longitudinal*

La cuantía máxima es ahora

$$\rho - \rho' = 0.75\rho_{bal} = 0.0143$$

si $\rho = 0.5 \rho'$, entonces $\rho \leq 0.029$

c) *Refuerzo por flexión*

Negativo en B Para $M_B = 34.3 \text{ ton/m}$, se obtiene $A_S = 21.9 \text{ cm}^2$: 5 # 8

Negativo en A Para $M_A = 23.2 \text{ ton/m}$ $A_S = 14.8 \text{ cm}^2$: 3 # 8

Positivo en C Igual al de Q = 6, 3 # 6

Una distribución admisible del refuerzo longitudinal se muestra en la fig 9.14.

El anclaje del refuerzo longitudinal en la columna se hará como en el caso anterior

d) Refuerzo por cortante

Requisito mínimo $s \leq d/2$

Cortante en B

Por carga vertical $V_B = 10.2 \text{ ton}$

Por sismo $V_B = \frac{15.9 + 21.3}{6.6} = 5.6 \text{ ton}$

Cortante de diseño por carga vertical = $1.4 \times 10.2 = 14.3 \text{ ton}$

Por carga vertical más sismo = $1.1 (10.2 + 5.6) = 17.4 \text{ ton (rige)}$

Cortante resistente

Contribución del concreto ($\rho > 0.01$, inciso 2.1.5 a.I de la ref 32)

$$V_c = 0.8 \times 0.5 \sqrt{0.8 \times 250} \times 30 \times 46 = 7800 \text{ kg} = 7.8 \text{ ton}$$

Contribución del refuerzo mínimo de cortante (# 2.5 a 23)

$$V_s = \frac{0.8 \times 2 \times 0.49 \times 4200 \times 46}{23} = 6.6 \text{ ton}$$

Este refuerzo es insuficiente para resistir el cortante en B, que es de 17.4 ton

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_c} = \frac{0.8 \times 0.98 \times 4200 \times 46}{17400 - 7800} = 16 \text{ cm}$$

Al revisar la sección A resulta un espaciamiento de 19 cm.

El esquema de armado se muestra en la fig 9.14.

Comentario: En lo que respecta al refuerzo de la viga, resulta notablemente más económico el diseño con $Q = 6$ que con $Q = 4$, ya que la reducción en refuerzo longitudinal es apreciable, mientras que el aumento en refuerzo transversal es bastante menor.

III DISEÑO DE LA COLUMNA DEL EJE A PARA $Q = 6$

El objetivo del ejemplo es ilustrar el cumplimiento de los requisitos para los dos diferentes factores de reducción; por lo que se omitirá la exploración de las distintas combinaciones de cargas que resulta muy laboriosa.

Se supondrá que la combinación crítica de carga es la que se debe a carga vertical más sismo en dirección x, que arroja las fuerzas internas siguientes (fig 9.15)

$$P = 300 \text{ ton}$$

$$M_x = 19.2 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 2.3 \text{ ton-m}$$

a) Requisitos generales

El factor de carga que debe aplicarse en el diseño de las columnas para $Q = 6$ es de 1.4

$$\frac{P_u}{A_c} = \frac{1.4 \times 300000}{50 \times 50} = 168 \text{ kg/cm}^2 > 0.1 f'_c = 25 \text{ kg/cm}^2$$

Deben aplicarse por tanto los requisitos para columnas.

b) *Determinación del refuerzo longitudinal*

Debido a que el momento en Y es muy pequeño, puede despreciarse y diseñar la columna por flexocompresión uniaxial. Se usan aquí las gráficas de la ref 32, para lo cual se requiere calcular el parámetro

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{1.4 \times 300000}{0.85 \times 50 \times 50 \times 0.85 \times 200} = 1.16$$

Las normas especifican $F_R = 0.85$ para columnas zunchadas; este requisito puede considerarse cumplido cuando se coloca el refuerzo transversal exigido para $Q = 6$ en los extremos de las columnas.

El momento en X equivale a una excentricidad

$$e_x = \frac{1920000}{300000} = 6.4 \text{ cm}$$

a esta hay que agregar una excentricidad accidental

$$e_a = \begin{cases} 0.05h \\ 2 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e_a = 0.05 \times 50 = 2.5 \text{ cm}$$

$$e_{\text{total}} = 6.4 + 2.5 = 8.9 \text{ cm}$$

Por las proporciones de la columna, el factor de amplificación por esbeltez resulta prácticamente igual a uno y no se considerará.

Entonces

$$e/h = 8.9/50 = 0.178$$

Se supondrá acero uniformemente distribuido en el perímetro y $d = 45 \text{ cm}$ (fig 9.15); entonces:

$$d/h = \frac{45}{50} = 0.9$$

Entrando en la gráfica de la pag 185 de la ref 32 con $K = 1.16$ y $e/t = 0.178$
 $\delta R = 0.178 \times 1.16 = 0.206$

$$q = 0.74$$

$$A_s = q \frac{f'_c}{f_y} bh = \frac{0.74 \times 0.85 \times 200}{4200} 50 \times 50 = 74.9 \text{ cm}^2$$

Se usará $A_s = 10 \# 10 = 79.2 \text{ cm}^2$

La disposición de estas varillas se muestra en la fig 9.15; se colocarán 4 varillas en las caras en que son más eficientes para resistir el momento mayor.

$$\rho = \frac{79.2}{2500} = 0.032$$

c) *Refuerzo transversal*

Zona confinada

$$l_c \geq \begin{cases} l/6 = \frac{300}{6} = 50 \\ 60 \text{ cm} \\ c_1, c_2 = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

por tanto $l_c = 60 \text{ cm}$

Refuerzo en la longitud confinada

$$\rho' = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$$

$$0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} = 0.45 \left(\frac{50 \times 50}{44 \times 44} - 1 \right) \frac{250}{4200} = 0.0078$$

$$0.12 \frac{f'_c}{f_y} = 0.12 \times \frac{250}{4200} = 0.0071$$

rige

$$p' = 0.0078$$

$d_c = 43$ cm según la distribución del refuerzo mostrada en la fig 9.15.

Si se usan E # 3 el área total de estribos en la dirección más desfavorable esta dada por el área de tres ramas. Entonces, $A_v = 3 \times 0.71 = 2.13$.

El área del estribo es mayor que 0.06 veces la de la barra longitudinal

$$s_h = \frac{A_v}{0.4 d_c p'} = \frac{2.13}{0.4 \times 43 \times 0.0078} =$$

15.9 cm

Además debe cumplirse

$$s_{\min} \leq \begin{cases} \frac{50}{4} = 12.5 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \\ \frac{350}{\sqrt{f_y}} d_b = 5.4 \times 3.2 = 17.3 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s = 10 \text{ cm}$$

Se usarán E # 3 a 10 en los extremos

Fuera de la zona confinada la separación no excederá del doble de los límites para la longitud confinada.

$$s = 20 \text{ cm}$$

Revisión por cortante

Las fuerzas cortantes en la columna inducidas por el sismo son muy bajas.

Del análisis resulta que, por carga vertical más sismo, existe una fuerza cortante de 12 ton; entonces

$$V_u = 1.4 \times 12 = 16.8 \text{ ton}$$

La contribución del concreto es, según el inciso 2.1.5.a.II de la ref 32,

$$V_c = F_R \times 0.5 \sqrt{f_c} \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}\right) bd, \text{ con } P_u \text{ en kg y } A_g \text{ en cm}^2$$

Aquí debe usarse $F_c = 1.1$ para calcular P_u .

Considerando $d = 45 \text{ cm}$, se obtiene:

$$V_c = 25000 \text{ kg} = 25 \text{ ton} > 16.8$$

IV DISEÑO DE LA COLUMNA DEL EJE A PARA Q = 4

De un análisis aproximado de la estructura empleada para el diseño con Q = 6, la combinación crítica de carga obtenida del análisis resulta

$$P = 310 \text{ ton}$$

$$M_x = 24.5 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 3.5 \text{ ton-m}$$

Se utiliza un factor de carga de 1.1 por ser una combinación que incluye carga accidental, y el factor de reducción es 0.7 si no se proporciona zuncho a la columna. Con esto se tiene

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f_c''} = \frac{1.1 \times 310000}{0.7 \times 50 \times 50 \times 0.85 \times 200} = 1.15$$

$$e_x = \frac{2450000}{310000} = 7.9 \text{ cm}$$

$$e_a = 0.05 h = 0.05 \times 50 = 2.5 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

$$e/t = \frac{7.9 + 2.5}{50} = 0.21$$

Entrando en la gráfica para $d/h = 0.9$, acero uniformemente distribuido, y con

$$K = 1.15, \text{ y}$$

$$R = 1.15 \times 0.21 = 0.24$$

se obtiene

$$q = 0.85$$

$$A_s = q \frac{f_c''}{f_y} bh = 86.0 \text{ cm}^2$$

Si se emplean 6 # 12 más 2 # 10, $A_s = 84.2 \text{ cm}^2$

$$p = 0.034$$

$$p_{mfn} = 20/f_y = 0.005, \text{ bien}$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.06, \text{ bien}$$

Refuerzo transversal

En la longitud confinada la separación de estribos será:

$$s_1 \leq \begin{cases} c/2 = 25 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ \frac{425}{\sqrt{f_y}} d_b = 6.56 \times 3.8 = 24.9 \text{ cm} \end{cases}$$

Se emplearán E # 3 a 20 cm

Fuera de la longitud confinada la separación será la prescrita por la sección 4.2.2 de las normas (ref 32)

$$s_2 \leq \begin{cases} 850/\sqrt{f_y} d_b = 13 \times 3.8 = 49.8 \text{ cm} \\ 48 d_v = 48 \times 0.95 = 45.6 \text{ cm} \\ c_{\text{mfn}} = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

Se usará $s_2 = 45 \text{ cm}$

La disposición del refuerzo se muestra en la fig 9.15.

COMENTARIOS: El refuerzo longitudinal resulta algo mayor y el transversal algo menor en la solución para $Q = 4$ que en la de $Q = 6$; la cantidad total de acero en la solución para $Q = 4$ puede reducirse significativamente si se coloca en los extremos de la columna suficiente refuerzo por confinamiento para poder emplear $F_R = 0.85$ en lugar de 0.7.

V. DISEÑO DE LA UNIÓN VIGA-COLUMNA EN A PARA Q = 6

Según lo especificado en la sección 9.2.5 de este manual deberá revisarse

a) *El confinamiento del concreto en la zona de unión*

Debido a que no existen vigas en todas las caras de la columna, en la zona de unión deberá proveerse el mismo refuerzo transversal que en los extremos de las columnas. Este ha sido calculado en el ejemplo III y consiste de E # 4 a 9 cm, más las grapas indicadas en la fig 9.15.

b) *El anclaje del refuerzo*

En la dirección Y el refuerzo es continuo.

En la dirección X el anclaje de las barras de refuerzo negativo ha sido revisado en el ejemplo I.

c) *Cortante en la unión*

Deberá revisarse la posibilidad de falla por cortante en la unión en las direcciones X, Y (fig 9.16).

Dirección X

$$V = A_{s1} f_y \left(1 - \frac{1.5h}{l_1 + l_2} \right)$$

l_1, l_2 son las alturas de columnas situadas arriba y abajo de la unión, las que se han supuesto de 3 m.

$$V = 4 \times 2.86 \times 4200 \left(1 - \frac{1.5 \times 50}{600} \right) = 42042 \text{ kg} = 42 \text{ ton}$$

Fuerza cortante resistente del concreto

$$V_c = F_R \cdot 5 \sqrt{f'_c} \cdot bd = 0.80 \times 5 \sqrt{200} \times 50 \times 46 = 130100 \text{ kg} = 130.1 \text{ ton}$$

No se requiere refuerzo.

Dirección Y

El refuerzo de las vigas en esta dirección no se ha calculado; se supondrá como en la fig. 9.16.

$$V_u = (A_{s1} + A_{s2}) f_y \left(1 - \frac{1.5h}{\ell_1 + \ell_2}\right) =$$

$$= (4 \times 5.05 + 3 \times 2.86) 4200 \left(1 - \frac{1.5 \times 50}{600}\right) = 105800 \text{ kg} = 105.8 \text{ ton}$$

$$V_c > V_u$$

No se requiere refuerzo.

VI DISEÑO DE LA UNIÓN VIGA COLUMNA EN B PARA Q = 4

No se requiere revisión por cortante; el anclaje se ha revisado en el ejemplo I y por confinamiento debe prolongarse el refuerzo transversal determinado en el ejemplo IV para los extremos de la columna, aumentando al doble la separación de estribos.

VII DISEÑO DE UN MURO DE RIGIDEZ

Se diseñarán los muros de la dirección corta del edificio cuya planta se muestra en la fig. 9.17. Se considerará Q = 4.

Para la planta baja, el análisis estructural da los siguientes resultados:

para cada muro $V = 190$ ton, $M = 2925$ ton-m y $P = 467$ ton. En el diseño de un elemento que tome más de 25% del cortante total debe considerarse un factor de seguridad adicional de 1.2, según el inciso VIII del art 237 del Reglamento

a) *Diseño por flexocompresión*

$$M_u = 1.1 \times 1.2 \times 2925 = 3860 \text{ ton-m}$$

$$P_u = 1.1 \times 1.2 \times 467 = 617 \text{ ton}$$

$$f_c^* = 0.8 \times 1.2 \times 250 = 200 \text{ kg/cm}^2; f_c'' = 0.85 \times 200 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

Se supondrán 20 cm de espesor y se concentrará el refuerzo en los extremos del muro; en el resto se colocará solo refuerzo por temperatura, el cual, por ser de menor cuantía y por tener menos brazo de palanca, no se considerará en la estimación de la resistencia.

Como primera aproximación se empleará la fórmula

$$M_u = F_R \left\{ A_s f_y d' + 0.5 P_u L \left(1 - \frac{P_u}{L t f_c''} \right) \right\}$$

Las cantidades geométricas se definen en la fig 9.17. Se adoptará $F_R = 0.85$, por considerar que el muro en conjunto fallará por tensión y porque en los extremos se colocará refuerzo de confinamiento.

Despejando A_s se obtiene:

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{M_u / F_R - 0.5 P_u L \left(1 - \frac{P_u}{L t f_c''} \right)}{f_y d'} \\ &= \frac{3860 \times 10^5 / 0.85 - 0.5 \times 617000 \times 800 \left(1 - \frac{617000}{800 \times 20 \times 170} \right)}{4200 \times 750} \\ &= 83.6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se proponen 18 # 8, $A_s = 90 \text{ cm}^2$. Una cantidad así justifica un engrosa

miento en los extremos, como se muestra en la fig 9.17.

Se comprobará ahora la resistencia con un método más preciso. De acuerdo con las dimensiones dadas en la fig 9.17, la resistencia del muro a carga axial es:

$$P_u = F_R \left[(30 \times 50 + 20(0.8kd - 50)) f_c'' + A_s' f_s - A_s f_s \right]$$

Si ambos refuerzos son iguales y están fluyendo, entonces:

$$P_u = F_R (30 \times 50 + 20(0.8kd - 50)) \times 170 = 617000$$

Considerando $F_R = 0.85$, se encuentra $kd = 235.6$ cm. En la fig 9.17 se aprecia que ambos refuerzos fluyen por tener deformaciones mayores que $f_y/E = 0.002$. Además se observa que la falla de conjunto es por tensión porque la deformación del extremo correspondiente es $0.0072 > 0.002$.

Tomando momentos con respecto al centro de la sección se tiene

$$\begin{aligned} \frac{M_u}{F_R} &= 90 \times 4200 \times 750 + 30 \times 50 \times 170 \times 375 + (0.8kd - 50) 20 \times 170 (375 - 0.4kd) = \\ &= (2835 + 956 + 1322) \times 10^5 \text{ kg-cm} \end{aligned}$$

$$M_u = 0.85 \times 5113 = 4346 \text{ ton-m} > 3860$$

Si se mantienen iguales las áreas de acero A_s y A_s' , la carga axial resistente no cambia, tampoco kd , ni la contribución del concreto al momento resistente. Entonces, el refuerzo puede reducirse como sigue:

$$3860 - (956 + 1322) 0.85 = 1924 \text{ ton-m (contribución del refuerzo)}$$

Empleando kg y cm como unidades se llega a:

$$A_s f_y d' = \frac{1924 \times 10^5}{0.85}$$

$$A_s = \frac{1924 \times 10^5}{0.85 \times 4200 \times 750} = 71.9 \text{ cm}^2$$

Se usarán 14 # 8, $A_s = A'_s = 70 \text{ cm}^2$

El porcentaje de refuerzo en cada extremo es $70/(30 \times 50) = 0.047$. Conviene que la zona en compresión tenga una cuantía menor que 0.06, que es la máxima recomendada por columnas; esto justifica también el ensanche.

La cuantía total de refuerzo necesaria para resistir los efectos sísmicos es:

$$\rho_s = \frac{A_s + A'_s}{A_{\text{muro}}} = \frac{2 \times 70}{20 \times 700 + 2 \times 30 \times 50} = 0.0082 > 0.0075$$

Por tanto se necesita refuerzo especial por confinamiento en los extremos.

La cuantía de refuerzo por este concepto debe ser:

$$\rho' = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho' = 0.45 \left(\frac{50 \times 30}{45 \times 25} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} = 0.15 \frac{f'_c}{f_y} = \frac{0.15 \times 250}{4200} = 0.0089$$

En columnas con estribos

$$\rho'_s = \frac{A_{s,est}}{0.75 \ell_h s_h}$$

Suponiendo E # 3 y como $\ell_h = 30 - 2 \times 4 = 22 \text{ cm}$

$$s_h = \frac{0.71}{0.75 \times 22 \times 0.0089} = 4.83 \text{ cm}, \quad \text{E \# 3 a 5 cm}$$

Se colocarán en toda la altura del entrepiso. Para el siguiente entrepiso hay que revisar si se requiere $p > 0.0075$.

b) *Revisión por cortante*

$$V_u = 1.1 \times 228 = 250.8 \text{ ton}$$

$$v_u = \frac{V_u}{0.8 L t} = \frac{250800}{0.8 \times 800 \times 20} = 19.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_R = F_R (0.5 \sqrt{f_c^*} + p_h f_y), \text{ donde } p_h \text{ porcentaje de refuerzo horizontal}$$

$$v_c = 0.80 (0.5 \sqrt{170}) = 5.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u - v_c = 14.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_h f_y = \frac{14.4}{0.80} ; p_h = \frac{14.4}{0.80 \times 4200} = 0.0043 \geq 0.0025 \text{ (refuerzo mínimo)}$$

$$p_h = \frac{A_s}{ts} ; s = \frac{A_s}{t p_h} ; \text{ para } \# 3 \text{ en dos lechos } s = \frac{2 \times 0.71}{20 \times 0.0043} = 16.5 \text{ cm}$$

3 a 16, dos lechos

Refuerzo vertical

$$p_v = 0.0025 = p_{mfn}$$

$$s = \frac{2 \times 0.71}{20 \times 0.0025} = 28 \text{ cm}$$

En la Fig 9.17 se muestra la distribución del refuerzo

9.3 *Requisitos para estructuras de acero*

9.3.1 Conceptos generales

Las estructuras de acero diseñadas de acuerdo con los códigos modernos poseen características muy favorables de capacidad de disipación de energía que las hacen muy idóneas para resistir los efectos sísmicos. Esto ha sido demostrado por el buen desempeño que en general estas estructuras han tenido ante el efecto de sismos importantes. Por esta razón, los requisitos especiales que se imponen para las estructuras de acero en zonas sísmicas no son muy numerosos. El reglamento admite factores de reducción de ductilidad hasta de 6 para estas estructuras, dependiendo principalmente del tipo de estructuración.

Hay que poner atención, sin embargo, en que la ductilidad intrínseca de este material no se anule por la ocurrencia de algún modo de falla frágil como falla frágil en soldadura o por concentraciones de esfuerzos, fallas por pandeo local, por pandeo global de un elemento (por carga axial o inestabilidad lateral) y fallas locales en conexiones. A estos aspectos se refieren esencialmente las recomendaciones que se expresan en los incisos siguientes.

9.3.2 Material

Los aceros que cumplen las normas relativas a acero estructural (ASTM A36, A7) poseen todas características adecuadas de ductilidad; conviene en la verificación de calidad de estos materiales poner especial atención a los siguientes aspectos:

- a) Elongación. La deformación de ruptura debe cumplir con el mínimo aceptado por la norma, ya que esta es una propiedad esencial para el buen comportamiento sísmico.

- b) Uniformidad de resistencia. Es importante cuidar que la resistencia de todos los elementos estructurales empleados sea muy uniforme, para evitar que el comportamiento inelástico se concentre solo en algunas secciones, en las que puedan llegar a requerirse rotaciones excesivas; hay que recordar que, en lo que respecta a comportamiento sísmico, el exceso de resistencia en algunas partes de la estructura puede ser perjudicial y que, por tanto, debe cuidarse que la dispersión en las propiedades del material sea pequeña.
- c) Ausencia de defectos de laminación en los perfiles empleados. En ocasiones en el proceso de laminación se originan grietas o separación de capas que debilitan los elementos.
- d) Soldabilidad. El material debe poseer las características necesarias para que pueda soldarse con facilidad, dando lugar a una estructura continua en que las zonas de soldadura no constituyan puntos débiles donde puedan presentarse fallas prematuras o una deformación inelástica excesiva. A este respecto, además de las buenas propiedades del material, es esencial ejercer un estricto control sobre la calidad de la ejecución de la soldadura. Para los requisitos de este punto puede consultarse, por ejemplo, la ref 79.

9.3.3 Requisitos geométricos

En general debe cumplirse las relaciones de esbeltez y de proporciones de la sección fijadas en el cap 2 de las normas para estructuras de acero; sin embargo, cuando se adopte $Q = 6$, tanto las columnas como las vigas deben satisfacer además los requisitos correspondientes a secciones compactas (inciso 3.2 de las normas) y que son las siguientes:

- a) Los patines deben estar conectados en forma continua con el alma o almas

- b) La relación ancho/grueso de los elementos no atiesados del patín comprimido, o sea los que tienen un borde libre paralelo a la dirección de los esfuerzos, no debe ser mayor que $440/\sqrt{f_y}$.
- c) La relación ancho/grueso de los elementos atiesados del patín comprimido no debe ser mayor que $1600/\sqrt{f_y}$.
- d) La relación ancho/grueso del alma o almas no debe exceder el valor dado por

$$d/t = \frac{3450}{\sqrt{f_y}} \left(1 - .4 \frac{P_u}{P_y} \right) \text{ si } P_u/P_y < 0.27$$

$$d/t = \frac{2150}{\sqrt{f_y}} \text{ si } P_u/P_y \geq 0.27$$

d es el peralte de la sección, P_u es la fuerza axial de diseño que obra sobre el elemento, y $P_y = A f_y$ es la carga que ocasionaría la plastificación de la sección.

El esfuerzo f_y en todos los incisos debe estar en kg/cm^2

Las limitaciones anteriores excluyen las secciones de alma abierta y las de lámina delgada, ya que en ellas no se cuenta con la capacidad de rotación deseada.

9.3.4 Requisitos para vigas

Cuando se adopte $Q = 6$ se deberán satisfacer, además de los requisitos generales de las normas, los siguientes:

- a) En la revisión de esfuerzos cortantes deberá aplicarse a las fuerzas cortantes y momentos torsionantes actuantes un factor de carga de 1.4

El requisito anterior es particularmente importante en lo que se refiere al dimensionamiento del alma en los extremos de la viga.

b) Los extremos de las vigas, en la longitud de dos peraltes medida a partir del paño de la columna, deberán estar restringidos en su desplazamiento transversal de manera que la distancia entre puntos de contraenteo no exceda de los valores siguientes:

$$63.2 r_y, \text{ para } \delta_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$52.5 r_y, \text{ para } \delta_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$$

$$46.2 r_y, \text{ para } \delta_y = 4500 \text{ kg/cm}^2$$

en que r_y es el radio de giro del miembro alrededor del eje débil.

9.3.5 Requisitos para columnas

Cuando se diseña para $Q = 6$ hay que tomar precauciones para que las articulaciones plásticas se formen en las vigas sin que en los extremos de las columnas se presenten deformaciones inelásticas importantes; sin embargo, considerando la posibilidad que por variaciones en el comportamiento real con respecto al supuesto puedan presentarse en las columnas demandas de rotaciones fuera del intervalo elástico, debe procurarse proporcionarles cierta ductilidad; a las dos exigencias anteriores obedecen los requisitos siguientes:

a) Cuando la carga axial de servicio, P , (debida a carga vertical más sismo sin aplicar factores de carga) exceda a 15% de la carga axial de fluencia P_y , deberán revisarse los diferentes estados límite de falla de la columna (flexocompresión, pandeo, cortante, etc) con las cargas de diseño obtenidas aplicando factores de carga de 1.4 en lugar de 1.1.

- b) La sección de la columna se proporcionará de manera que la relación P_u/P_y no exceda de 0.6.

El bajo nivel de carga axial impuesto junto con los requisitos de secciones compactas permite asegurar una ductilidad aceptable en el modo de falla de las columnas.

9.3.6 Conexiones viga-columna

Las conexiones entre vigas y columnas deben diseñarse para que permitan a los elementos que se conectan desarrollar su capacidad total sin que se presenten fallas locales en la conexión.

En el diseño por sismo, la conexión y la zona de intersección entre vigas y columnas debe diseñarse para que puedan presentarse las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas sin que se llegue a la fluencia del alma de la columna ni se presente en ella falla por cortante.

Para evitar la fluencia en tensión o el pandeo en compresión del alma de la columna, deberán proporcionarse atiesadores que sean capaces de resistir la fuerza de fluencia del patín de las vigas ($A_f f_y$) con un factor de carga de 1.1.

Para evitar la falla por cortante del alma de la columna en la zona de conexión deberá revisarse que su espesor no sea inferior a

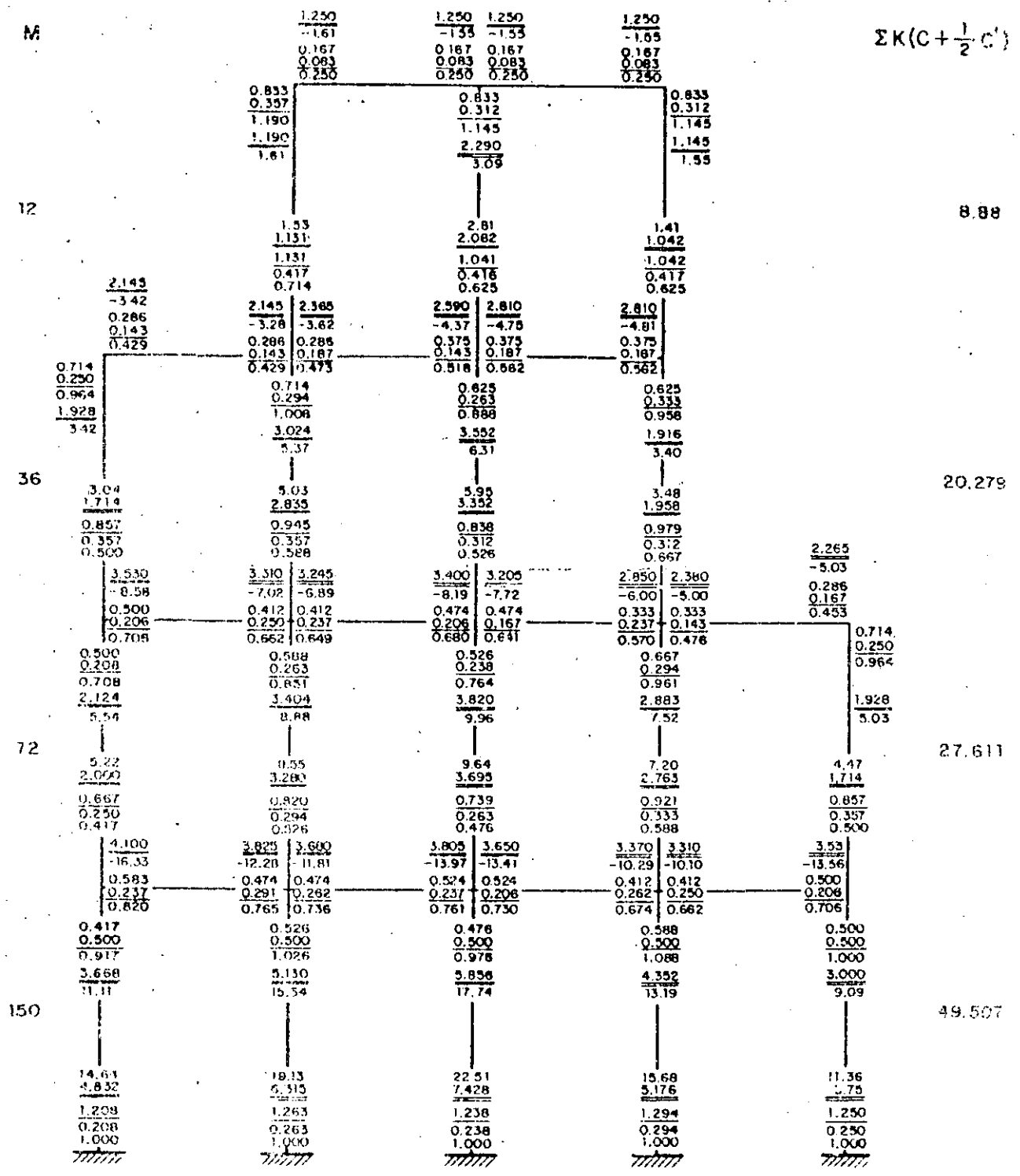
$$w > \frac{\sqrt{3}}{h_c} (A_{f1} + A_{f2})$$

La notación se explica en la fig. 9.18.

Los dos requisitos anteriores son conservadores en cuanto desprecian algunos factores que contribuyen a la resistencia; en el primer caso no se toma en

cuenta la contribución del alma de la columna a resistir la fuerza impuesta por los patines. En el otro se considera que la fuerza cortante aplicada en el alma de la columna es la que corresponde a la fluencia de los patines a ambos lados de la conexión, sin descontar la fuerza cortante en la base de la columna (V_{col} en la fig 9.18).

Cuando el espesor del alma de la columna en la conexión no sea suficiente para cumplir con la expresión anterior para la resistencia en cortante, deberán proporcionarse atiesadores diagonales o placas adosadas al alma para tomar dicha fuerza.



Momentos en ton-m

Fig 1.5 Aplicación del método del factor al marco de la fig 1.1

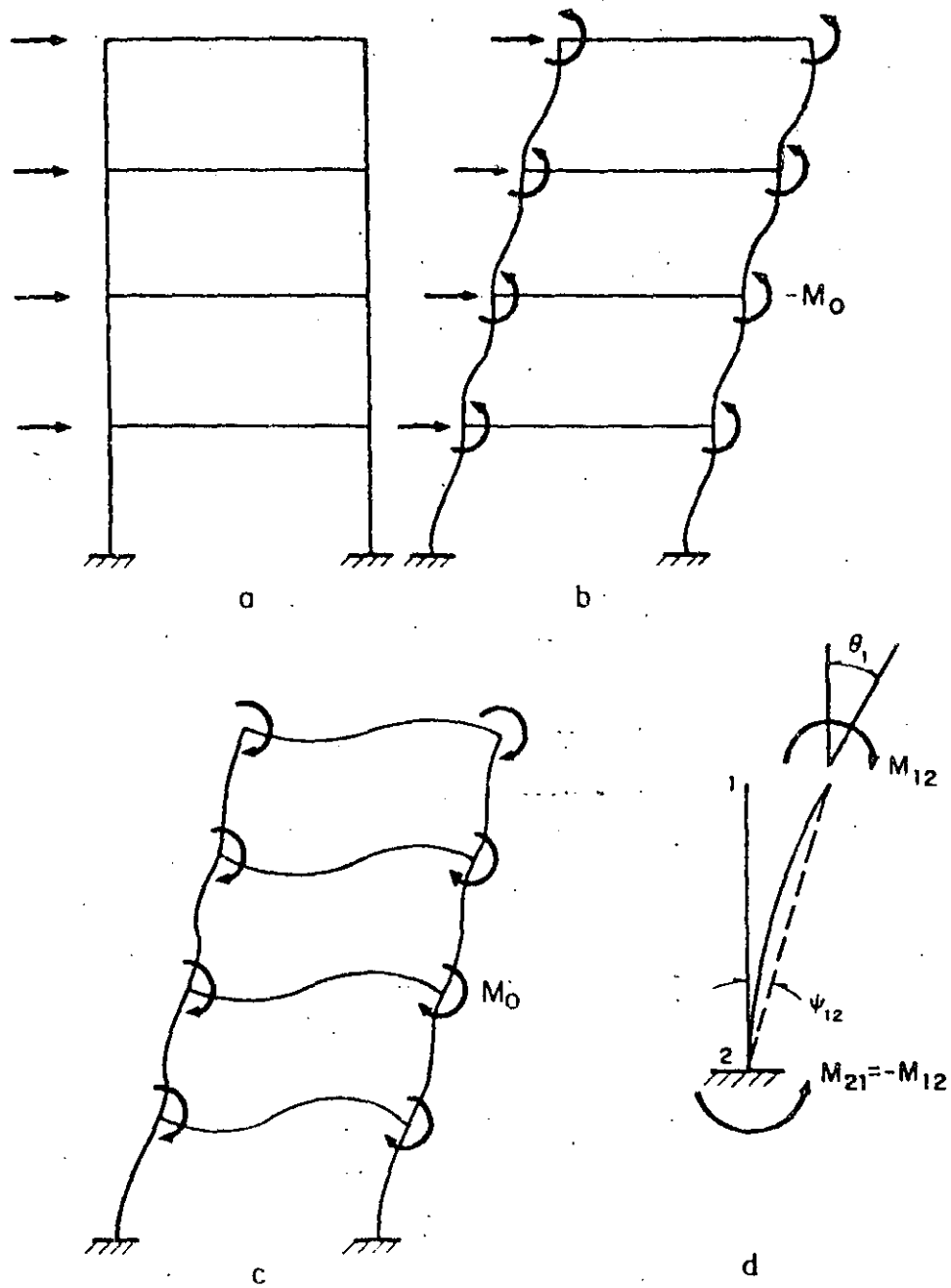
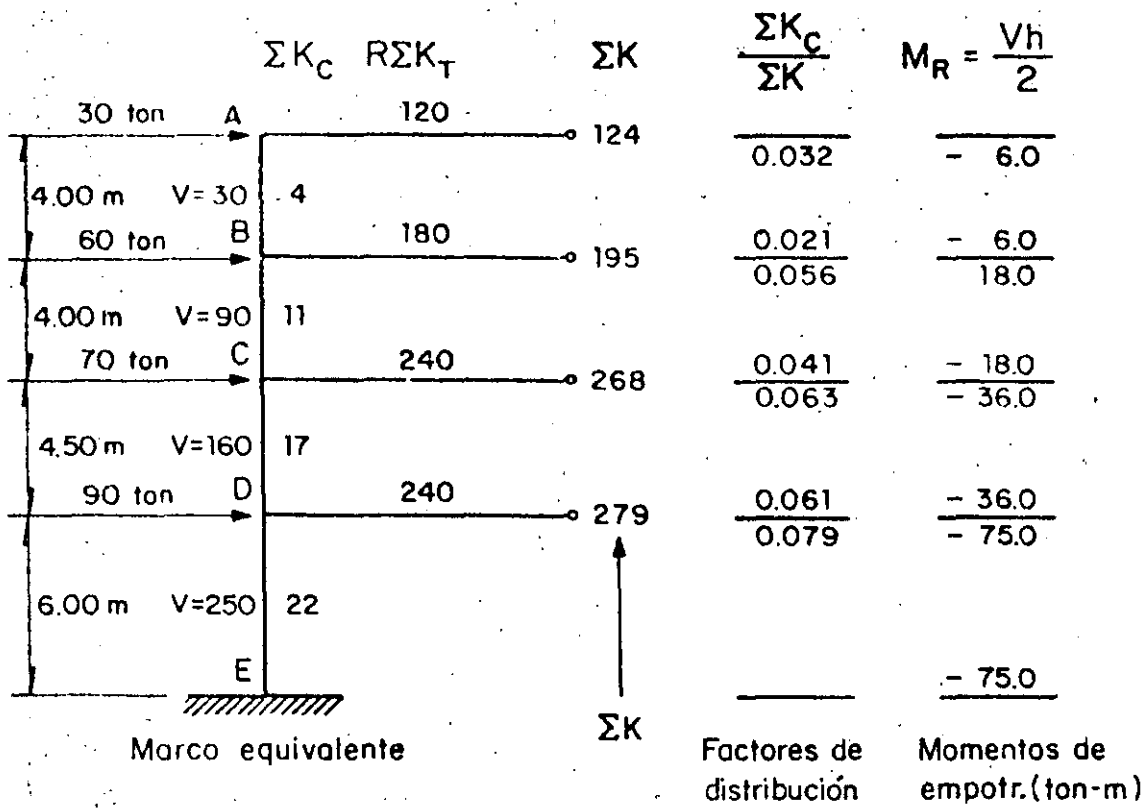


Fig 1.6 Método de Grinter - Tsao



MIEMBRO	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED
FACTORES DE DISTRIBUCION	0.032	0.021	0.056	0.041	0.063	0.061	0.079	—
MOMS. NUDOS FIJOS	- 60	- 60	- 180	- 180	- 360	- 360	- 750	- 750
BALANCEO	+ 20	+ 5.0	+ 13.0	+ 22.0	+ 34.0	+ 68.0	+ 88.0	—
TRANSPORTE	- 5.0	- 2.0	- 22.0	- 13.0	- 68.0	- 34.0	—	- 88.0
BALANCEO	0	+ 1.0	+ 1.0	+ 3.0	+ 5.0	+ 2.0	+ 3.0	—
TRANSPORTE	- 1.0	0	- 3.0	- 1.0	- 2.0	- 5.0	—	- 3.0
MOMENTOS EN LAS COLUMNAS	- 64	- 56	- 191	- 169	- 391	- 329	- 659	- 841
MOMENTOS EN LAS TRABES	+ 64	+ 247		+ 560		+ 988		—

Fig 1.7 a Aplicación del método de Grinter-Tsao al marco de la fig 1.1

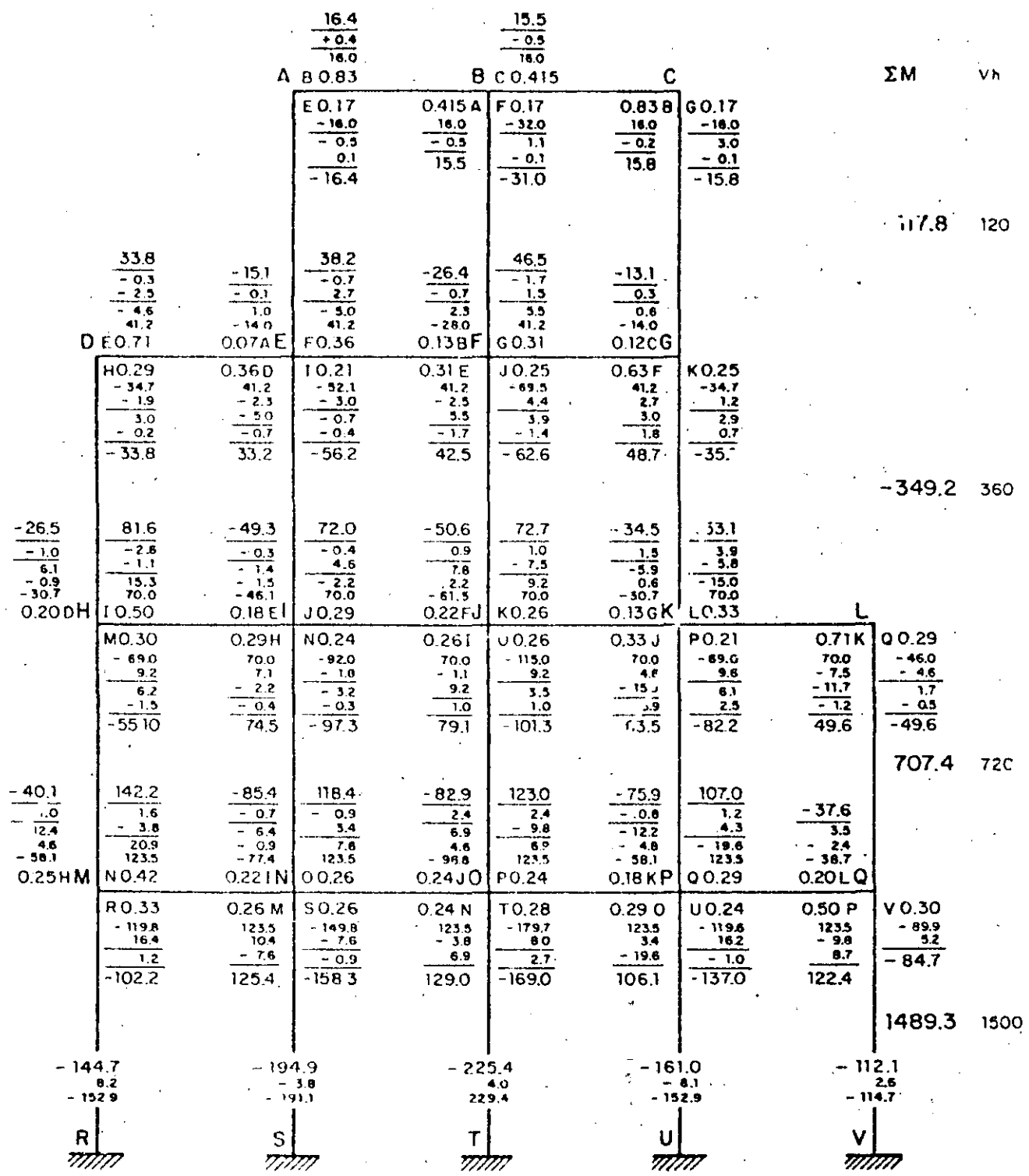
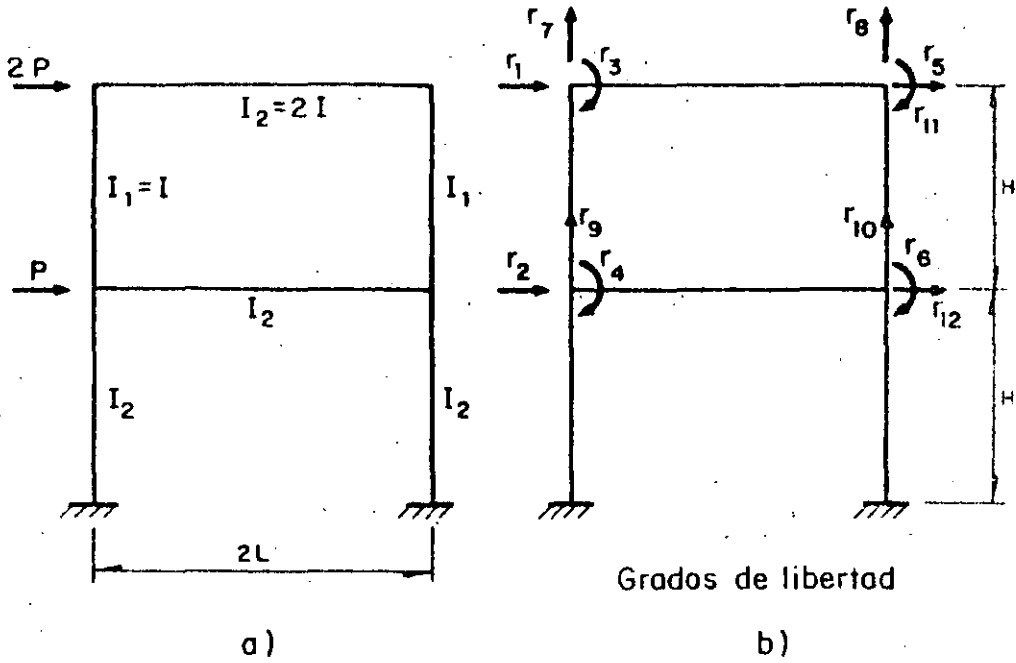


Fig 1.7 b Aplicación del método de Grinter - Tsao al marco de la fig 1.1

$E = \text{constante}$



Grados de libertad

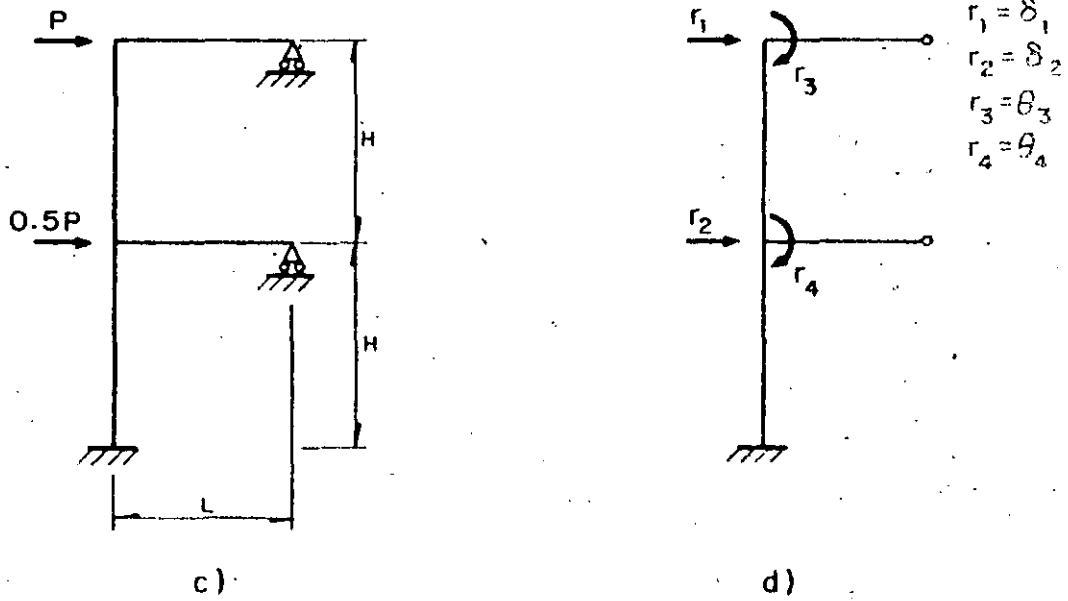
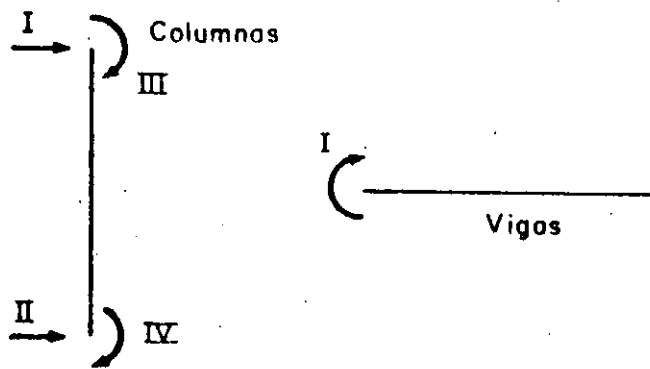
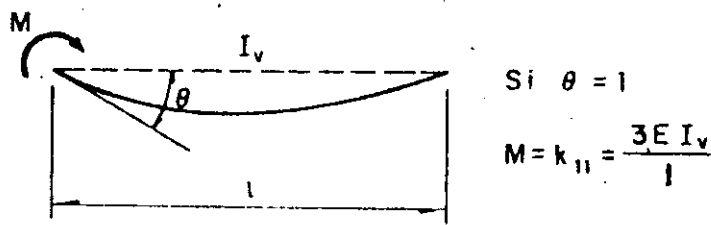


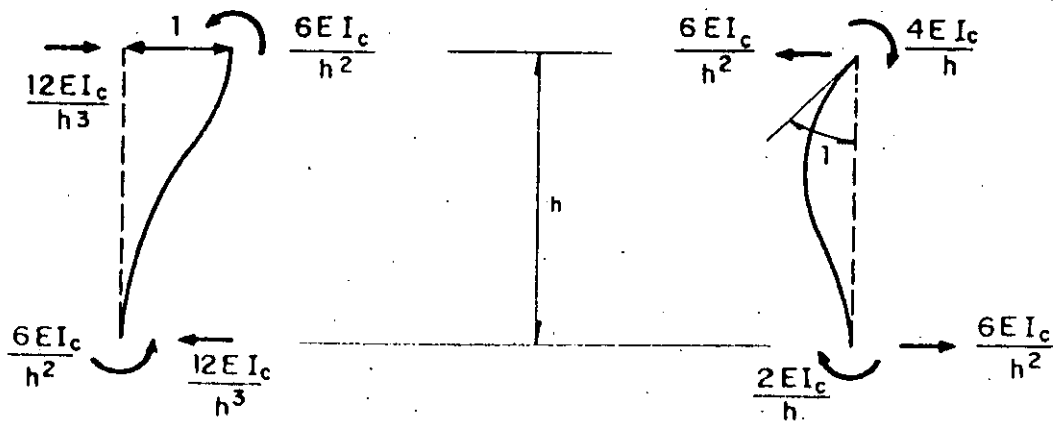
Fig 1.8 Marco empleado para ilustrar el método de rigideces



a) Grados de libertad de piezas aisladas



b) Vigas



c) Columnas

Fig 1.9 Elementos de la matriz de rigideces de vigas y columnas

Momentos flexionantes, en ton-m.

Desplazamientos laterales, en cm

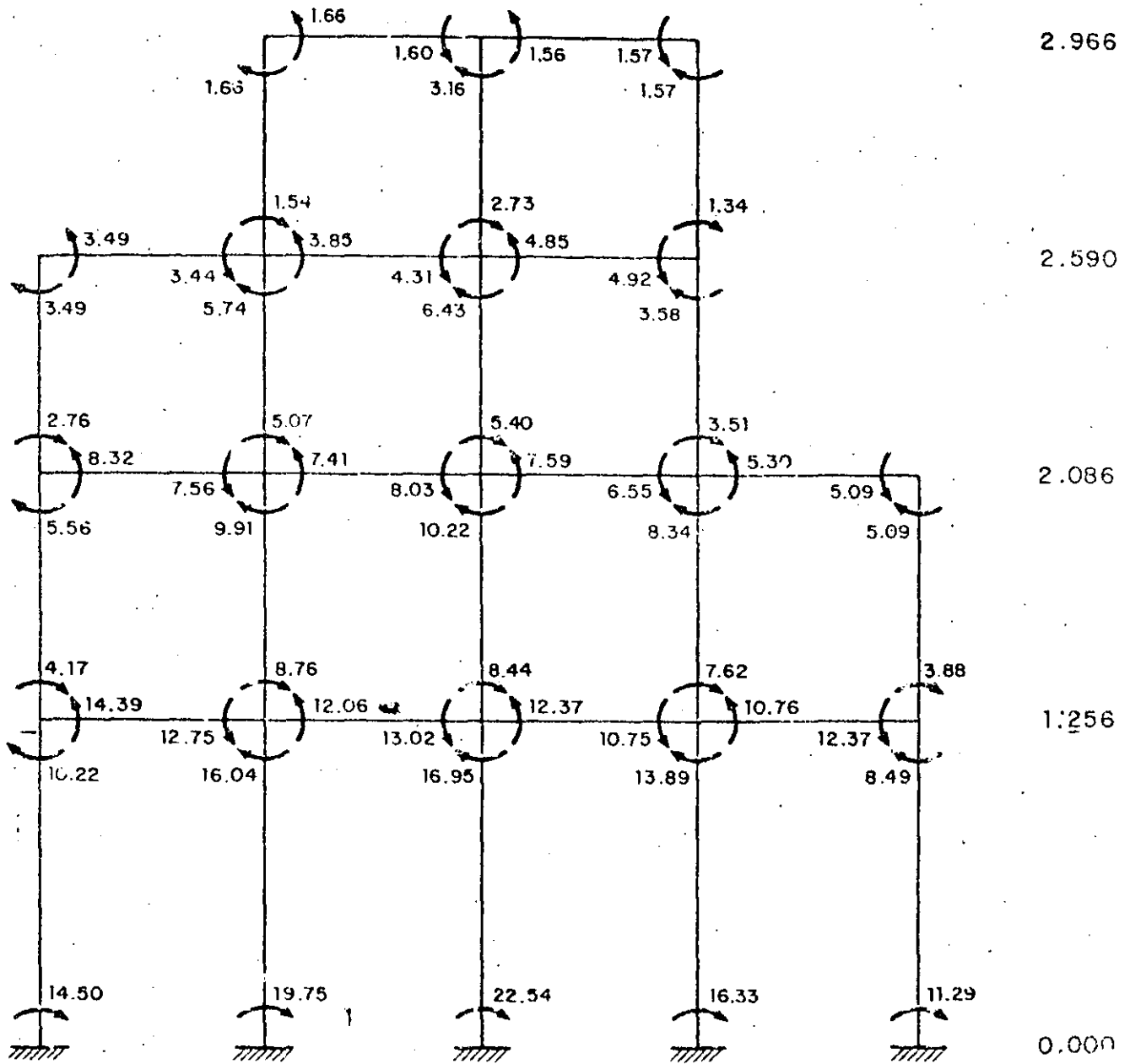
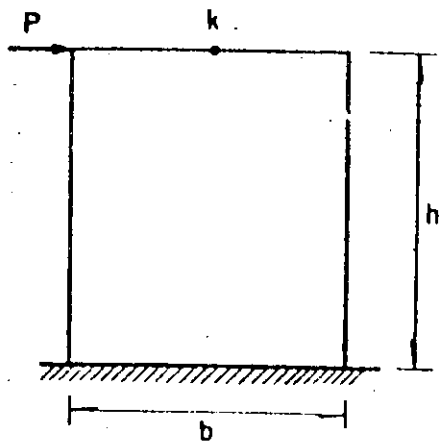


Fig 1.10 Resultados obtenidos aplicando el método de rigideces al marco de la fig 1.1



δ_{ef} = Desplazamiento del punto k obtenido con elementos finitos

δ_{ca} = Desplazamiento del punto k obtenido con la expresión

$$\delta_{ca} = \frac{Ph^3}{3EI} + \frac{Ph}{GA}$$

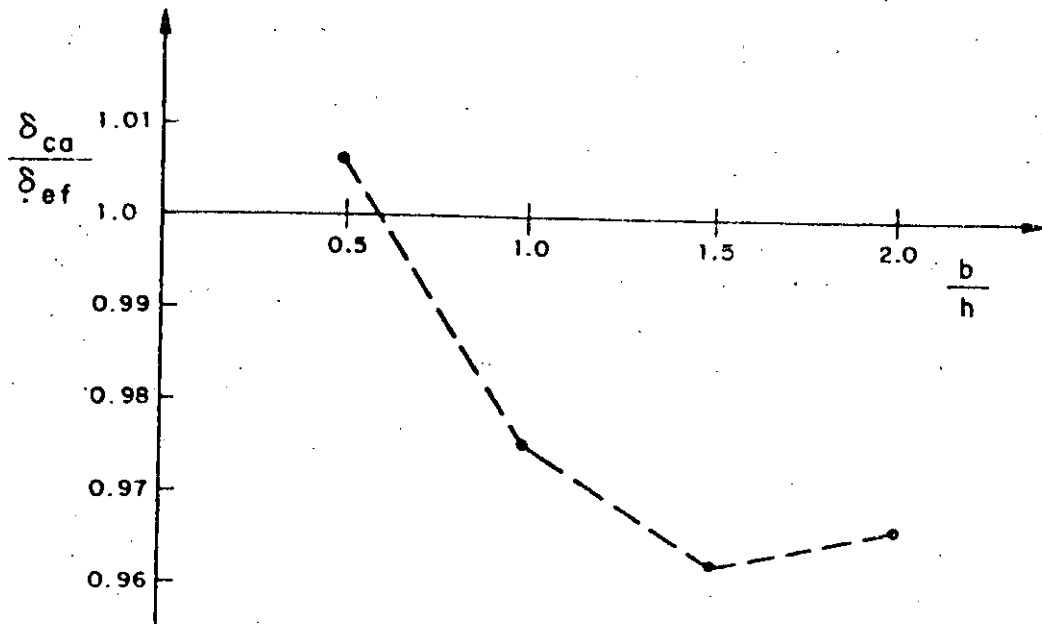
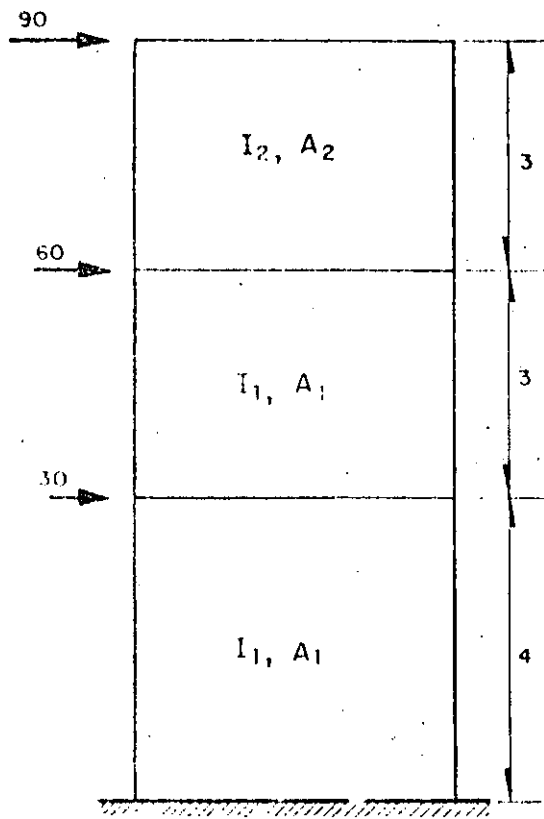
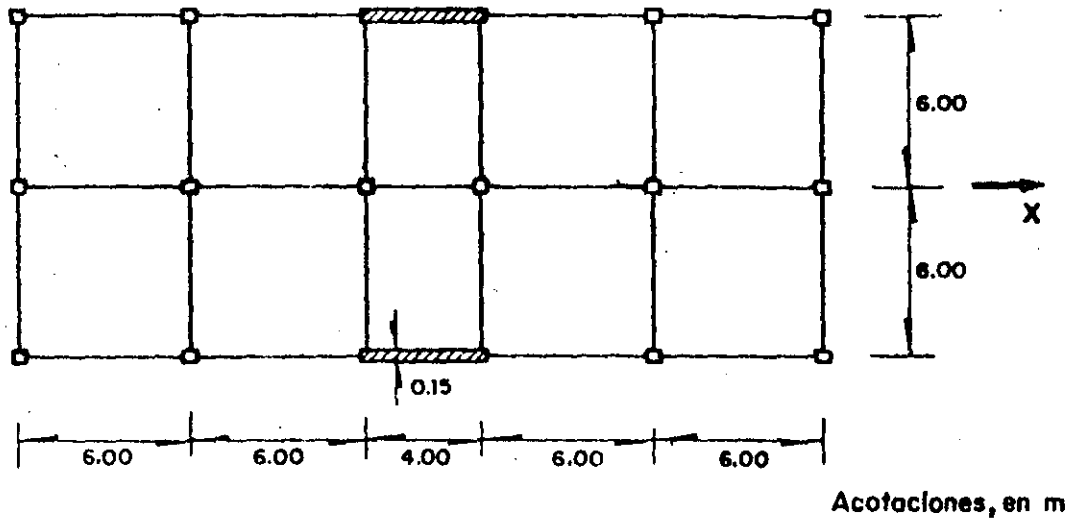


Fig 2.1 Comparación de los desplazamientos laterales de un muro obtenidos por dos métodos



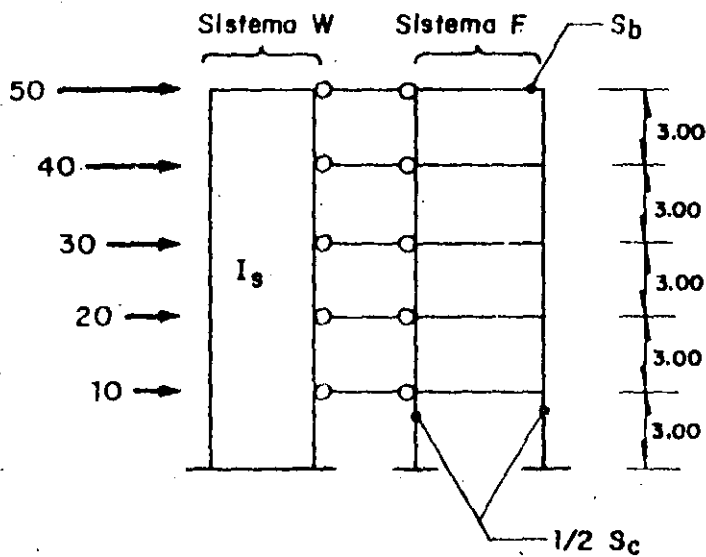
Alturas en m, cargas en ton
 $I_1 = 2.0 \text{ m}^4$, $A_1 = 1.2 \text{ m}^2$
 $I_2 = 1.5 \text{ m}^4$, $A_2 = 0.9 \text{ m}^2$
 $E = 1500000 \text{ ton/m}^2$
 $G = 600000 \text{ ton/m}^2$

Fig 2.2 Muro aislado sujeto a cargas laterales



Notas: Columnas cuadradas iguales de 0.40 m de lado
 Vigas iguales de 0.25 m de ancho por 0.50 m de peralte

Fig 2.3 Planta de un edificio con muros



Acotaciones, en m
 Fuerzas, en ton
 $I_s = 1.6 \text{ m}^4$
 $S_b = 0.005859 \text{ m}^3$
 $S_c = 0.009954 \text{ m}^3$
 $E = 1.5 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$

Fig 2.4 Representación del edificio de la fig 2.1 en el método de Khan y Sbarounis

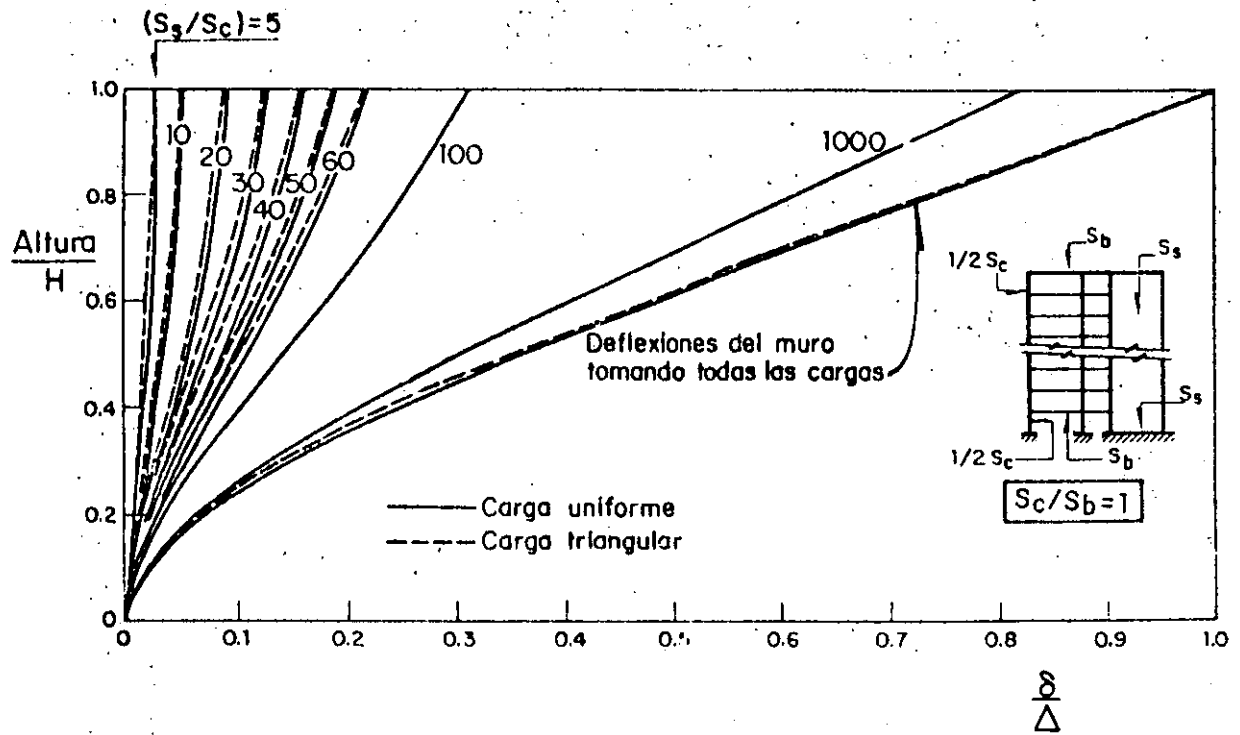


Fig 2.5 Gráficas de Khan y Sbarounis (ref 15)

δ = Deflexión de la estructura a la altura correspondiente
 Δ = Deflexión del extremo superior del muro aplicándole las cargas totales
 H = Altura total

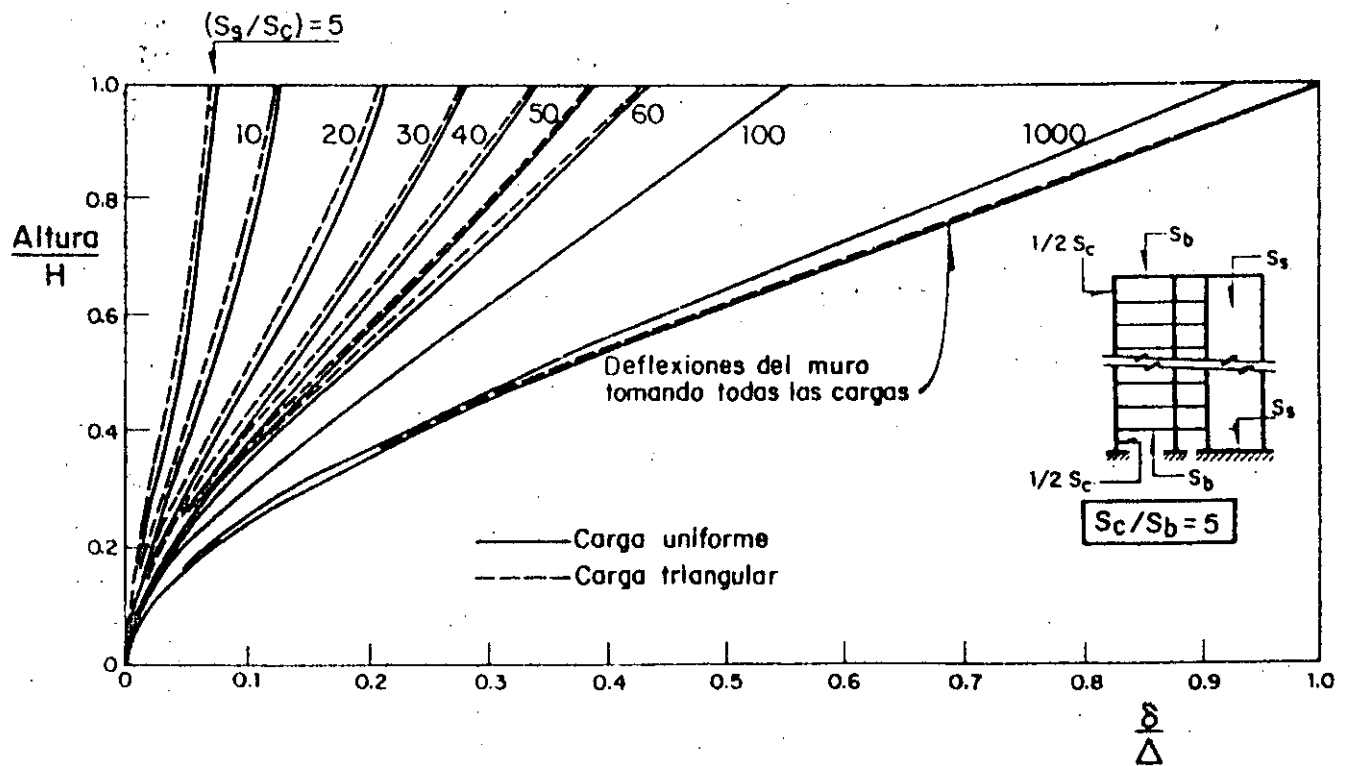


Fig 2.6 Gráficas de Khan y Sbarounis (ref 15)

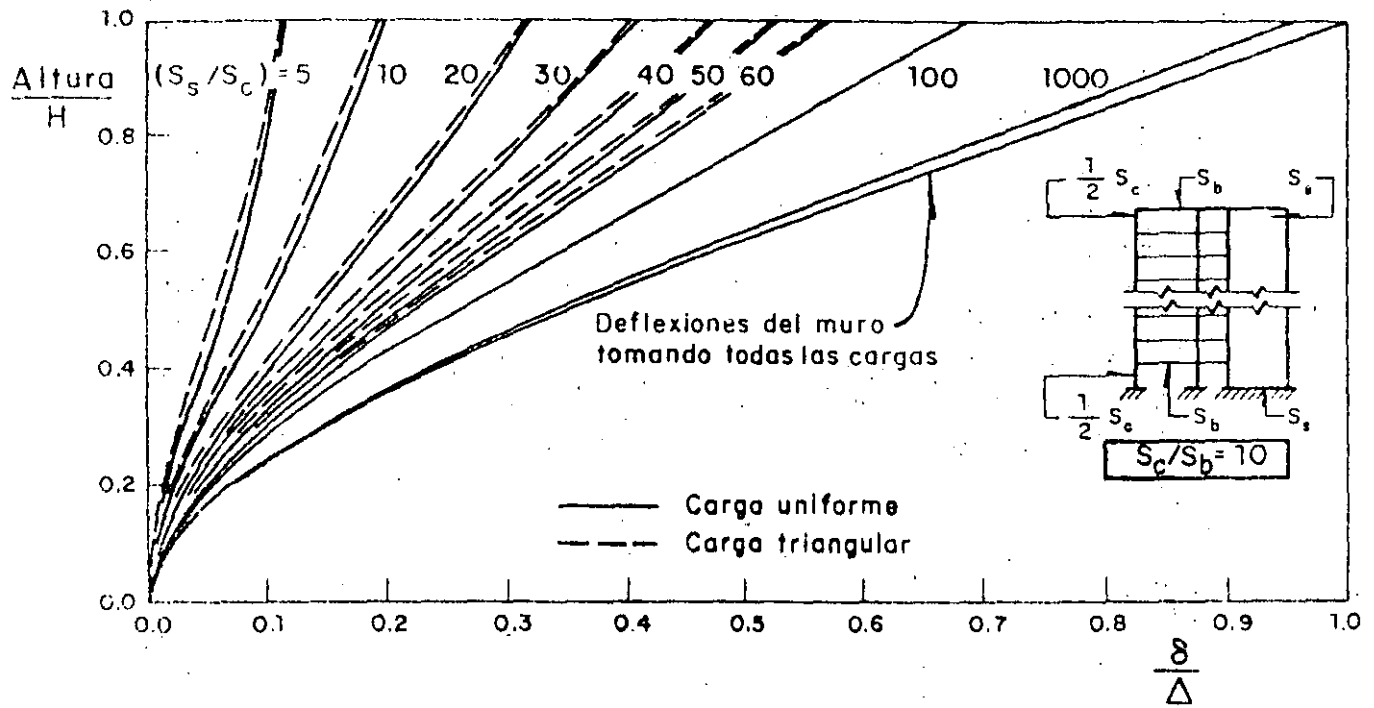


Fig 2.7 Gráficas de Khan y Sbarounis (ref 15)

δ = Deflexión de la estructura a la altura correspondiente

Δ = Deflexión del extremo superior del muro aplicándole las cargas totales

H = Altura total

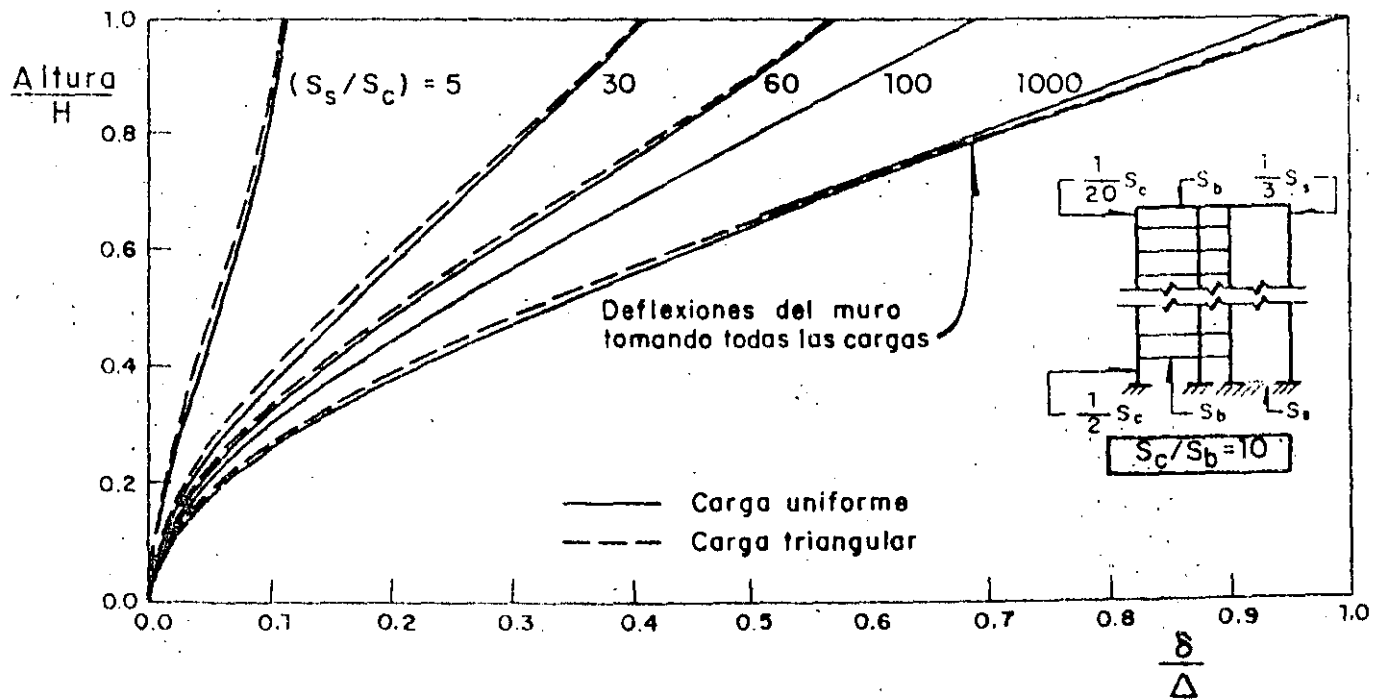


Fig 2.8 Gráficas de Khan y Sbarounis (ref 15)

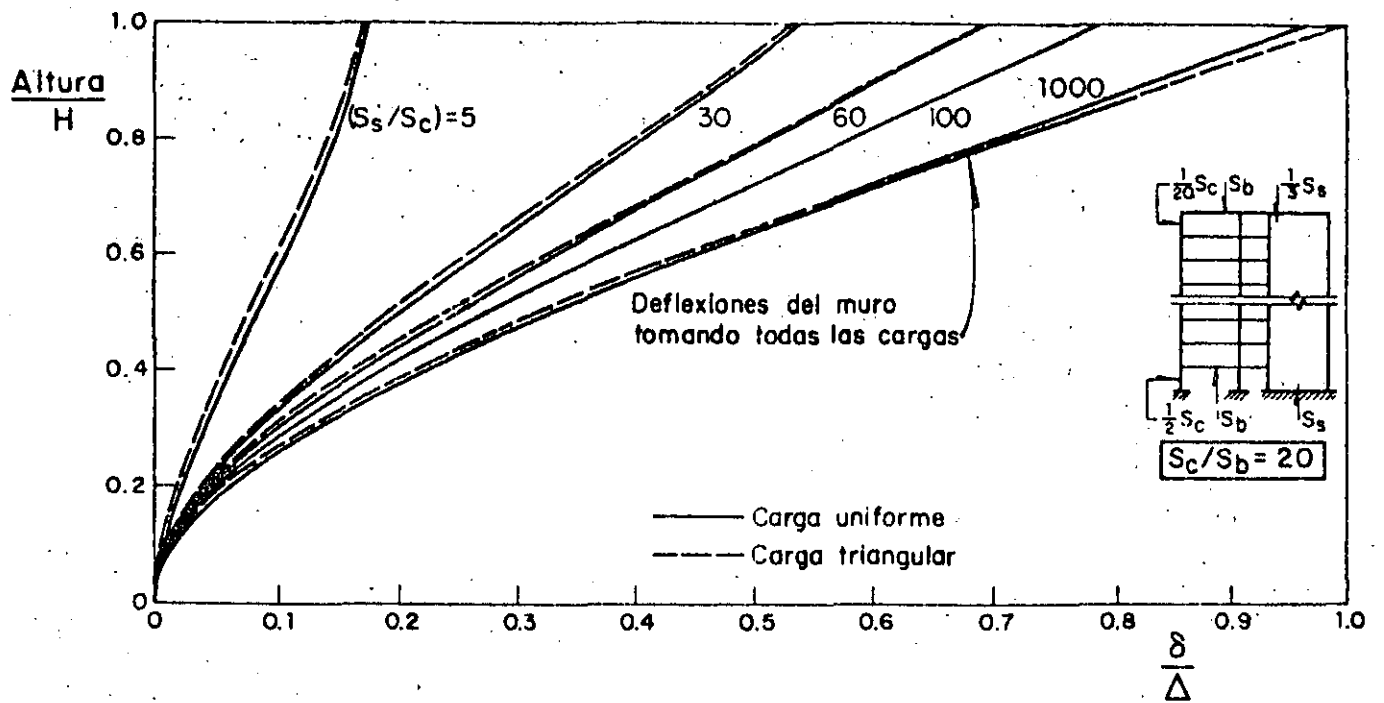


Fig 2.9 Gráficas de Khan y Sbarounis (ref 15)

- δ = Deflexión de la estructura a la altura correspondiente
- Δ = Deflexión del extremo superior del muro aplicándole las cargas totales
- H = Altura total

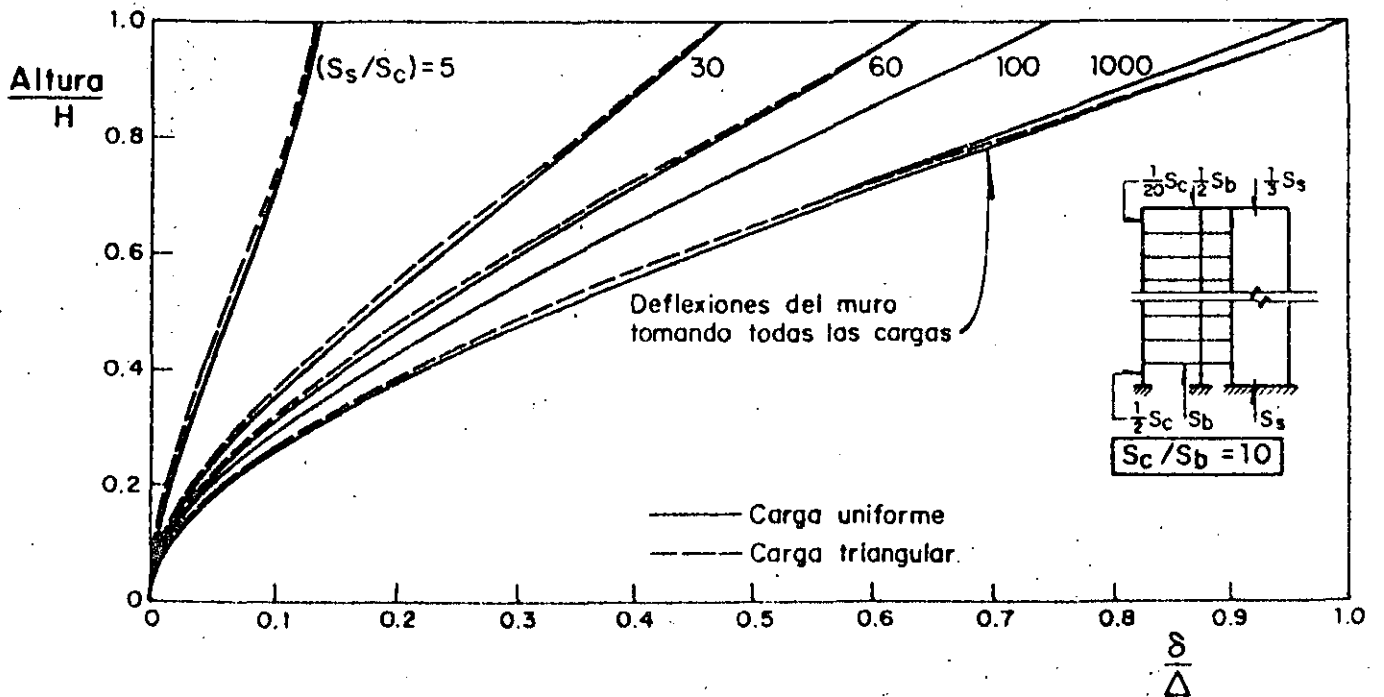
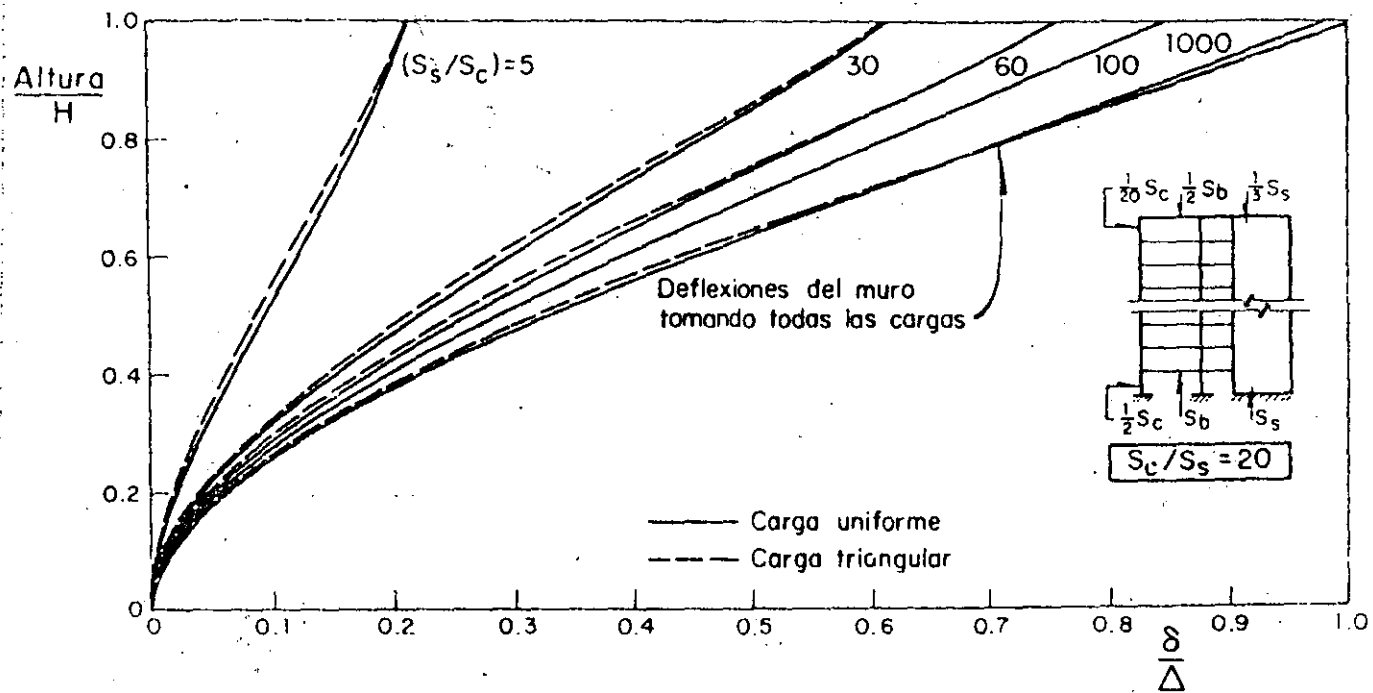


Fig 2.10 Gráficas de Khan y Sbarounis (ref 15)



- δ = Deflexión de la estructura a la altura correspondiente
- Δ = Deflexión del extremo superior del muro aplicándole las cargas totales
- H = Altura total

Fig 2.11 Gráficas de Khan y Sbarounis (ref 15)

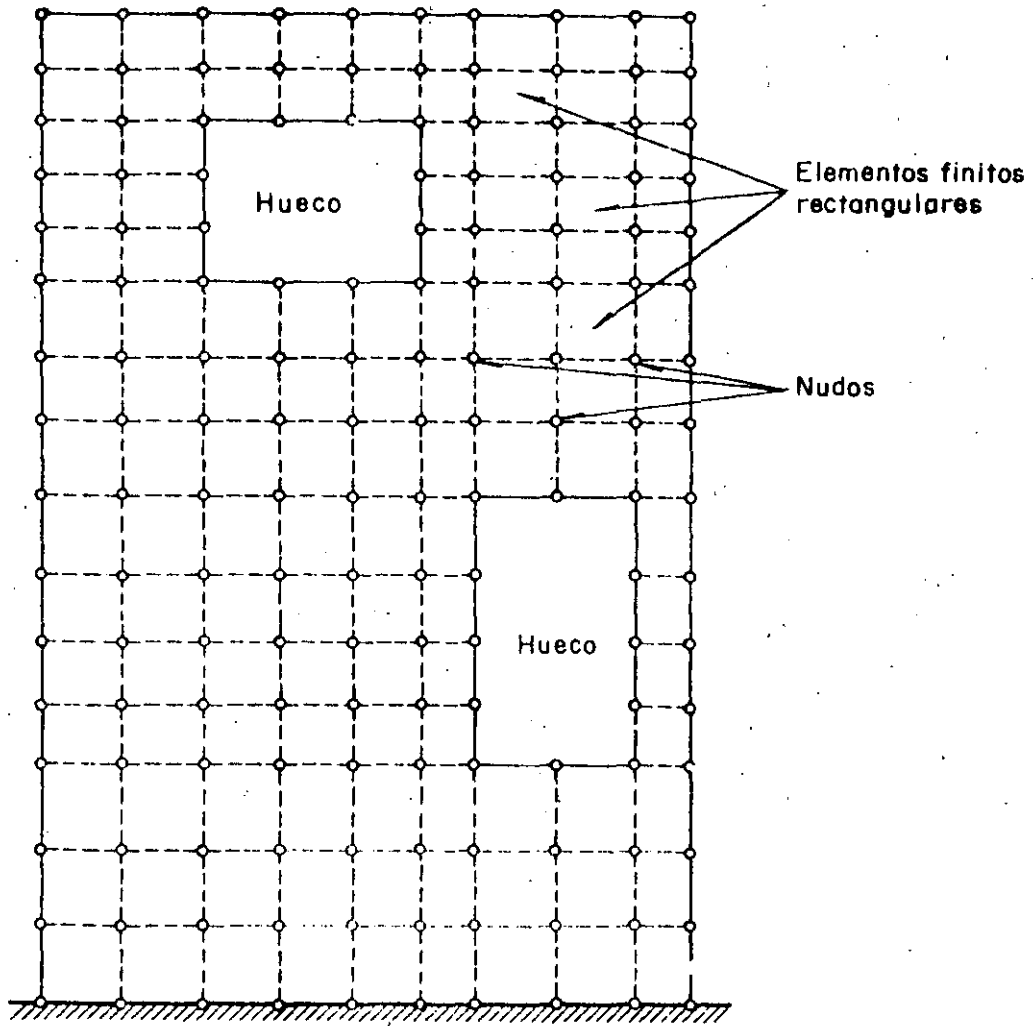
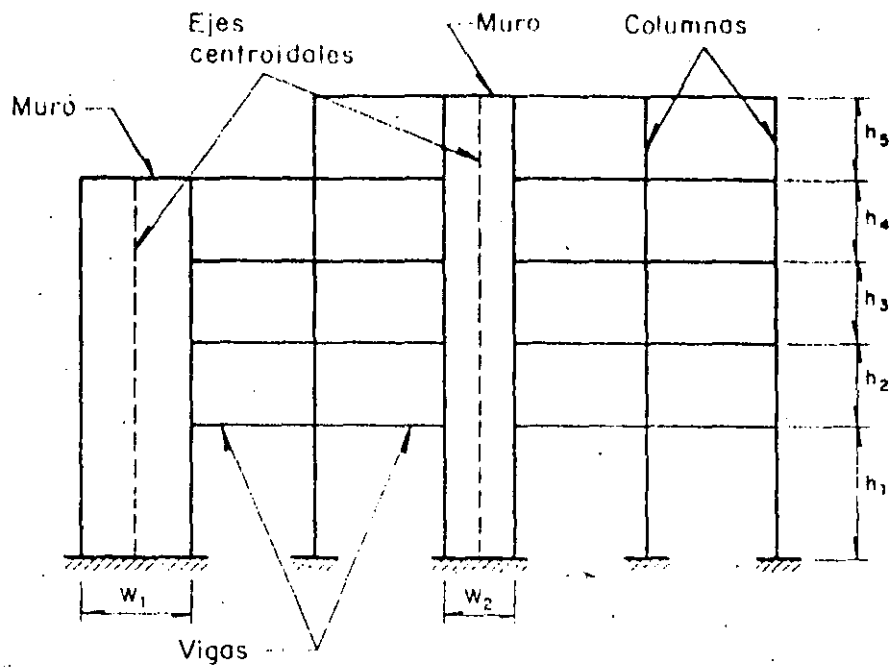
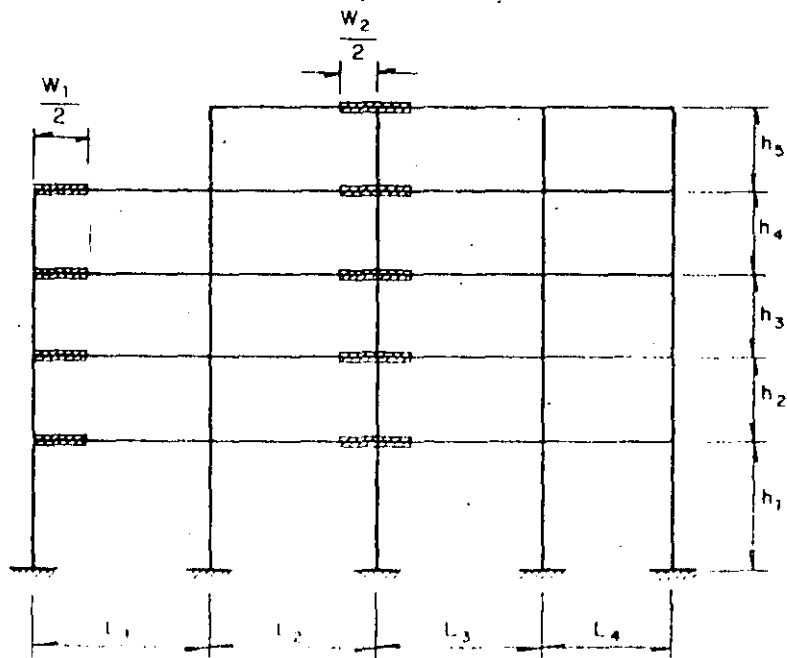


Fig 2.12 Malla de elementos finitos para analizar un muro con huecos

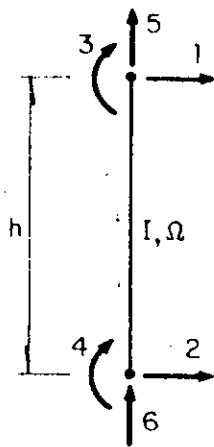


a) Esquema de la estructura



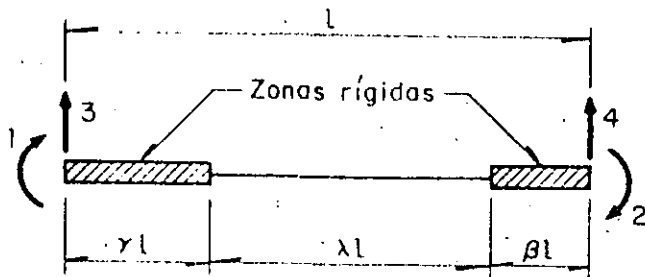
b) Marco con columnas anchas

Fig 2.13 Sistema muro-marco típico y su idealización como un marco con columnas anchas



$$\alpha = \frac{12 EI}{6 \Omega}$$

a) Columna ancha



$$\gamma + \lambda + \beta = 1$$

b). Viga con zonas infinitamente rígidas a flexión en sus extremos

Fig 2.14 Notación y grados de libertad para columnas y vigas en el método de la columna ancha

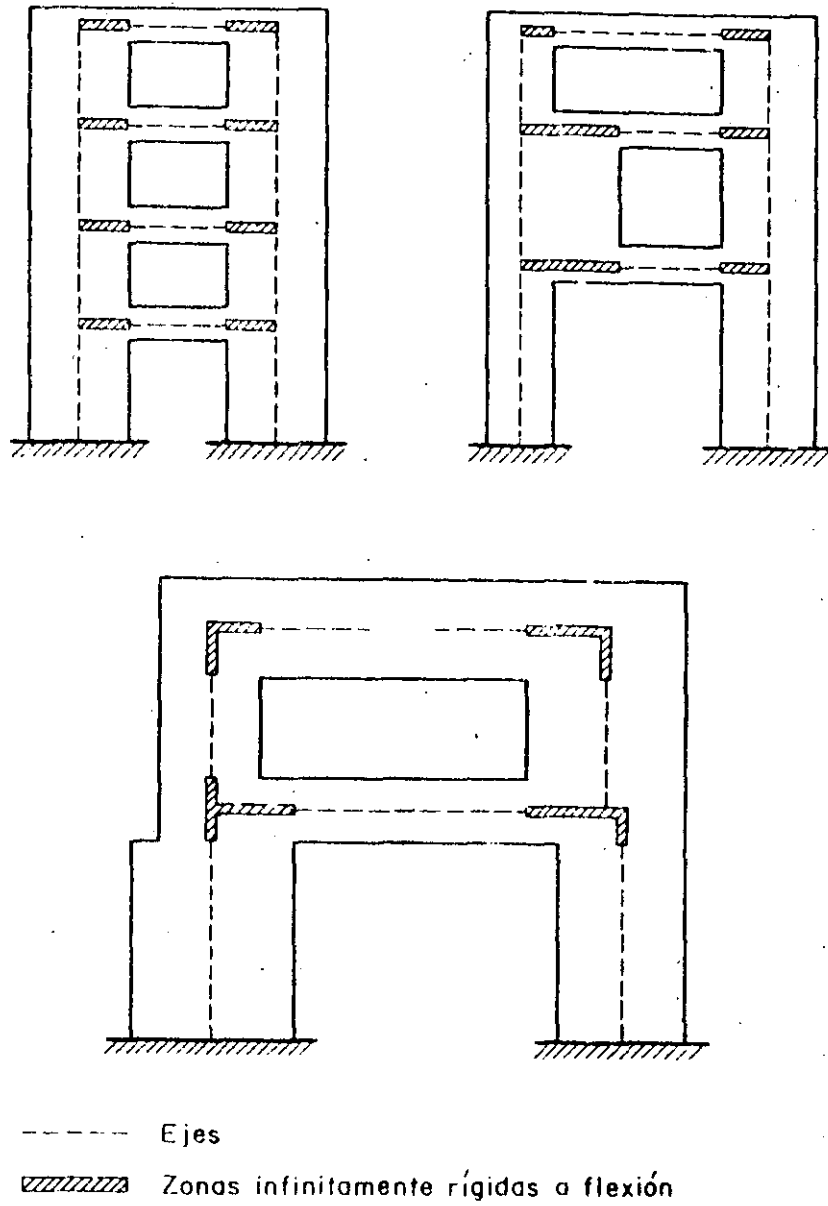


Fig 2.15 Algunos casos de muros con huecos que pueden analizarse con el método de la columna ancha

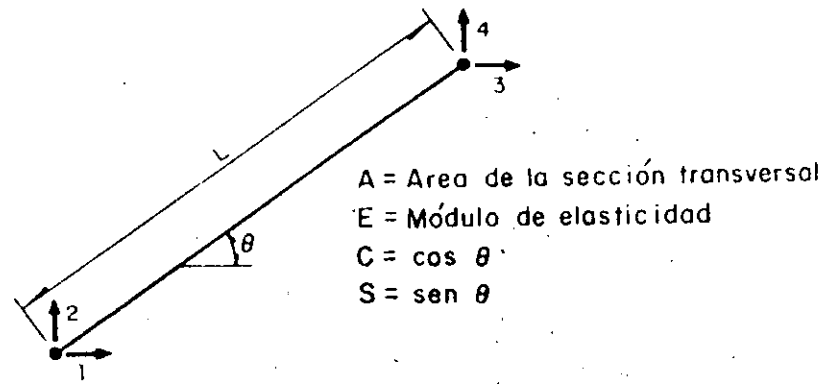


Fig 2.16 Propiedades y grados de libertad de una diagonal

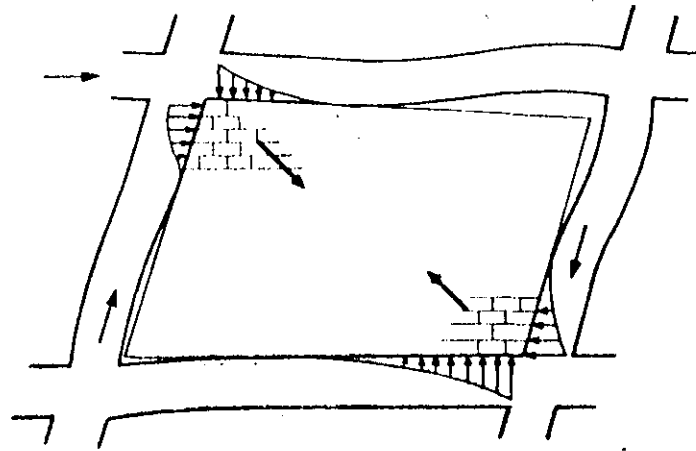


Fig 2.17 Muro de mampostería confinado por un marco

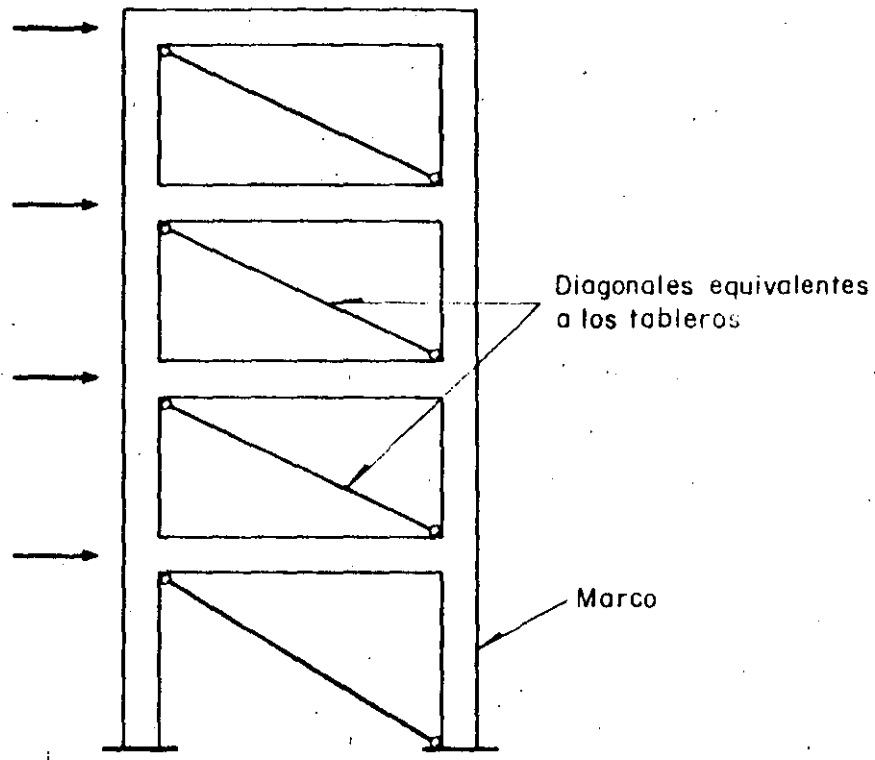
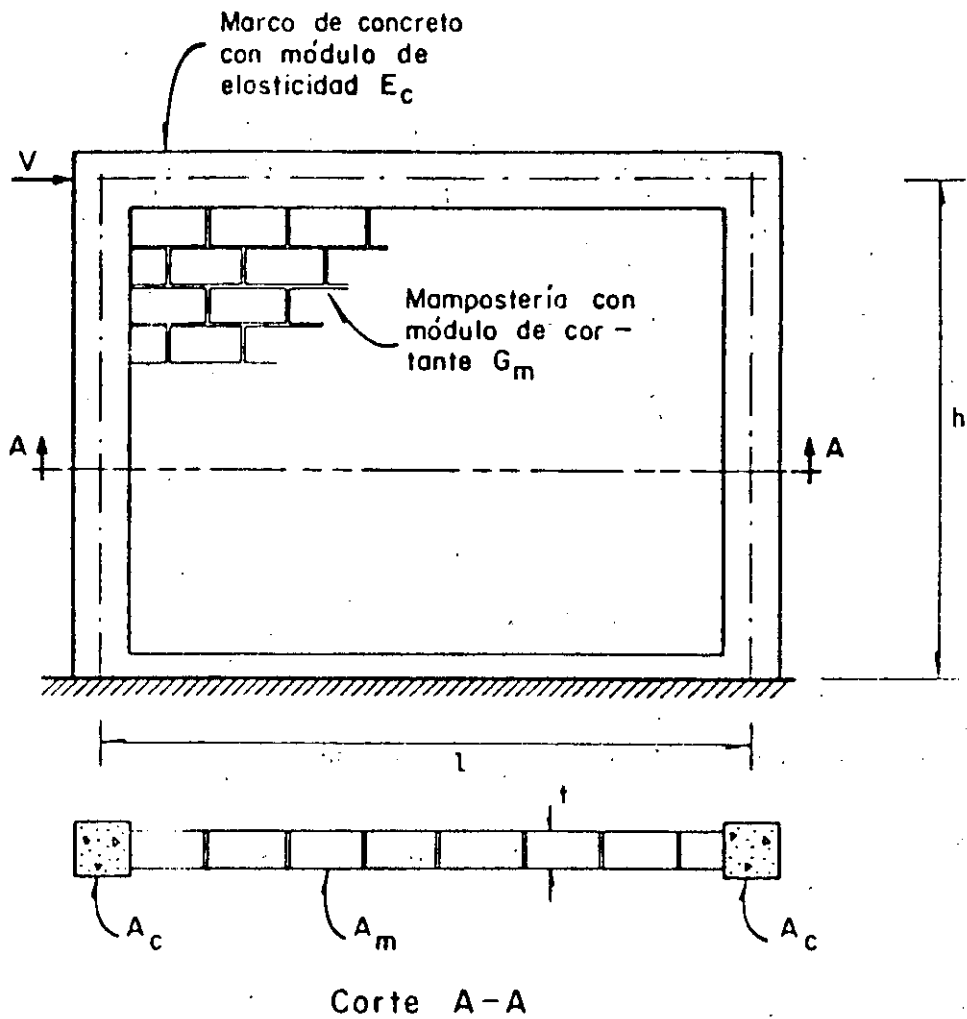


Fig 2.18 Diagonales en compresión equivalentes a tableros de mampostería confinados por vigas y columnas, cuando están sujetos a cargas laterales



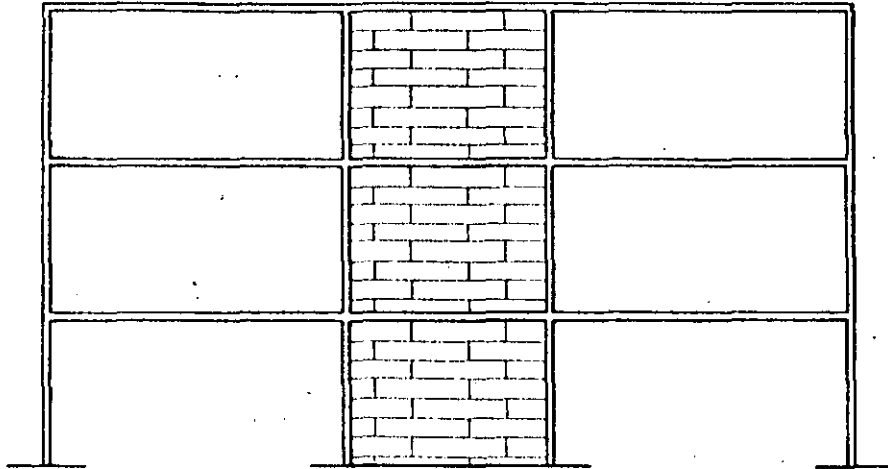
Definiciones

$$\zeta = \frac{l}{h} = \text{relación de aspecto}$$

$$\lambda = \frac{E_c A_c}{G_m A_m}$$

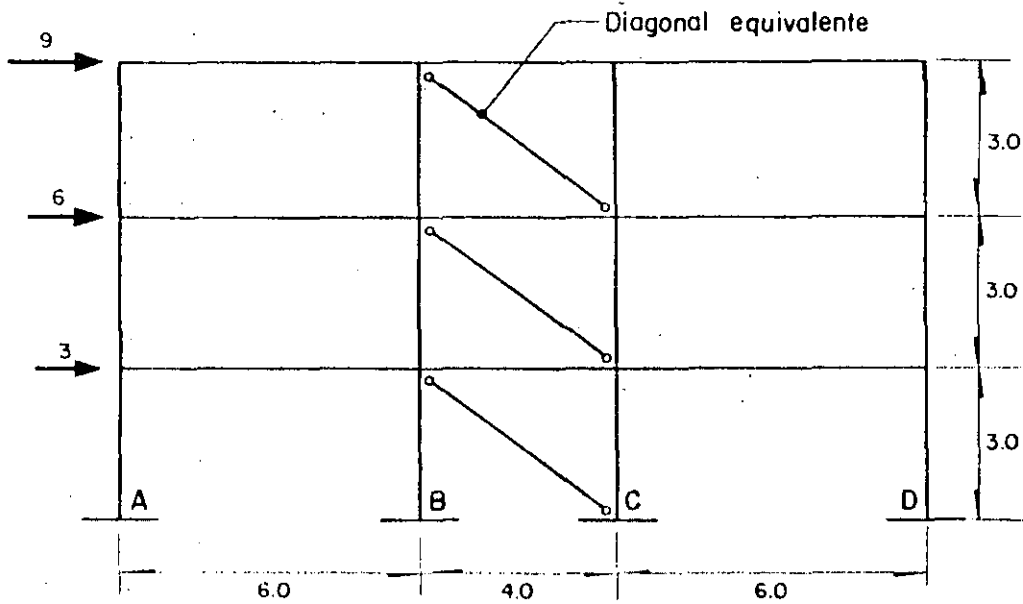
$$I = \frac{A_c l^2}{2}$$

Fig 2.19 Definiciones empleadas para determinar la rigidez lateral de muros de mampostería confinados por marcos de concreto



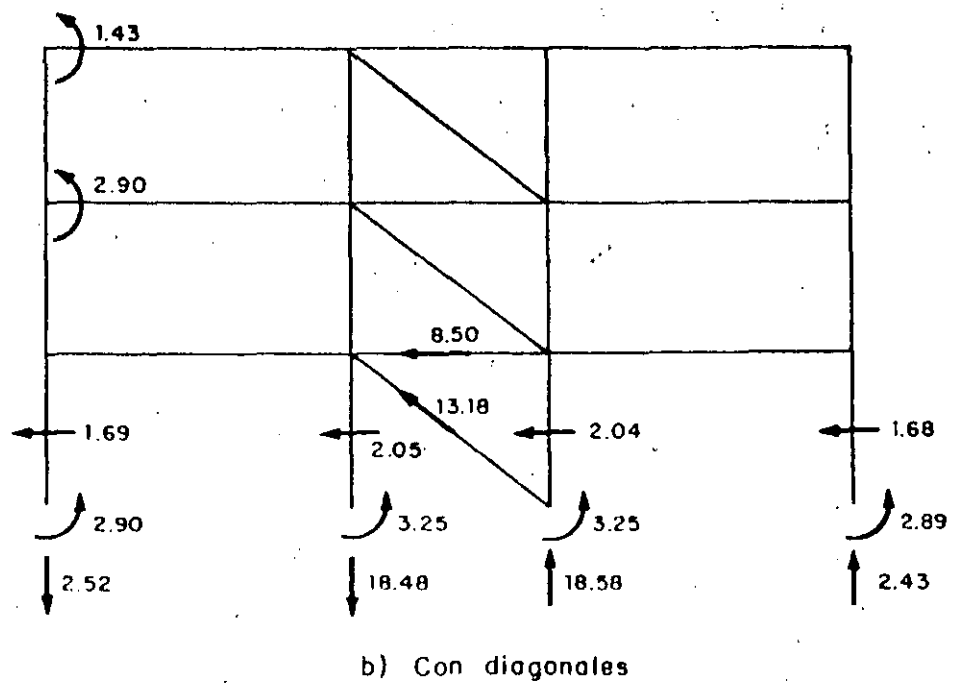
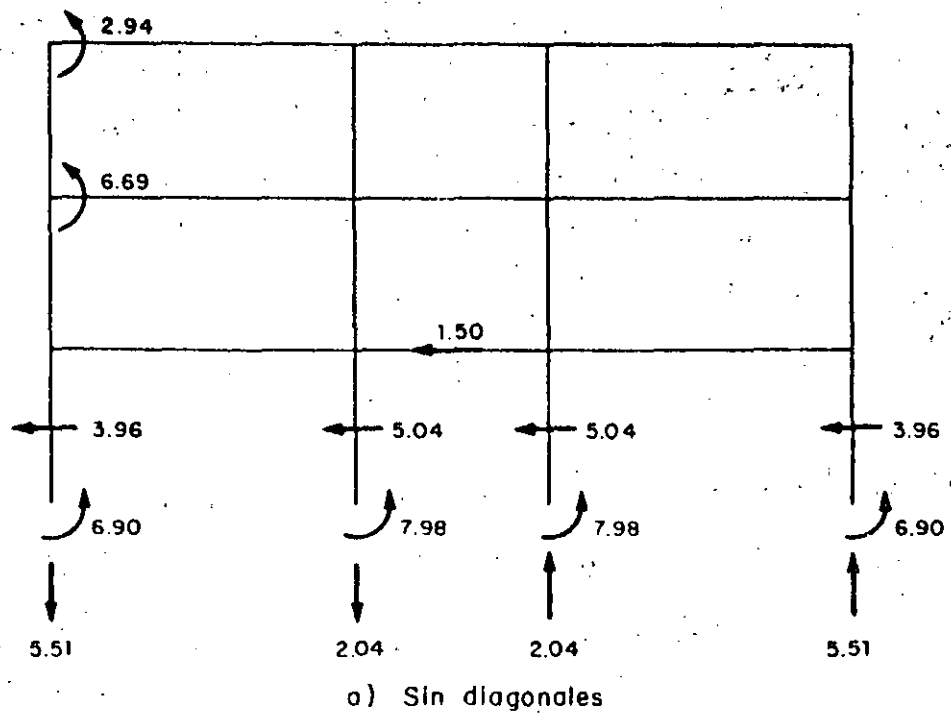
Columnas de 0.30 X 0.30 y vigas de 0.25 X 0.50, de concreto con $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Muros de tabique de barro recocido de 0.15 m de espesor



Fuerzas en toneladas y longitudes en metros

Fig 2.20 Marco con muros de mampostería



Fuerzas en ton y momentos en ton-m

Fig 2.21 Algunos resultados de analizar el marco de la fig 2.19

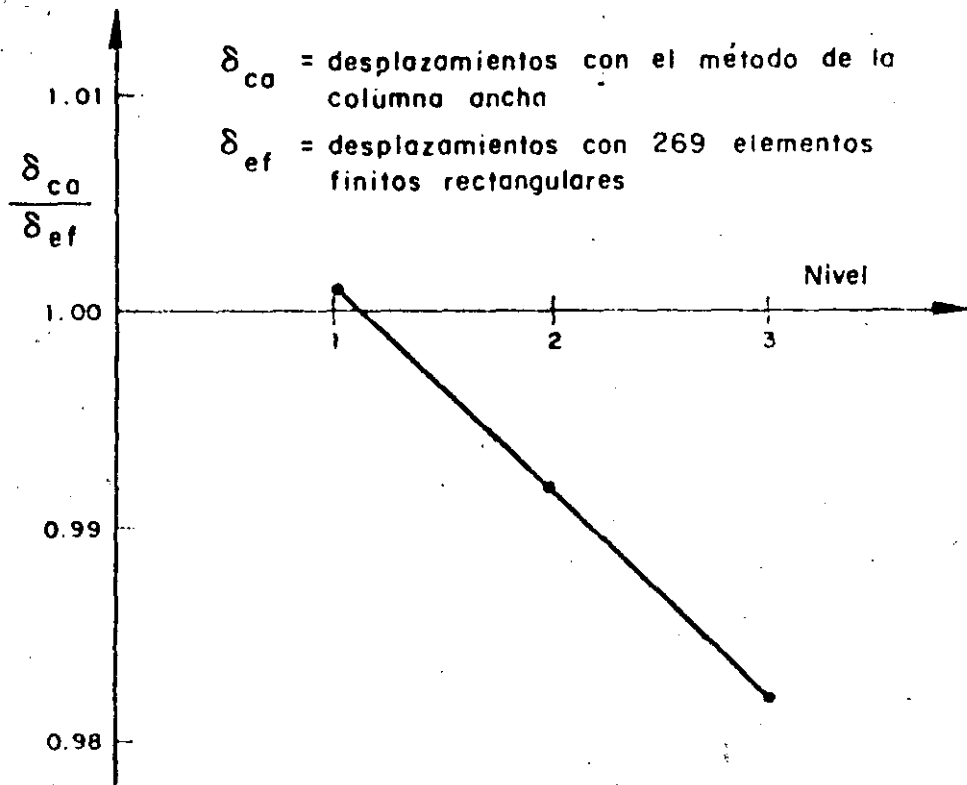
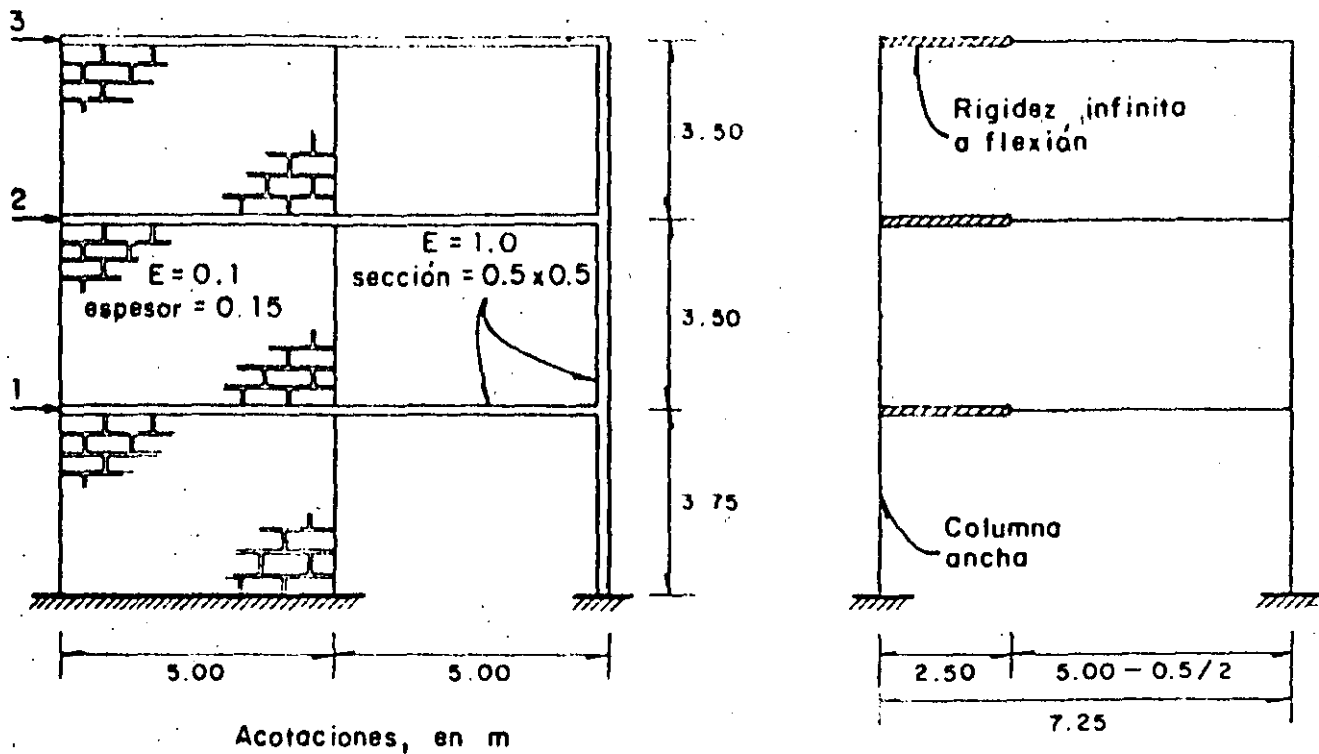


Fig 2.22 Comparación del método de elementos finitos con el de la columna ancha

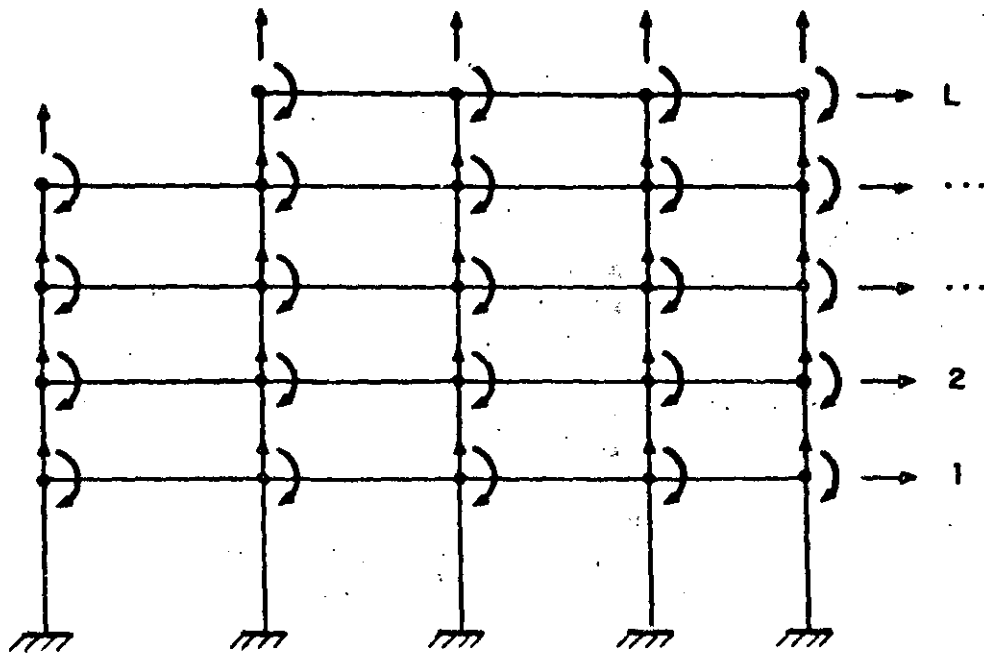


Fig 3.1 Grados de libertad del sistema plano de la fig 2.13

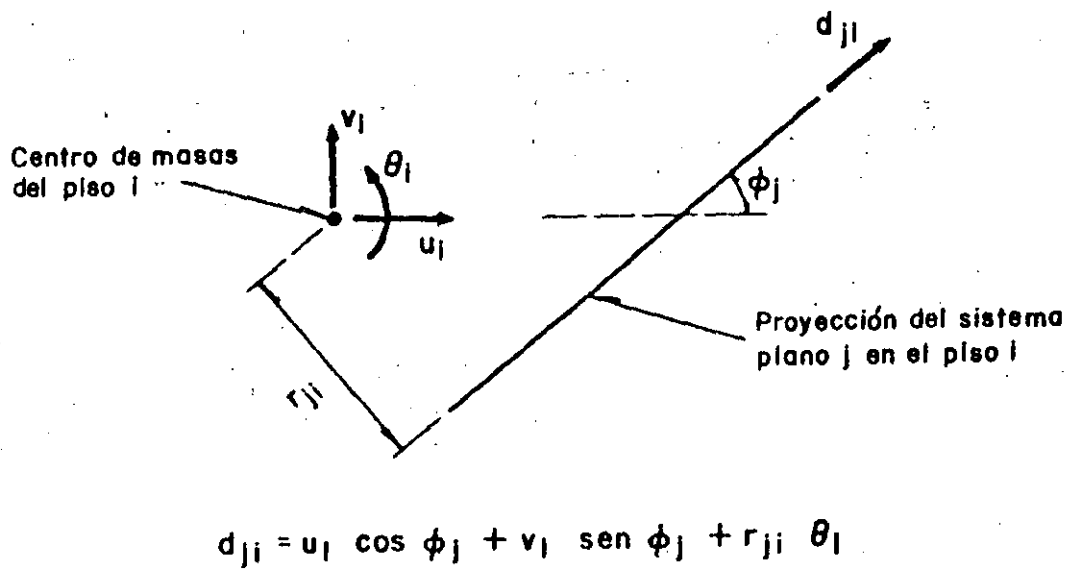
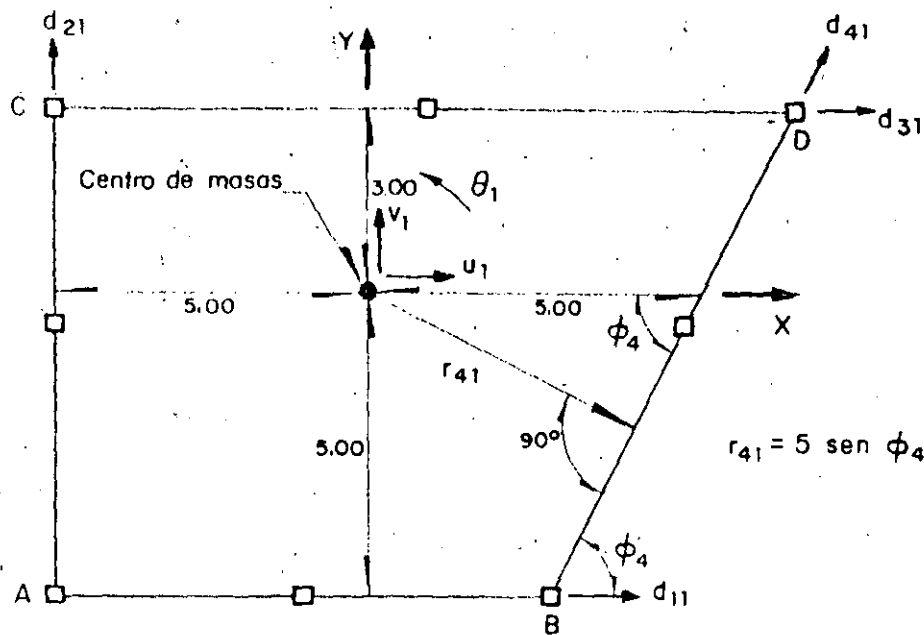


Fig 3.2 Relación entre los desplazamientos en planta del piso rígido i y el desplazamiento lateral del sistema plano j en dicho piso



Se trata de un solo piso $i=1$ (fig 3.2)

Acotaciones, en m

marcos j	Rigidez lateral (ton/m)	ϕ_j (grados)	r_{ji} (m)
1 AB	300	0	-5.00
2 AC	300	90°	-5.00
3 CD	200	0	3.00
4 BD	200	60°	4.33

Para la definición de ϕ y r_{ji} , ver la fig 3.2

Fig 3.3 Estructura para ejemplificar el método de análisis tridimensional matricial

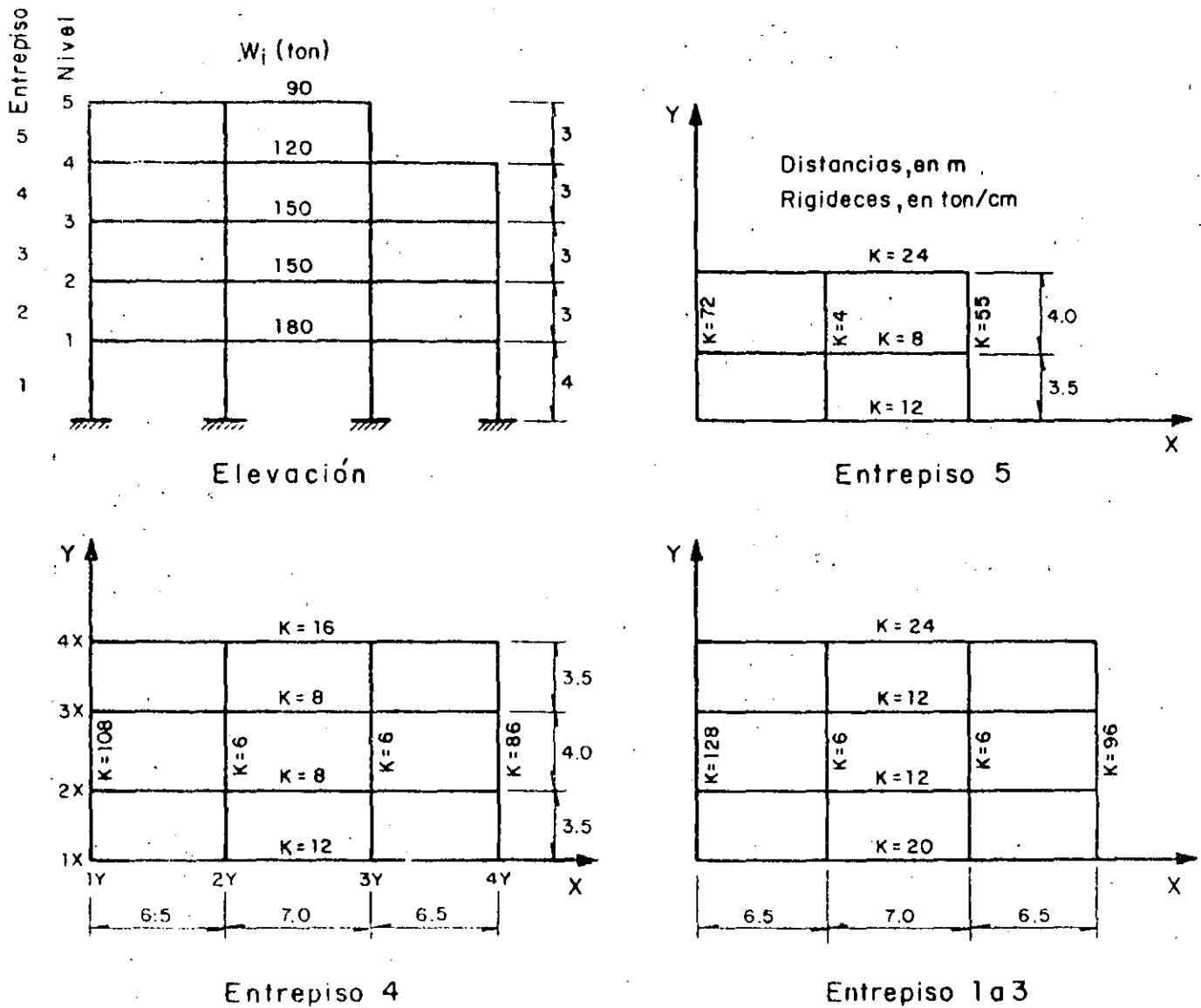


Fig 4.1 Datos para el ejemplo de análisis estático de la sección 4.2.1

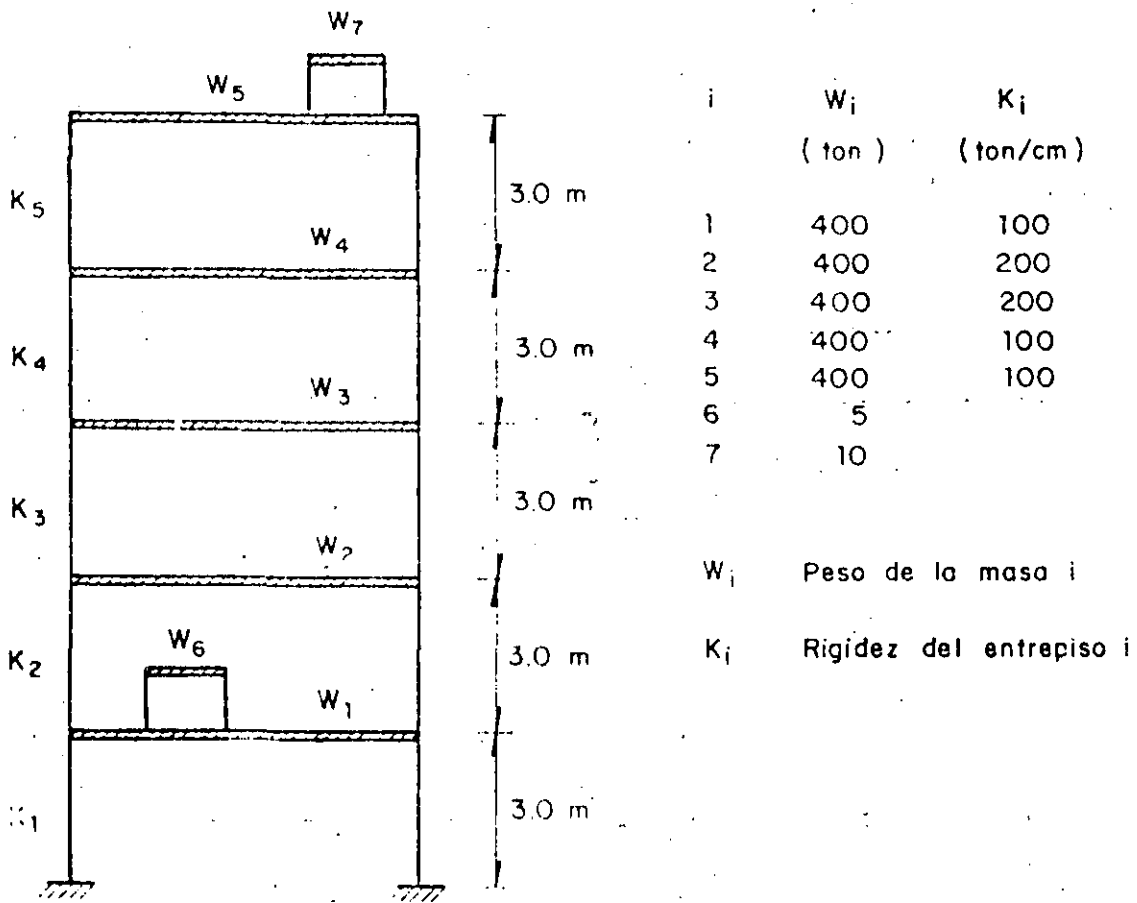


Fig 4.2 Edificio con apéndices

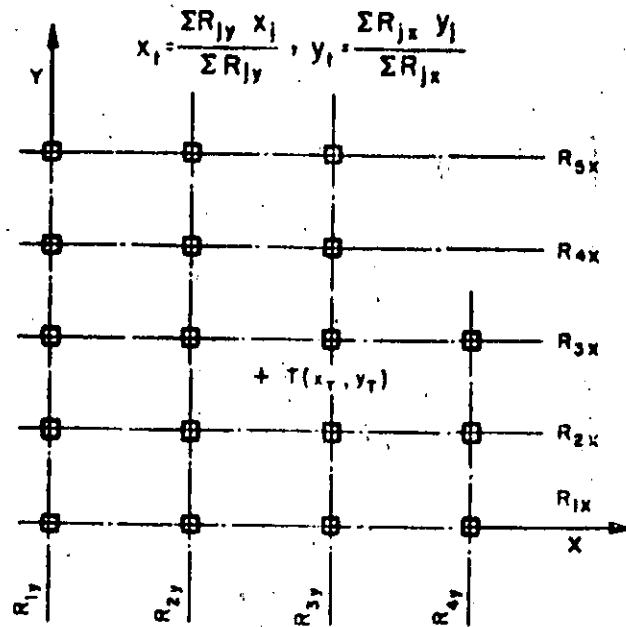
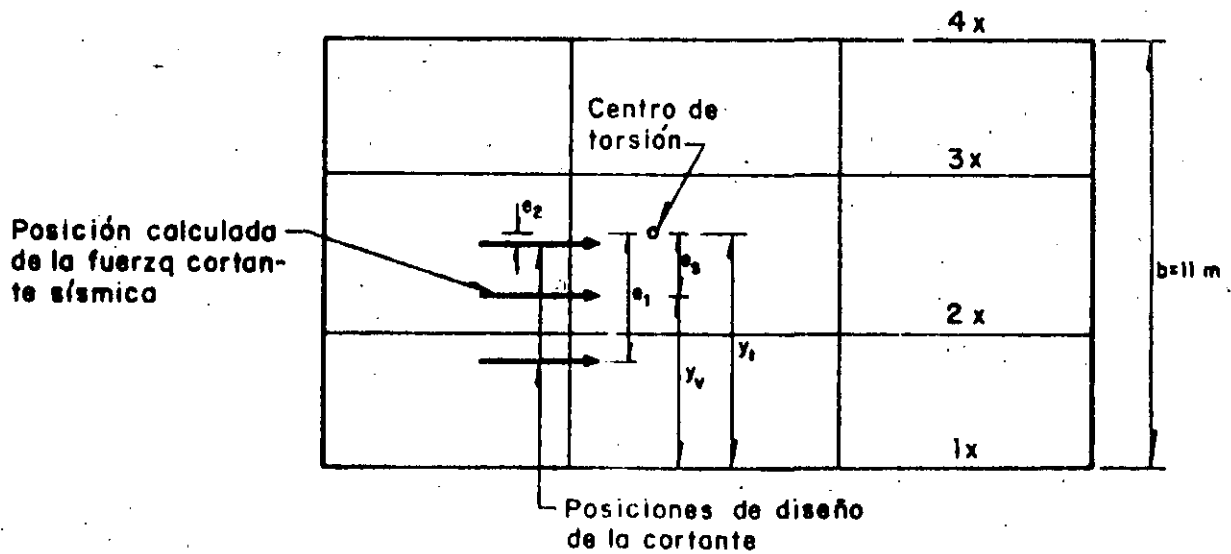


Fig 4.3 Elementos resistentes y centro de torsión

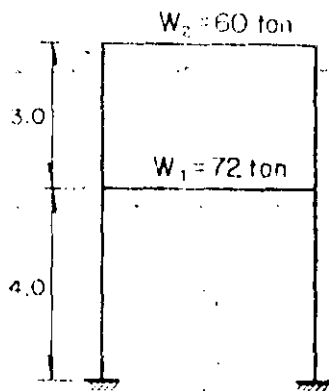
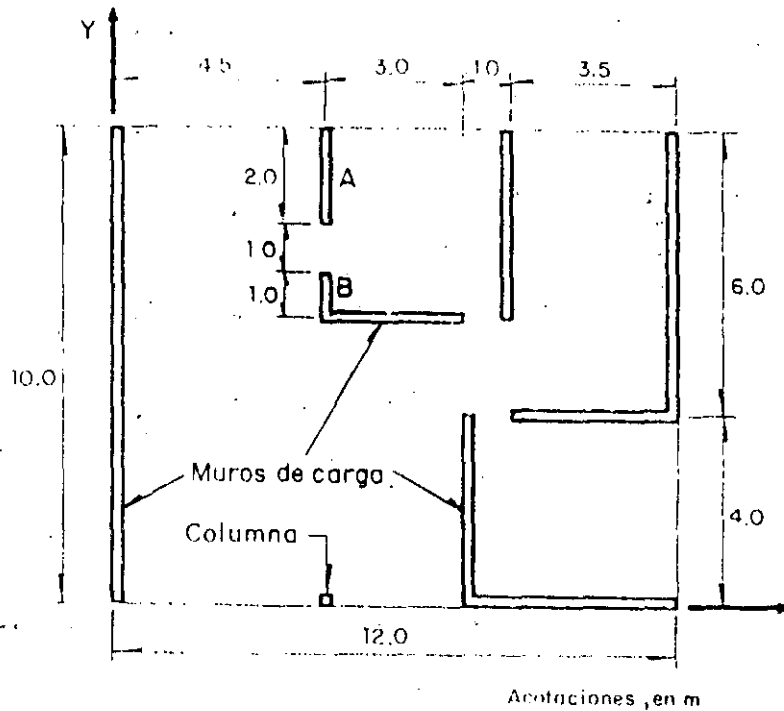


$$y_v = 4.66, \quad y_t = 6.00, \quad e_3 = y_t - y_v = 1.34$$

$$e_1 = 1.5 e_3 + 0.1b = 3.11$$

$$e_2 = e_3 - 0.1b = 0.24$$

Fig 4.4 Posiciones de la fuerza cortante sísmica para calcular los momentos torsionantes de diseño (los valores numéricos corresponden al entrepiso 4 de la fig 4.1)



Los muros de carga son de tabique de barro recocido y se supone un esfuerzo cortante nominal de 3.5 kg/cm^2 (ver tabla de la pág 15 de la ref. 31.)

La estructura es para casa habitación (grupo B) y se construirá sobre terreno firme (zona I)

Fig 4.5 Edificio para ejemplificar el método simplificado de análisis sísmico

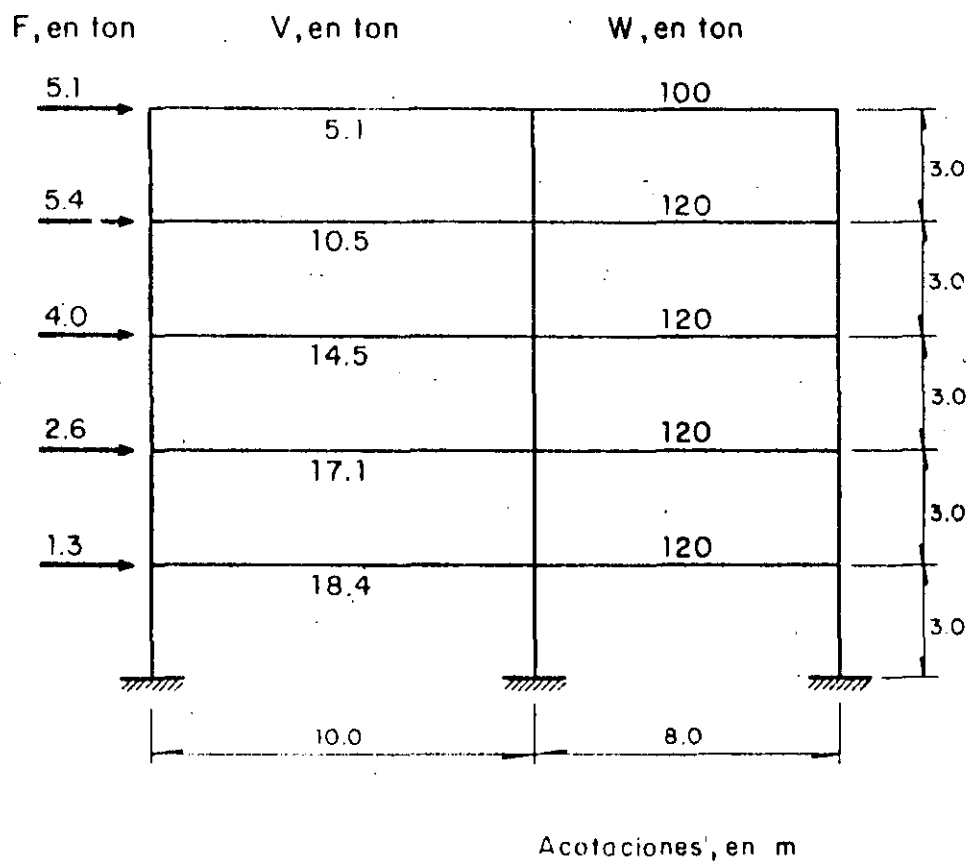


Fig 4.6 Marco para ejemplificar el cálculo de momentos de volteo

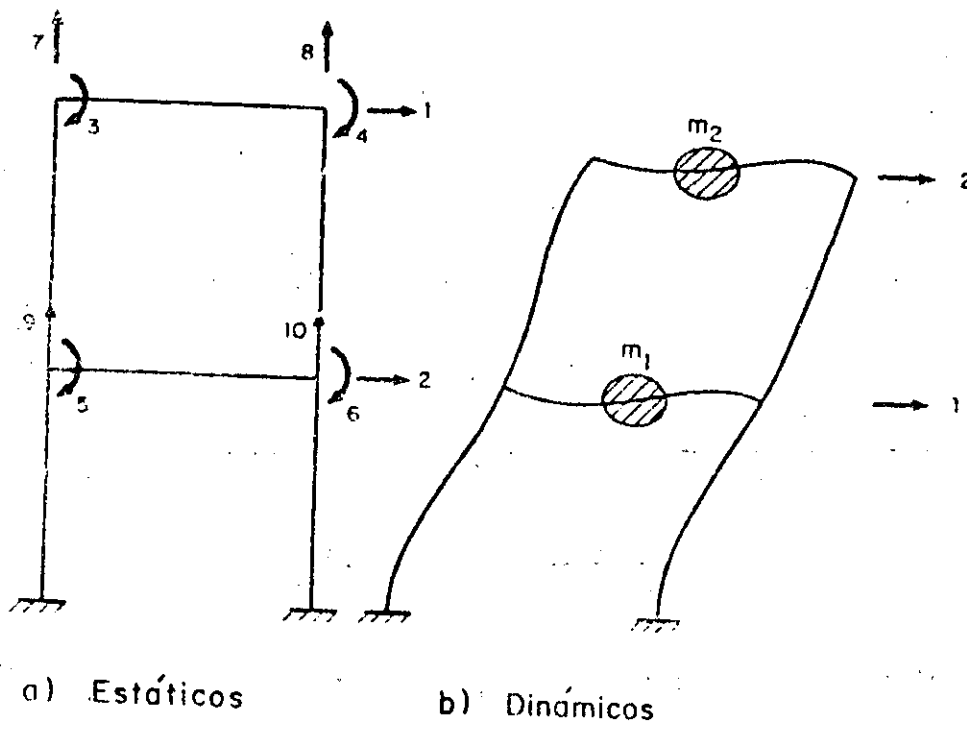


Fig 5.1 Grados de libertad estáticos y dinámicos

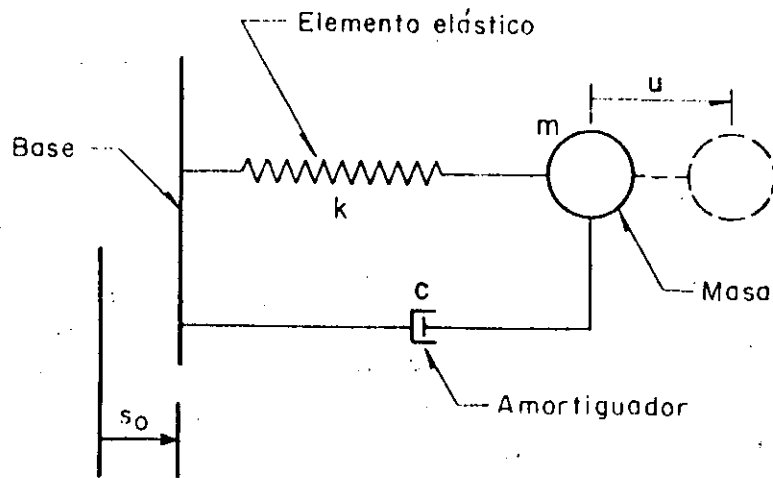


Fig 5.2 Sistema simple con amortiguamiento viscoso

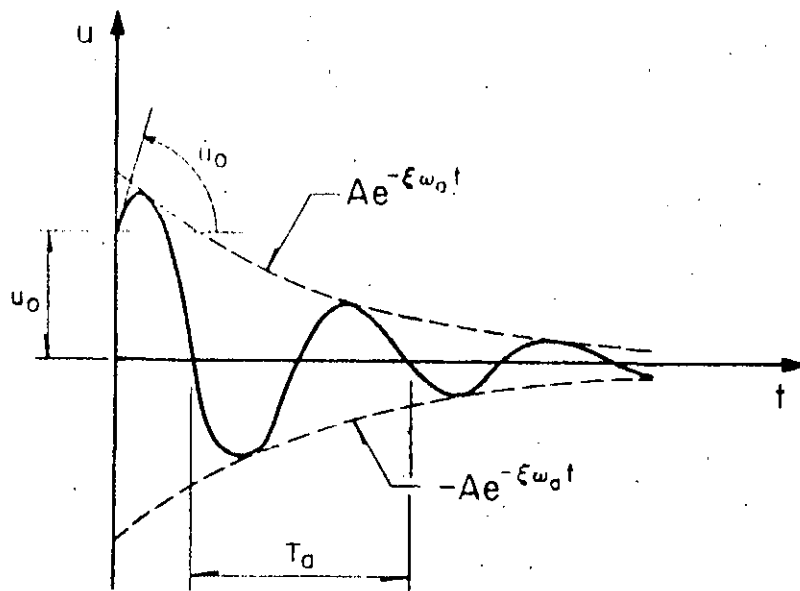


Fig 5.3 Vibraciones libres de un sistema como el de la fig 5.2

29NOV78/

/ A/

/M. HIDALGO PATIO A Y B

/COMP N90W

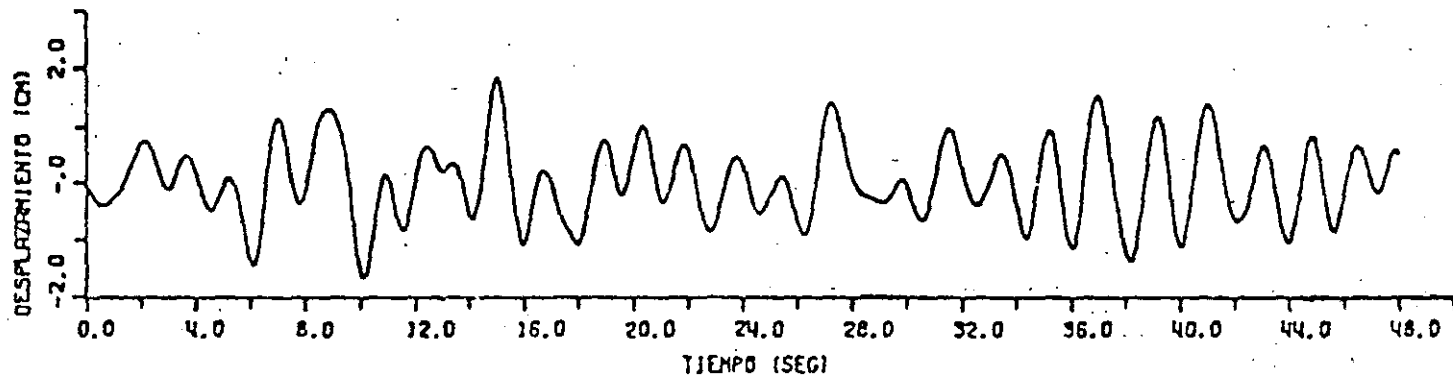
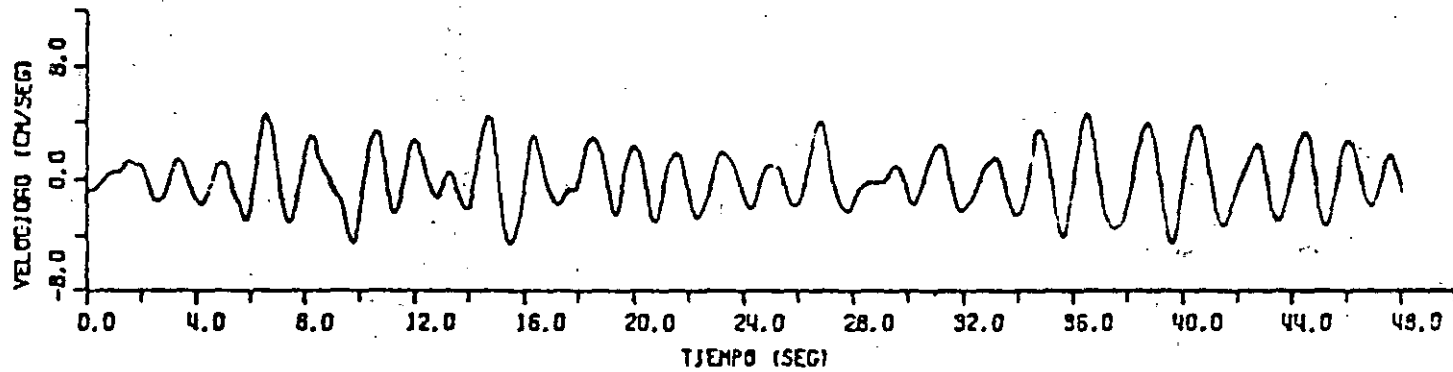
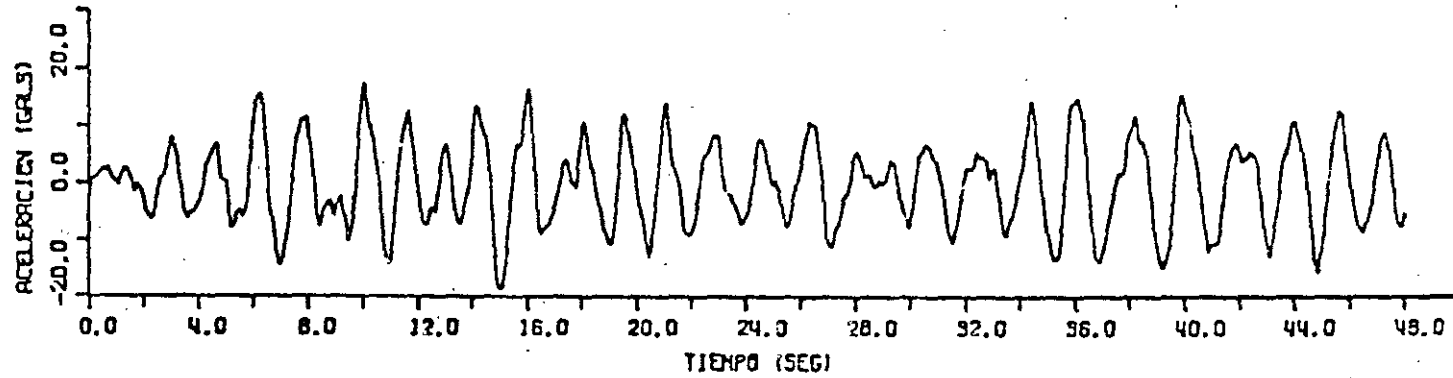


FIG. 5.4 ACCELERACIONES, VELOCIDADES Y DESPLAZAMIENTOS DE UN TENBLOR REGISTRADO EN LA ZONA III.

29NOV78/

/ A/

/M. HIDALGO PATIO A Y B

/COMP N90W

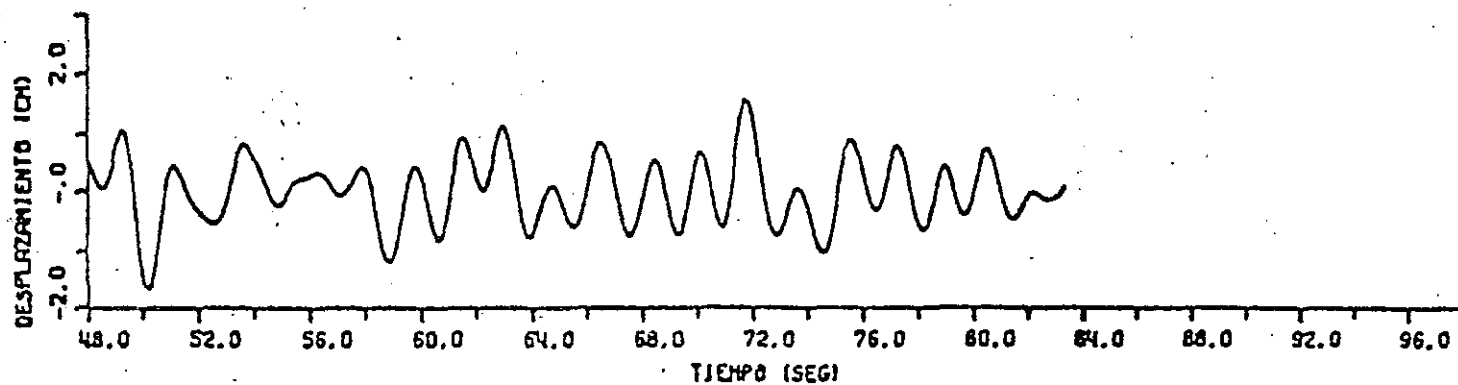
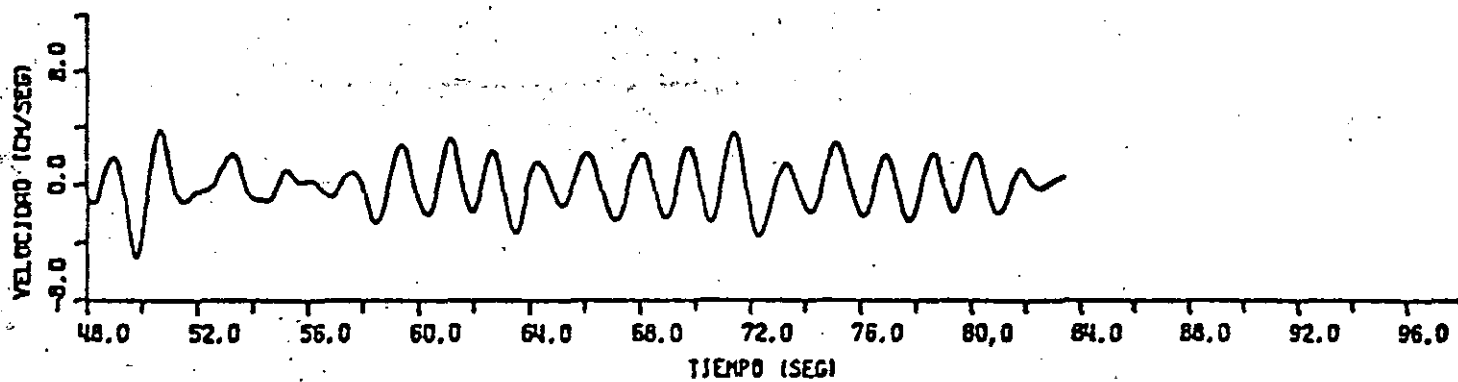
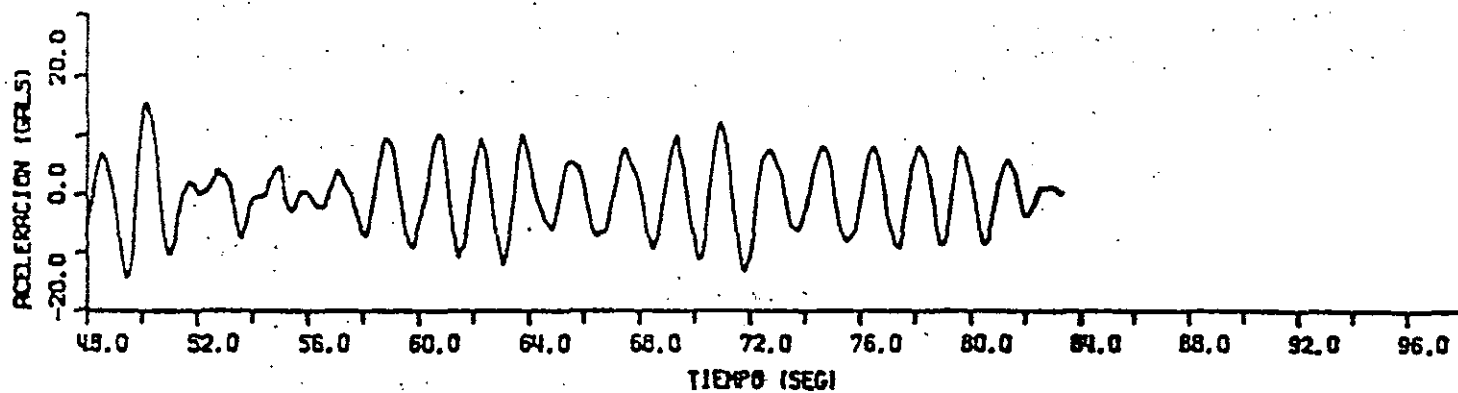


FIG. 5.4

CONTINUACION

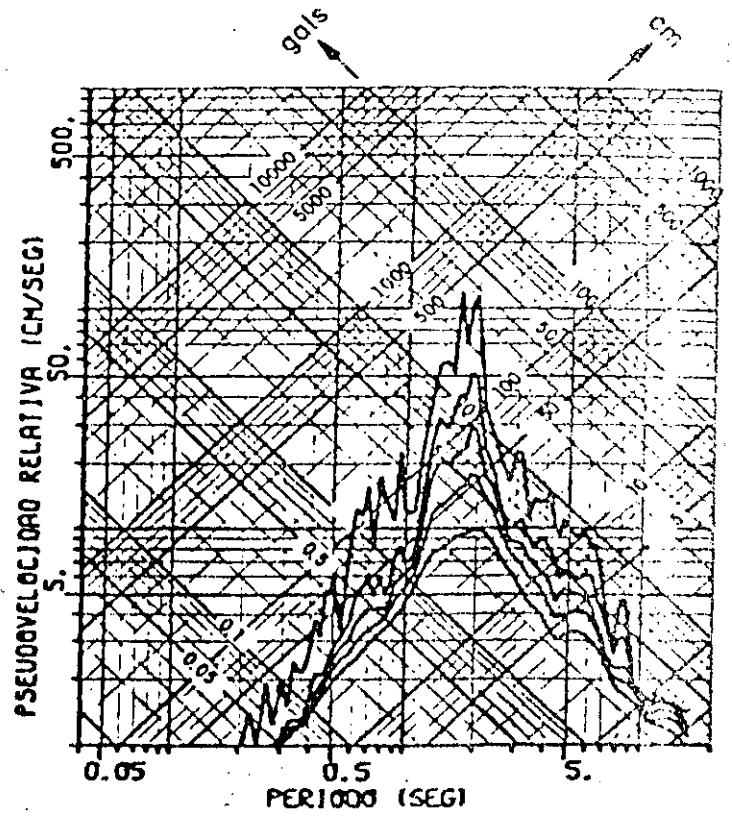
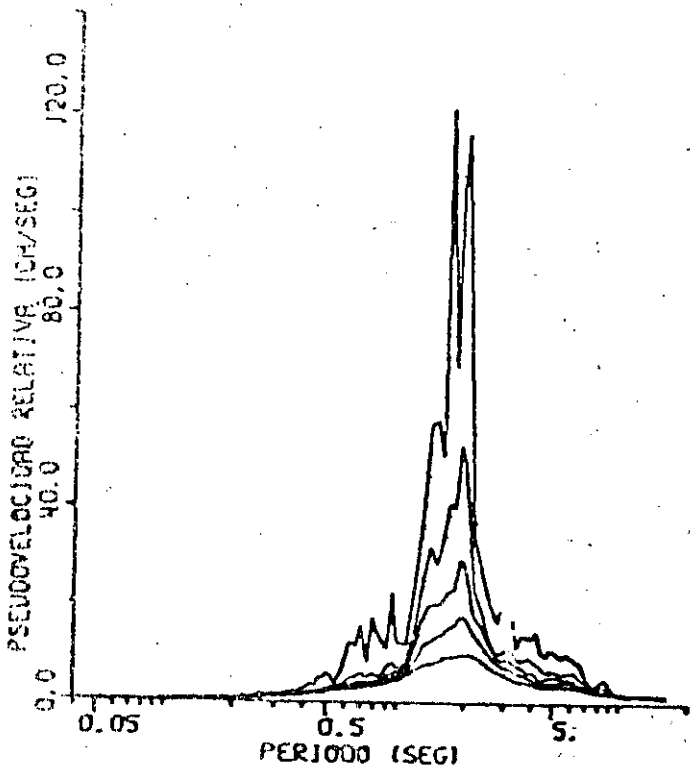
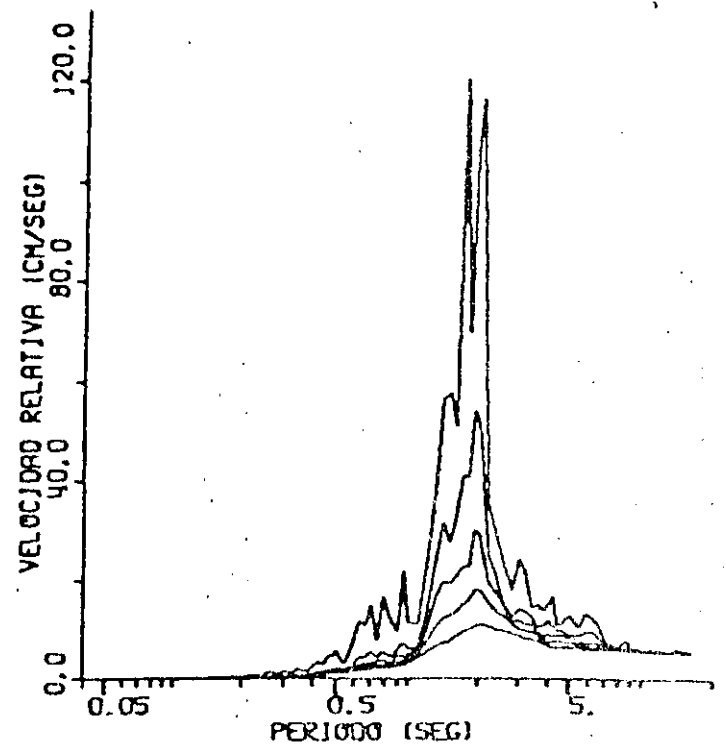
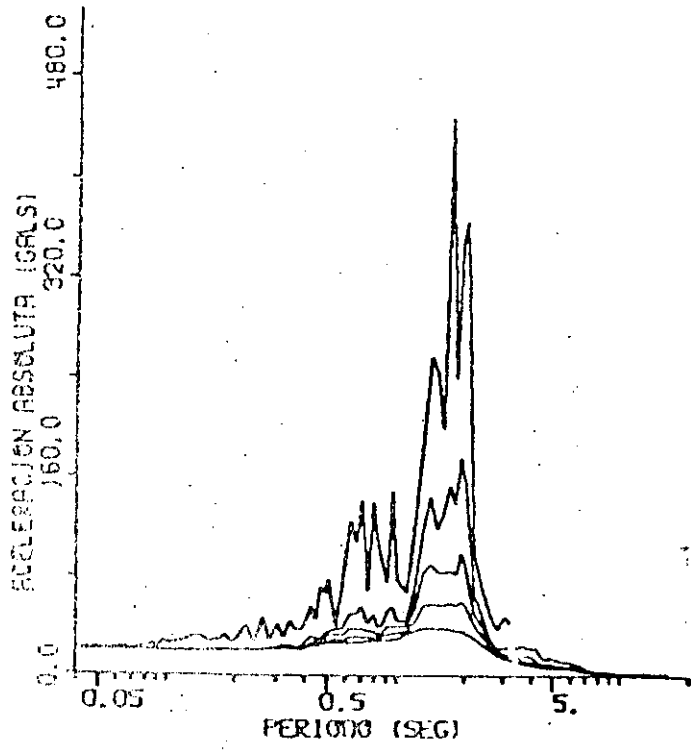


FIG 5.5. DISTINTOS ESPECTROS DE RESPUESTA DEL TEMBLOR DE LA FIG 5.4 (AMORTIGUAMIENTOS 0, 2, 5, 10 Y 20 POR CIENTO DEL CRÍTICO).

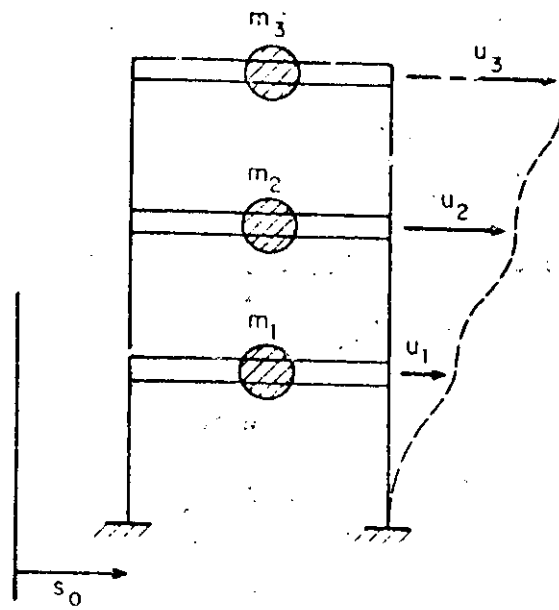
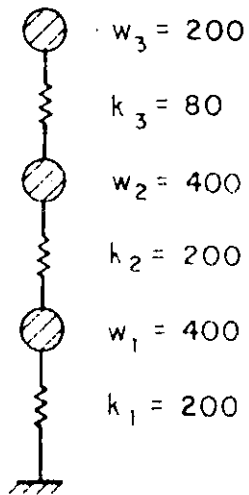


Fig 5.6 Sistema de varios grados de libertad



k_i = rigidez del entrepiso i , en ton/cm

w_i = peso del piso i , en ton

Fig 5.7 Estructura con tres grados de libertad

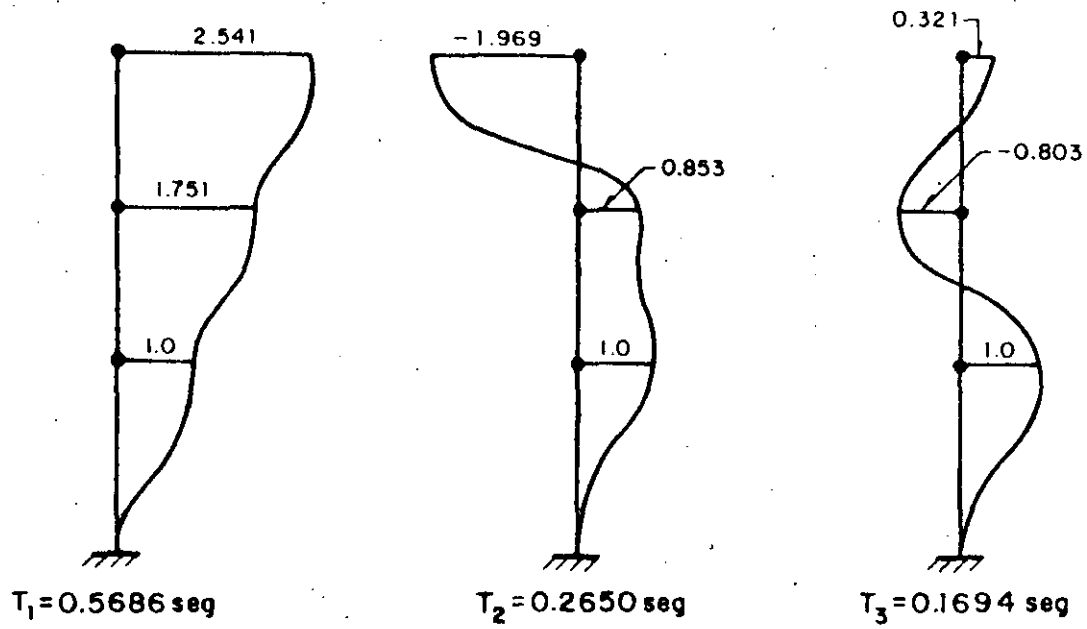


Fig 5.8 Modos de vibrar de la estructura de la fig 5.7

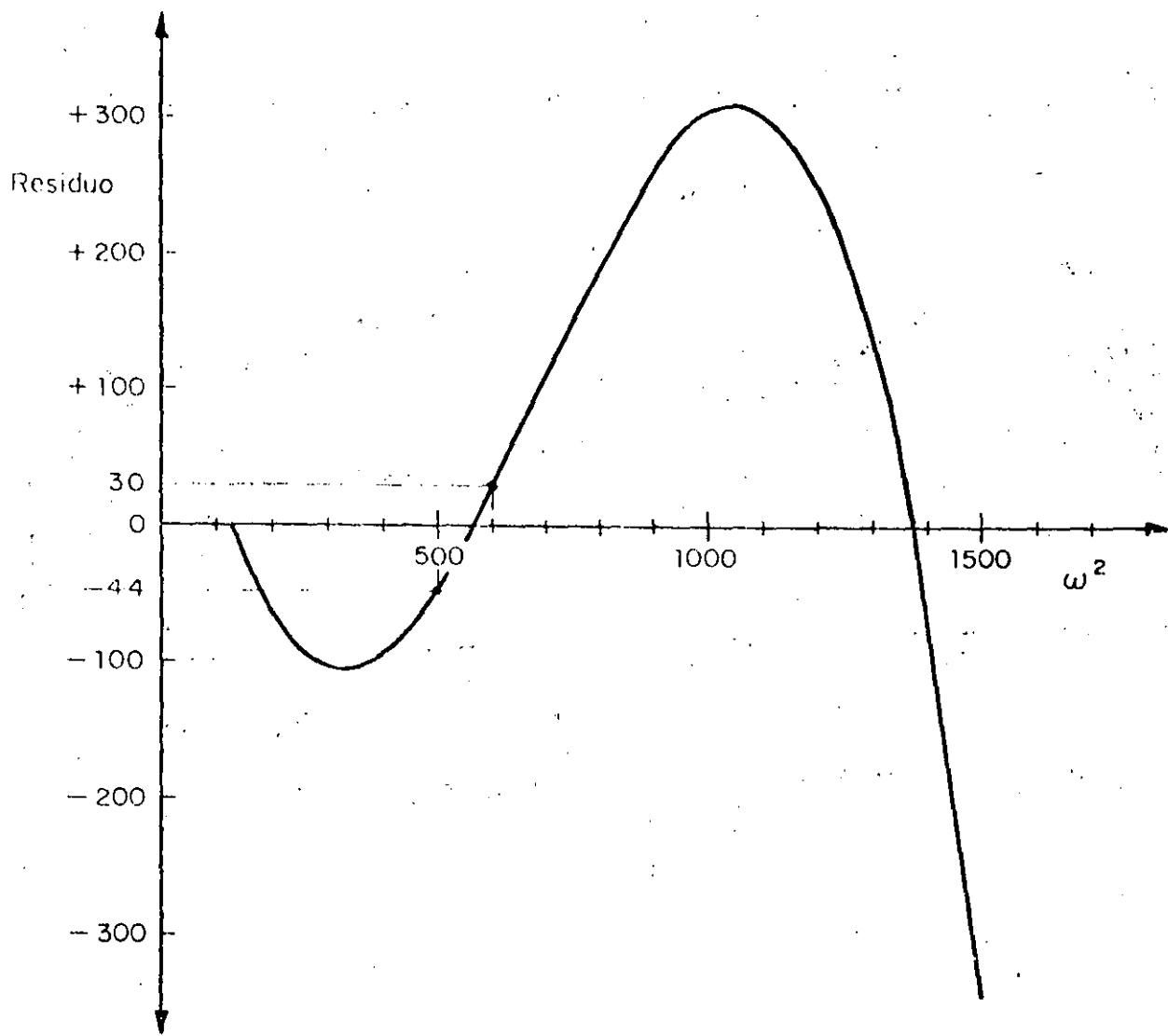


Fig 5.9 Método de Holzer

Aceleración /g

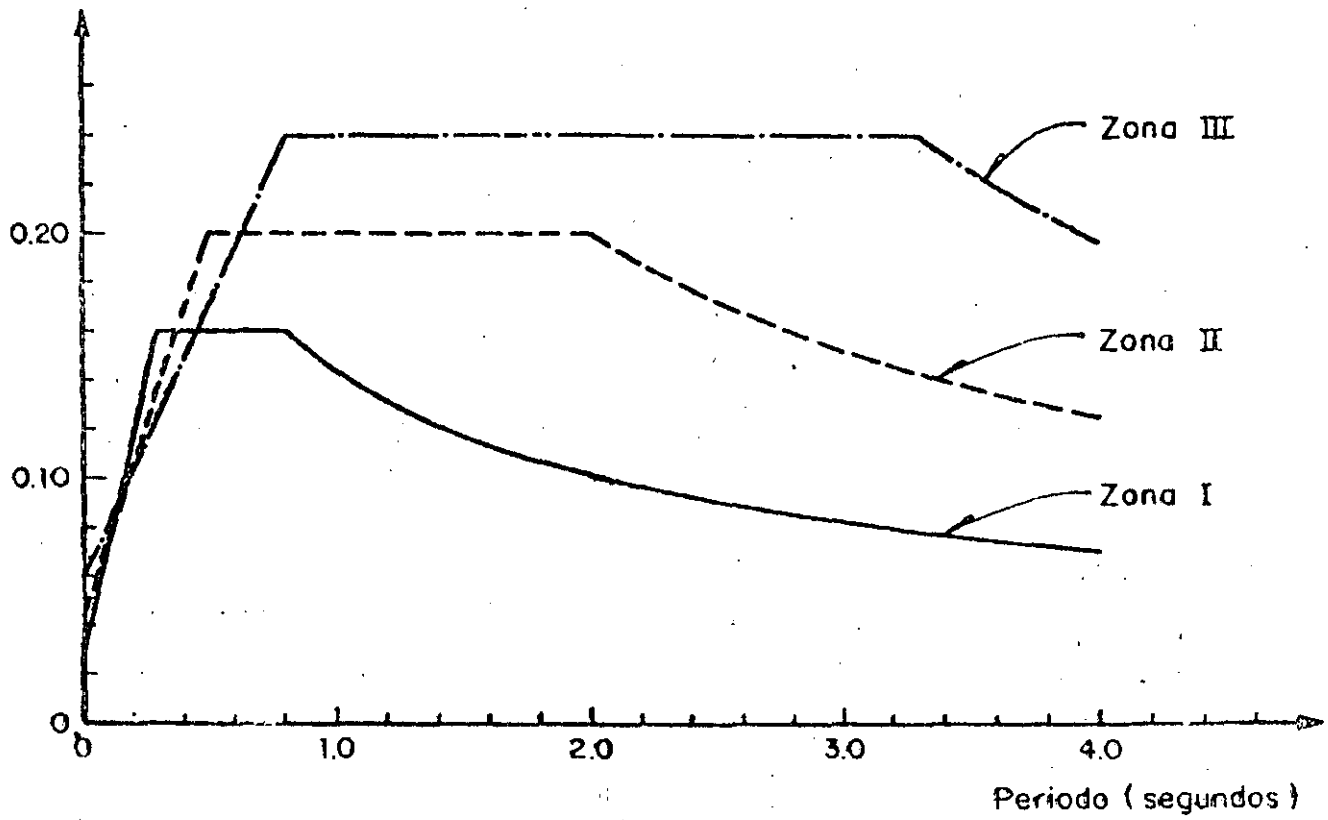


Fig 6.1 Espectros de diseño elásticos, edificios grupo B



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA

ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

ENRIQUE BAZAN

ROBERTO MELI

OCTUBRE, 1984

10. ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

10.1 *Conceptos generales*

La mayor parte del daño económico causado por sismos importantes que han afectado centros urbanos, no se debe a fallas estructurales, sino a costos de reparación o reposición de aquellos elementos de las construcciones que se considera no forman parte de su estructura resistente. En ello pueden distinguirse, por una parte, los equipos e instalaciones alojados por la construcción y, por otra, los elementos arquitectónicos como paredes divisorias, puertas, ventanas, recubrimientos, fachadas, plafones, etc.

Uno de los dos objetivos fundamentales para un correcto diseño sísmico establece que debe procurarse evitar el daño no estructural causado por sismos moderados que pueden presentarse varias veces durante la vida útil de la construcción. La forma que el código fija para cumplir dicho objetivo consiste en la limitación de los desplazamientos laterales admisibles para el sismo de diseño. Los valores que fijan los códigos para los desplazamientos admisibles son de manera ficticia muy superiores a los que la mayoría de los elementos no estructurales son capaces de soportar sin daño. Lo anterior obedece a que no se pretende que dichos elementos soporten sin daño alguno el sismo de diseño, sino que se busca que no haya

daño no estructural solo para sismos de intensidad muy inferior a la de diseño; en lugar de definir un sismo de menor intensidad para el cual deben revisarse las deformaciones laterales, se incrementan las deformaciones admisibles bajo el sismo de diseño.

Para limitar las deflexiones laterales a los valores admisibles, debe proporcionarse la rigidez lateral suficiente a la estructura en su totalidad y cuidar que la forma y los detalles de la estructura sean tales que no den lugar a amplificaciones locales de las deformaciones. En la fig 10.1 se ilustran los desplazamientos laterales que hay que controlar, así como las dos situaciones que considera el reglamento: el caso A en que el elemento no estructural está ligado a la estructura de manera que está obligado a seguirla en su deformación y el caso B en que el elemento no estructural está conectado a la estructura de manera que esta puede vibrar y deformarse libremente sin introducir distorsiones en el elemento no estructural, en este caso un muro divisorio. El reglamento admite en el primer caso un desplazamiento relativo $\psi = \Delta/h = 0.008$ y en el segundo $\psi = 0.016$

Además de la revisión de los desplazamientos laterales de la estructura, el cuidado de los elementos no estructurales debe incluir :

- a) La revisión de las fuerzas de inercia que se inducen en los elementos debido a su propia masa y que pueden causar su falla o volteo local.
- b) La revisión de las holguras y detalles necesarios para que los elementos no estructurales se comporten en la forma supuesta en el diseño.

Estos dos problemas se tratan en los incisos siguientes de este capítulo.

10.2 Método de diseño

El procedimiento especificado por el reglamento se refiere a apéndices, es decir a aquellas partes de la construcción que ya sea no forman parte de la estructura o tienen una estructuración radicalmente diferente que la estructura principal; se cubren tanto apéndices estructurales (tanques, torres, etc), como equipos y elementos arquitectónicos en los que se requiera

revisar su estabilidad ante sismo.

Las acciones sísmicas en un apéndice dependen del movimiento del terreno y de la interacción dinámica entre el edificio y el apéndice; dicha interacción es compleja, especialmente al considerar el comportamiento inelástico que se admite para la estructura principal bajo el efecto del sismo de diseño.

El problema se muestra esquemáticamente en la fig 10.2. Por tener el apéndice características de masa y estructuración radicalmente diferentes de las de la estructura principal, su respuesta sísmica no puede predecirse con los métodos de análisis estático o dinámico por espectro de respuesta estipulados por el reglamento.

La forma correcta de determinar las fuerzas que se inducen en el apéndice implica obtener las características del movimiento al que está sujeto el piso sobre el que está desplantado (o del que está colgado) y analizar para ese movimiento la respuesta del apéndice, el cual se puede idealizar generalmente como un sistema de un grado de libertad. El procedimiento resulta muy complicado y hasta la fecha se ha empleado solo para construcciones de importancia excepcional como las de plantas nucleoelectricas.

Para el diseño sísmico de apéndices se recurre en general a coeficientes sísmicos fijados en forma convencional por los reglamentos y que multiplicados por el peso del apéndice, proporcionan una fuerza lateral estática equivalente que se considera aplicada en el centro de gravedad del apéndice.

El reglamento del Distrito Federal fija un procedimiento que toma en cuenta en forma simplificada los factores que definen la acción sísmica en el apéndice.

Se especifica que debe determinarse la distribución de fuerzas que actuaría en el apéndice si este estuviera apoyado directamente sobre el suelo; si el apéndice se puede idealizar como un sistema de una masa concentrada en su centro de gravedad, esta fuerza vale $C_0 \frac{W_{ap}}{Q_{ap}}$ siendo C_0 el coeficiente sísmico que corresponde a la zona de subsuelo en cuestión, según el art 234;

mico que corresponde a la zona de subsuelo en cuestión, según el art 234;

W_{ap} es el peso del apéndice y Q_{ap} el factor de reducción por ductilidad aplicable, según la forma en que está estructurado el apéndice. En este paso no es posible hacer alguna reducción de la fuerza sísmica tomando en cuenta el periodo de vibración del apéndice, con base en el inciso II del art 240; debido a que esa reducción se basa en la forma del espectro del movimiento del terreno y aquí lo que debería emplearse es el espectro del movimiento del punto de desplante del apéndice; como la forma de dicho espectro no se conoce, se opta en forma conservadora por no hacer reducciones por este concepto. En caso de que el apéndice tenga una estructura más compleja, deberá determinarse la distribución completa de fuerzas, incluyendo cuando proceda los efectos de torsiones o de amplificaciones por funcionar como péndulo invertido, etc, antes de proceder a las correcciones siguientes.

La fuerza, o fuerzas, determinadas con el procedimiento anterior deberán multiplicarse por el factor.

$$\frac{c' + a_0}{a_0}$$

en que a_0 es la aceleración del terreno para el sismo de diseño (art 236) y c' es el coeficiente por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del apéndice cuando se calculan las fuerzas en la estructura principal. En un análisis estático, se obtiene en general

$$c' = \frac{\sum W_i h_i}{\sum W_i} \frac{C_0}{Q_{es}}$$

en la expresión anterior W_i es el peso del nivel de interés y h_i su altura medida desde el desplante de la construcción; Q_{es} es el factor de reducción por ductilidad que corresponde a la estructuración principal.

El coeficiente $\frac{c' + a_0}{a_0}$ representa un factor de amplificación dinámica que vale uno para un apéndice desplantado a nivel de terreno y tiende a c'/a_0 a medida que la altura de la construcción crece.

Con las fuerzas resultantes del procedimiento anterior se procede al análisis estático del apéndice y a su diseño con los métodos convencionales.

El procedimiento debe aplicarse, por ejemplo, al diseño de los elementos de

refuerzo de un muro divisorio , aislado de la estructura principal, colocado en un piso superior de un edificio; al diseño de las anclas de un equipo fijado a una losa de un edificio, así como al diseño de un tanque desplantado en la azotea de una construcción. Estos ejemplos se ilustran esquemáticamente en la fig 10.3.

10.3 *Detalles para aislar elementos arquitectónicos*

El tipo de elementos arquitectónicos que se especifican en un proyecto, y los detalles con que estos se fijan a la estructura, deben ser congruentes con el criterio con que se ha diseñado la estructura y deben tomar en cuenta los efectos sísmicos a los que estos elementos no estructurales van a estar sujetos. Hay que prever que, aunque dichos elementos se designen como no estructurales, pueden durante un sismo sufrir sollicitaciones debidas por una parte a las fuerzas de inercia que se generan por su propia masa y por otra, a las deformaciones que puede inducirles la estructura con la que están en contacto al desplazarse por efecto del sismo.

En general, se tienen dos opciones en cuanto a la protección sísmica de los elementos arquitectónicos, una consiste en desligarlos de la estructura principal de manera que las deformaciones de esta no les afecten y la otra en ligarlos a la estructura, pero limitando los desplazamientos de esta a valores que no produzcan daños en los elementos no arquitectónicos. Ambas opciones presentan, sin embargo, dificultades no despreciables.

Al desligar un elemento no estructural (muro, recubrimiento, ventana, etc) de la estructura principal, deben preverse detalles que aseguren su estabilidad ante los efectos del sismo mismo y ante otras acciones como cargas vivas o viento que pueden producir vibraciones molestas en dichos elementos desligados. Además deben cuidarse otros requisitos de funcionamiento de la construcción como el aislamiento térmico y acústico, la estanqueidad y la apariencia. Con frecuencia resulta costoso cumplir simultáneamente todas estas condiciones.

Cuando no se desligan los elementos arquitectónicos, hay que revisar, por una parte, que su presencia no afecte de manera desfavorable el comportamiento.

de la estructura al interactuar con ella y, por otra, que los desplazamientos que esta sufra no sean excesivos. En general esta solución es conveniente para estructuras con alta rigidez lateral que no se ve alterada por la interacción con los elementos no estructurales y que da lugar a bajos desplazamientos laterales.

A continuación se mencionan las precauciones más convenientes para algunos elementos usuales.

a) *Muros divisorios*; son estos los que han causado mayores problemas en edificios de cierta altura y para los que se enfrentan mayores dificultades para encontrar una solución adecuada.

La modalidad más frecuente en nuestro medio es todavía a base de muros de mampostería de tabique, bloque de concreto u otras piezas de características semejantes. Esta mampostería, por una parte, da lugar a muros muy rígidos que tienden a trabajar estructuralmente y absorber una fracción importante de las fuerzas sísmicas; por otra parte, se trata de materiales en general muy frágiles que sufren daños para deformaciones pequeñas. Es necesario tomar precauciones especiales con los muros de este material. Otros materiales que se emplean cada vez con mayor frecuencia en edificios son a base de armazones metálicos o de madera y de recubrimientos de yeso o de triplay; estas paredes son mucho más flexibles y ofrecen más posibilidades de ser protegidas contra daños por sismo.

Cuando se opta por integrar los muros a la estructura y estos son de material rígido (como la mampostería), es necesario considerarlos como elementos estructurales. En el capítulo 2 se han especificado procedimientos para considerar la interacción entre estos muros y la estructura principal. Deberá revisarse que las deformaciones laterales de la estructura queden dentro de los límites tolerables para este caso ($\psi \leq 0.008$) y que los esfuerzos que se inducen en la mampostería no excedan su resistencia. Un problema que presenta esta opción es que la localización de los muros puede ser poco favorable para la respuesta sísmica de la estructura, en cuanto a que puede dar lugar a excentricidades en planta muy elevadas que inducen torsiones importantes en la estructura principal y en los muros mismos. Esto es particularmente grave cuando existen muros de colindancia en edificios de esquina.

Otro problema que debe preocupar al proyectista es la posibilidad de remoción o de cambio de posición de los muros durante la vida de la construcción. Como estos elementos son considerados generalmente no estructurales, los propietarios o usuarios del inmueble proceden con frecuencia a redistribuciones del espacio interior de los distintos pisos que dan lugar a posiciones de muros que pueden resultar en distribuciones de efectos sísmicos radicalmente distintas de las que se consideraron en el diseño.

La integración de los muros divisorios a la estructura es más apropiada cuando se trata de estructuras rígidas (ya sea marcos robustos de pocos pisos o estructuras con muros de rigidez de concreto o con arriostramientos). En este caso la respuesta sísmica es poco sensible a la presencia de los muros y sus desplazamientos laterales son pequeños y no provocan daños en los muros. Un problema especial de la integración de los muros a la estructura lo presentan aquellos casos en que el muro no abarca la altura total de entrepiso; aquí el muro rigidiza al marco haciendo que este elemento absorba una porción importante de la fuerza sísmica; esta fuerza tiene que ser resistida totalmente por la parte descubierta de la columna, provocando con frecuencia su falla por cortante. En el capítulo anterior se presentaron algunas recomendaciones para la protección del tramo de columna descubierta, sin embargo es siempre más conveniente tratar de evitar estas situaciones.

Cuando las paredes que se pretenden integrar a la estructura son de tipo flexible, su interacción con la estructura es menos crítica, pero debe seguirse cuidando que los desplazamientos laterales no los afecten. Una solución que presenta ventajas es la de detallarlas para que fallen en zonas locales controladas, de manera que sean fácilmente reparables, un ejemplo se muestra en la fig 10.4.

Para aislar los muros de la estructura es necesario proporcionar una holgura generosa entre el muro y la estructura principal; es recomendable una separación mínima del orden de 2 cm. Dicha separación debe existir tanto con respecto a las columnas y otros elementos estructurales verticales, como con respecto a la losa (o viga) superior. En el primer caso puede convenir

colocar los muros divisorios fuera de los ejes de columnas (fig 10.5). Esta solución presenta ventajas en el comportamiento estructural, pero suele traer complicaciones en cuanto al uso del espacio arquitectónico.

Para asegurar la estabilidad del muro contra el volteo y a su vez permitir el libre movimiento de este con respecto a la losa superior, existen diversos procedimientos eficaces y sencillos. Estos se ilustran en las fig 10.6 y 10.7. Para muros de mampostería la solución más usual es reforzando con castillos o con refuerzo en el interior de bloques huecos, diseñado para que tome los momentos de volteo del muro. Otras soluciones consisten en guiar arriba el muro mediante ángulos o canales, o mediante guías que entran en muescas preparadas en la losa.

El problema principal de estas soluciones lo constituye la necesidad de sellar las holguras que se dejan entre muro y losa y entre muro y columna, para proporcionar aislamiento térmico y acústico y a la vez permitir colocar los recubrimientos o acabados adecuados.

Cuando se trate de muros de mampostería, lo más indicado es el relleno de la junta con un material a la vez muy flexible y aislante; el material más apropiado al respecto es probablemente la espuma de poliestireno. Otros materiales frecuentemente empleados son demasiado rígidos o se vuelven rígidos con el tiempo.

Para muros divisorios ligeros con armazón y recubrimiento o para cancelas existen detalles relativamente sencillos que dependen de la forma constructiva particular empleada. Algunos ejemplos se muestran en la fig 10.8.

b) *Recubrimientos y ventanas*

El criterio expuesto anteriormente acerca de la elección entre integrar estos elementos a la estructura o separarlos, sigue siendo válido.

Las fachadas prefabricadas de concreto deben proveerse de detalles y holguras que aseguren que no sean afectadas por los movimientos laterales de la estructura.

Los procedimientos de fijación de estas fachadas a la estructura principal deberán diseñarse cuidadosamente para evitar su falla por efecto de sismo.

Los recubrimientos de piedras naturales o artificiales resultan propensos a despegarse por las deformaciones laterales de la construcción. Conviene proveer elementos que proporcionen un amarre mecánico de estas piedras con la estructura. Es recomendable también, cuando se empleen estos revestimientos, limitar los desplazamientos laterales admisibles de la estructura a $\psi = 0.008$. Es conveniente además, cuando se usen revestimientos muy pesados en fachadas, contar con una marquesina que proteja al transeúnte de la caída de alguna de estas piedras. Lo anterior vale también para otros elementos ornamentales que se colocan en fachadas y que deben asegurarse cuidadosamente a la estructura.

Los recubrimientos muy frágiles deben evitarse en escaleras, porque las paredes de estas son muy expuestas a sufrir deformaciones importantes por efectos sísmicos. También en esos lugares deben evitarse recubrimientos muy pesados cuya caída pueda herir o impedir el paso a los que tengan que utilizarlos en caso de un sismo.

Los recubrimientos deberán detallarse con remates especiales o tapajuntas para no interferir con las holguras que se hayan dejado para separar una pared de la estructura principal.

La rotura de vidrios es una de las consecuencias más frecuentes de sismos de intensidad moderada o grande. Deberá proveerse la holgura necesaria ya sea entre vidrio y ventanería o entre esta y la estructura. Esta holgura deberá estar rellena de un material (mastique o sellador) que mantenga su flexibilidad con el tiempo. La holgura mínima admitida es (fig. 10.9)

$$c = \frac{\psi b}{2(1 + b/h)}$$

en que ψ es la distorsión lateral de la estructura admitida en el diseño, y b y h son el ancho y alto del vidrio, respectivamente.

c) falsos plafones

Los plafones colgados del techo son elementos que pueden causar serios daños a los ocupantes durante un sismo, especialmente cuando son a base de elementos pesados. El primer requisito es que deben estar asegurados al techo de manera muy firme, el segundo es que deben existir holguras al menos perimetrales para evitar esfuerzos en su plano que tiendan a zafar los elementos del plafón. La fig 10.10 muestra un detalle conveniente.

Precauciones semejantes deben tomarse para aquellos equipos que cuelguen del techo, como lámparas. Se les debe proporcionar un anclaje seguro y en muchos casos cierta rigidez horizontal para evitar las excesivas vibraciones que pueden provocar la ruptura o caída de materiales.

REFERENCIAS

1. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", *Diario Oficial de la Federación*, México, D F (dic 1976)
2. Rosenblueth, E y Esteva, L, "Diseño sísmico de edificios", Folleto complementario al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, México, D F (1962)
3. Subcomité No 31 de la División de Estudios de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, Informe final, "Wind bracing in steel buildings", *Trans, ASCE*, Vol 105 (1940)
4. Sutherland, H y Bowman, H L, *Structural theory*, John Wiley & sons, Nueva York (1958)
5. Wilbur, J B y Norris, C H, *Elementary structural analysis*, Mc Graw-Hill Book Co, Inc, Nueva York (1948)
6. Grinter, L E y Tsao, C H, "Joint translation by cantilever moment distribution", *Procs, ASCE*, Vol 79, No 298 (sep 1953)
7. Loera, P S, "Contribución a un manual para diseño de losas de concreto reforzado", Tesis Profesional, *Facultad de Ingeniería, UNAM*, (1964)
8. Ghali, A y Neville, A M, *Structural analysis: A unified classical and matrix approach*, Intext Educational Publishers (1972). También Chapman and Hall, Londres (1978)

9. Kardestuncer, H, *Introducción al análisis estructural con matrices*, McGraw-Hill Book Co, Inc, Nueva York (1975)
10. Meek, J L, *Matrix structural analysis*, McGraw-Hill-Kogakusha, Nueva York-Tokio (1971)
11. Blume, J A, "Dynamic characteristics of multistory buildings", *Journal of the Structural Division, Procs, ASCE*, 94, ST2 (1968)
12. Comité ACI 442, "Response of buildings to lateral forces", *ACI Journal*, Vol 68 (feb 1971)
13. MacLeod, I A, *Interacción estructural en marcos y muros de cortante*, Lima y Portland Cement Association, México, DF
14. Rosenblueth, E y Holtz, I, "Elastic analysis of shear walls in tall buildings", *Procs, ACI*, Vol 56 (jun 1960)
15. Khan, F R y Sbarounis, J A, "Interaction of shear walls and frames", *Journal of the Structural Division, ASCE*, 90 ST3 (jun 1964)
16. Przemieniecki, J S, *Theory of matrix structural analysis*, McGraw-Hill Book Co, Inc, Nueva York (1968)
17. Cook, R D, *Concepts and applications of finite element analysis*, Wiley, Nueva York (1974)
18. Zienkiewicz, O. C, *The finite element method in engineering science*, McGraw-Hill, 3a ed, Nueva York (1977)
19. Bathe, K J, Wilson, E L y Peterson, F E, "SAP IV: A structural analysis program for static and dynamic response of linear systems", Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, EERC, 73-11 Berkeley (1973)
20. MacLeod, I A, "Lateral stiffness of shear walls with openings", publicado en *Tall Buildings*, (Eds. A. Coull y B. Stafford Smith), Pergamon Press, Ltd, Londres (1967)
21. MacLeod, I A, "Analysis of shear wall buildings by the frame method", *Procs, ICE*, Parte 2, Vol 55 (sep 1973), 593-603
22. Wilson, E L y Dovey, H H, "Three dimensional analysis of building systems-TABS", Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, EERC 72-8, Berkeley (dic 1972)
23. Wilson, E, Hollings, J P y Dovey, H H, "Three dimensional analysis of building systems (extended version) - ETABS", Earthquake Research Center, Universidad de California, EERC, 75-13, Berkeley (1975)
24. Meli, R, "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", Instituto de Ingeniería, UNAM, 352 México, DF (abr 1975)

25. Klingner, R E y Bertero, V V, "Infilled frames in earthquake-resistant construction", Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California; EERC 76-32, Berkeley (1976)
26. Bazán, E, "Muros de mampostería ante cargas laterales. Estudios analíticos", Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM México, DF (1980)
27. Esteva, L, "Behavior under alternating loads of masonry diaphragms framed by reinforced concrete members", Symposium on the Effects of Repeated Loading in Materials and Structural Elements, RILEM, México, D F (sep 1966)
28. Tani, S, "Study on arrangements of aseismatic element", II Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Tokio (1960)
29. Bazán, E, "Análisis sísmico de edificios con muros rigidizantes", IMCYC, 41, 91, México (mar-abr 1978)
30. IBM 1130, "Structural Engineering System Solver, STRESS", Massachusetts Institute of Technology, IBM Cambridge (1967)
31. "Diseño y construcción de estructuras de mampostería. Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, 403 México, DF (jul 1977)
32. "Diseño y construcción de estructuras de concreto, Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, 401 México, DF (jul 1977)
33. "Diseño y construcción de estructuras metálicas. Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, 402 México, DF (jul 1977)
34. "Manual de diseño por sismo. Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, 406 México, DF (jul 1977)
35. Hurty, W C y Rubinstein, M F, *Dynamics of structures*, Prentice-Hall, Inc, Nueva Jersey (1964)
36. Clough, R W y Penzien, J, *Dynamics of structures*, McGraw-Hill Book, Inc, Nueva York (1975)
37. Newmark, N M y Rosenblueth, E, *Fundamentos de ingeniería sísmica*, Diana, México, D F (1976)
38. Meirovitch, L, *Elements of vibration analysis*, McGraw-Hill Book Co, Inc, Nueva York, (1975)
39. Timoshenko, S P, *Vibration problems in engineering*, D. Van Nostrand Company, Inc, 3a ed, Princeton, Nueva Jersey, (1955)
40. Newmann, F, "A broad formula for estimating earthquake forces on oscillators", II Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Tokio (1960)

41. Blume, J A, Newmark, N M y Corning, L H, *Design of multistory reinforced concrete buildings for earthquake motions*, Portland Cement Association, Chicago (1961)
42. Rascón, O, Chávez, M, Alonso, L y Palencia, V, "Registros y espectros de temblores en las ciudades de México y Acapulco, 1961-1968", *Instituto de Ingeniería, UNAM*, 385 México, DF (1977)
43. Newmark, N M, "A Method of computation for structural dynamics", *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol 85 (jun 1959)
44. Crandall, S H y Strong, W G, "An improvement of the Holzer table based on a suggestion of Rayleigh's", *Journal of Applied Mechanics*, Vol 24, No. 2 (jun 1957)
45. Bathé, K J y Wilson, E L, *Numerical methods in finite element analysis* Prentice-Hall, Inc., Nueva Jersey (1976)
46. Esteva, L, "Design: General", Cap 3 en *Design of earthquake resistant structures*, Ed E Rosenblueth, John Wiley & Sons, Nueva York-Toronto (1980)
47. Rosenblueth, E, "Seismic design requirements in a mexican 1976 code", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 7 (1979)
48. Villaverde, R y Newmark, N M, "Seismic response of light attachments to buildings", *Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 469, Universidad de Illinois, Urbana, Illinois* (feb 1980)
49. Der Kiureghian, A, "A response spectrum method for random vibrations", *Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, UCC/EERRC-80/15, Berkeley*, (jun 1980)
50. Wilson, E L, Der Kiureghian, A y Bayo, E P, "A replacement for the SRRS method in seismic analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 9 (1981)
51. Whitman, R V y Bielak, J, "Foundations", Cap 7 en *Design of earthquake resistant structures*, Ed E Rosenblueth, John Wiley & Sons, Nueva York-Toronto (1980)
52. Roesset, J M, "Efectos del suelo en la respuesta sísmica de estructuras", *Ingeniería Sísmica*, No. 25, (dic 1981)
53. "Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings", *Applied Technology Council, ATC 3-06, Estados Unidos de Norteamérica* (jun 1978)
54. Rosenblueth, E, "Characteristics of earthquakes", Cap 1 en *Design of earthquake resistant structures*, (Ed E Rosenblueth), John Wiley & Sons, Nueva York-Toronto (1980)

55. Bolt, B A, *Earthquakes a primer*, W.H Freeman and Company, San Francisco (1978)
56. Esteva, L, "Seismicity", Cap 6 en *Seismic risk and engineering decisions* (Eds C Lomnitz y E Rosenblueth), Elsevier, Amsterdam (1976)
57. Bazán, E y Rosenblueth, E, "Seismic response of one story X-braced frames", Technical note, *Journal Structural Division, Procs ASCE*, 100, ST2 (feb 1974)
58. Anagnostopoulos, S A, "Non-linear dynamic response and ductility requirements of building structures subjected to earthquakes", Tesis Doctoral, *Departamento de Ingeniería Civil, Instituto Tecnológico de Massachusetts, Cambridge*(1972)
59. Aranda, R y Díaz, O, "Análisis sísmico estático de edificios irregulares en elevación", *III Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica*, Caracas (mar 1981)
60. Arias, A y Husid, R, "Influencia del amortiguamiento sobre la respuesta de estructuras sometidas a temblor", *Rev IDIEM, Vol 1, No. 3*, Santiago (1962)
61. Park, R y Paulay, T., *Reinforced concrete structures*, John Wiley & Sons, Nueva York (1975)
62. Meli, R y Reyes, A, "Propiedades mecánicas de la mampostería", *Ingeniería*, Vol 41, No. 3, México, D.F (jul 1971)
63. Base, B G y Read, J B, "Effectiveness of helical binding in the compression zone of concrete beams", *Journal ACI*, Vol 62, No. 7 (jul 1965).
64. Bertero, V V y Popov, E P, "Hysteretic behavior of ductile moment-resistant concrete frame components", Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, EERC 75-16, Berkeley, (1975)
65. Pfrang, E O, Siess, E P y Sozen, M A, "Load-moment curvature characteristics of reinforced concrete cross sections", *Journal ACI*, Vol 61, No. 7 (jul 1964)
66. Park, R, "Práctica del diseño sísmico de estructuras de concreto en Nueva Zelanda", *Ingeniería Sísmica*, No. 22, México, D.F (dic 1980)
67. De Buen, O "Steel Structures", Cap 4 en *Design of earthquake resistant structures*, (Ed E Rosenblueth), John Wiley & Sons, Nueva York-Toronto (1980)
68. Popov, E P, Bertero, V V y Chandramouli, S, "Hysteretic behavior of steel columns", Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, EERC 75-11, Berkeley, (1975).
69. Cárdenas, A E y Magura, D D, "Strength of high-rise shear walls-rectangular cross sections", Publicación especial ACI No. 36, *Response of multistory concrete structures to lateral forces*, (1973)

70. Paulay, T, "Capacity design of reinforced concrete ductile frames", *Proc of a workshop on earthquake-resistant reinforced concrete building construction*, Berkeley (jul 1977)
71. Bertero, V V, "Comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado", *Ingeniería Sísmica*, No. 24, México, D F (ago 1981)
72. Dowrick, D J, *Earthquake resistant design, a manual for engineers and architects*, John Wiley & Sons, Nueva York (1977)
73. Sección de Ingeniería Sísmica, Instituto de Ingeniería, UNAM, Información interna.
74. Rascón, O A , Notas de la materia Diseño Sísmico de Edificios, Curso Internacional de Ingeniería Sísmica, División de Educación Continua, Facultad de Ingeniería, UNAM.
75. Rascón, O A y Villarreal, A, "Estudio estadístico de los criterios para estimar la respuesta sísmica de sistemas lineales con dos grados de libertad", *Instituto de Ingeniería, UNAM*, 323 (oct 1974).
76. Guendelman, R y Powell, G H , "DRAIN-TABS: a computer program for inelastic earthquake response of three dimensional buildings," *Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, UCB/EERC-77/08, Berkeley* (1977).
77. Newmark, N M , "Numerical procedure for computing deflections, moments and buckling loads", *Trans ASCE*, Vol 108 (1943).
78. Rascón, O A y Muñoz, C , "Recomendaciones para el diseño sísmico de tuberías enterradas con juntas lock-joint y continuas", Informe a la Dirección de Construcción y Operación Hidráulica del departamento del Distrito Federal, *Instituto de Ingeniería, UNAM* (abr 1982).
79. De Buen, O , "Nociones de metalurgia de la soldadura", *Instituto de Ingeniería, UNAM*, D2 (ene 1969).
80. Timoshenko, S P y Goodier, J N, "*Theory of Elasticity*", Mc Graw Hill, Nueva York, 1970.
81. Aranda G R, Rascón Ch O y Díaz L O, "Análisis sísmico de edificios irregulares en elevación con espectros reducidos por ductilidad" *Ingeniería Sísmica*, No. 28, México, D.F. (dic 1982).

TABLA 2.1 CALCULO DE DEFORMACIONES DEL MURO DE LA FIG 2.2

Nivel o entrepiso i	h_i	I_i	V_i	M_i	$E\phi_i$	$E\theta_i$	$E\delta_i$	Ed_i
3	3	1.5	90	0	270.0	3172.5	540.0	21810.0
2	3	2.0	150	270	742.5	2902.5	1282.5	12562.5
1	4	2.0	180	720	2160.0	2160.0	4800.0	4800.0

i	A_i	$E\delta^*_i$	$E d^*_i$	$E(d_i + d^*_i)$	d_i	$(d_i + d^*_i)$
3	0.9	750.0	3187.5	24997.5	0.014540	0.016665
2	1.2	937.5	2437.5	15000.5	0.008375	0.010000
1	1.2	1500.0	1500.0	6300.0	0.003200	0.004200

Por flexión

$$\delta_i = \frac{V_i h_i^3}{3EI_i} + \frac{M_i h_i^2}{2EI_i}$$

$$\phi_i = \frac{V_i h_i^2}{2EI_i} + \frac{M_i h_i}{EI_i}$$

$$\theta_i = \theta_{i-1} + \phi_i$$

$$d_i = d_{i-1} + \delta_i + \theta_{i-1} h_i$$

Por cortante

$$\delta^*_i = \frac{V_i h_i}{GA_i}$$

$$d^*_i = d^*_{i-1} + \delta^*_i$$

NOTA:

Las unidades empleadas son metros y toneladas.

T A B L A 2.2 METODO DE KHAN Y SEAROUNIS

Nivel	Valores iniciales			C i c l o 1					
	V_i	Δ_i	R_i	Δ_{ii}/Δ_5^*	Δ_{ii}	$\delta_i = \Delta_{ii} - \Delta_{ii-1}$	$V_{fi} = R_i \delta_i$	$V_{mi} = V_i - V_{fi}$	Δ_{ei}
5	50	0.0449	8754	0.43	0.0193	0.0036	31.51	18.49	0.0298
4	90	0.0324	7376	0.35	0.0157	0.0045	33.19	56.81	0.0217
3	120	0.0204	7376	0.25	0.0112	0.0054	39.83	80.17	0.0140
2	140	0.0101	6373	0.13	0.0058	0.0040	25.49	114.51	0.0071
1	150	0.0028	11414	0.04	0.0018	0.0018	20.55	129.45	0.0020

* De la gráfica de las fig 2.3 y 2.4

Nivel	Aplicación del criterio de convergencia			Ciclo 2		Ciclo 3		Ciclo 4	
	$\alpha = \frac{\Delta_i - \Delta_{ei}}{\Delta_{ii} - 1}$	$\beta = \frac{\Delta_i - \Delta_{ei}}{\Delta_{ii}}$	$\Delta_{ei} - \Delta_{ii}$	$\Delta_{ii}^{(2)}$ $\Delta_{ii} + \frac{\beta}{\alpha}$	Δ_{ei}	Δ_{ii}	Δ_{ei}	Δ_{ii}	Δ_{ei}
5	0.0151	1.78	0.0105	0.0252	0.0227	0.0205	0.0280	0.0246	0.0242
4	0.0107	1.68	0.0060	0.0193	0.0168	0.0148	0.0207	0.0177	0.0180
3	0.0064	1.57	0.0028	0.0130	0.0110	0.0096	0.0135	0.0119	0.0118
2	0.0030	1.52	0.0013	0.0067	0.0057	0.0050	0.0069	0.0065	0.0061
1	0.0008	1.44	0.0002	0.0019	0.0017	0.0018	0.0020	0.0019	0.0018

TABLA 2.3

PROPORCIONAMIENTOS EN VOLUMEN, RECOMENDADOS PARA
MORTERO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Tipo de mortero	Partes de cemento	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal	Partes de arena ⁺	Valor típico de la resistencia nominal en compresión, f_b^* , en kg/cm^2
I	1	—	0 a 1/4	No menos de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	125
	1	0 a 1/2	—		
II	1	—	1/4 a 1/2		75
	1	1/2 a 1	—		
III	1	—	1/1 a 1 1/4		40
	1	—	—		

+El volumen de arena se medirá en estado suelto.

TABLA 2.4

PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERIA.

Pieza	Mortero	f_m^*	v_m^*	E	G
Tabique recocido	I	15	3.5	4500	1350
	II	15	3	4500	1350
	III	15	3	4500	1350
Tabique extruido	I	40	3	12000	3600
	II	40	2	12000	2700
	III	30	2	9000	2700
Bloque concreto pesado	I	20	3.5	10000	3000
	II	15	2.5	7500	2250
	III	15	2.5	7500	2250

Esfuerzos en kg/cm^2

f_m^* y v_m^* son esfuerzos nominales de diseño, no esfuerzos permisibles

TABLA 4.1 VALORES DE c , a_0 , T_1 , T_2 Y r

ZONA	c	a_0	T_1 (SEG)	T_2 (SEG)	r
I (terreno firme)	0.16	0.030	0.3	0.8	1/2
II (terreno de transición)	0.20	0.045	0.5	2.0	2/3
III (terreno comprensible)	0.24	0.060	0.8	3.3	1

NOTAS:

- 1) La zonificación del Distrito Federal en cuanto a tipos de terreno se hace en el art 262 y se reproduce en la fig 4.1. Existe también una zona IV; los sitios incluidos en esta zona se reclasificarán en alguna de las tres anteriores de acuerdo con lo estipulado en dicho artículo, salvo que para sitios que al reclasificarse resultan en la zona III el valor de T_2 no se tomará menor que 5 seg a menos que se compruebe que es aplicable un valor menor. En ningún caso T_2 será menor que el indicado en esta tabla para la zona correspondiente.
- 2) Los valores de c corresponden a estructuras que según el art 232 se clasifican como del grupo B, entre los que se encuentran edificios de habitación y oficinas. Para construcciones clasificadas en dicho artículo como del grupo A, como estaciones de bomberos y telefónicas, hospitales, escuelas y otras, los valores de c dados en esta tabla deben multiplicarse por 1.3. Lo mismo se aplica a los valores de a_0 .

T A B L A 4.2
FUERZA SISMICA, CORTANTE Y POSICION DE LA CORTANTE EN CADA PISO
DEL EDIFICIO DE LA FIG 4.1

a) Dirección X									
NIVEL O ENTREPISO	W_i	h_i	$W_i h_i$	P_{ix}	V_{ix}	\bar{y}_i	$P_{ix} \bar{y}_i$	$\Sigma P_{ix} \bar{y}_i$	y_i
5	90	16	1440	12.36	12.36	3.75	46.35	46.35	3.75
4	120	13	1560	13.39	25.75	5.50	73.65	120.00	4.66
3	150	10	1500	12.87	38.62	5.50	70.79	190.79	4.94
2	150	7	1050	9.01	47.63	5.50	49.55	140.34	5.05
1	180	4	720	6.18	53.81	6.30	38.93	279.27	5.19
S U M A S	690		6270						

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\Sigma W_i h_i} c_s \Sigma W_i \quad ; \quad y_i = \frac{\Sigma P_{ix} \bar{y}_i}{V_{ix}} \quad ; \quad c_{sx} = 0.078$$

b) Dirección Y									
NIVEL O ENTREPISO	W_i	h_i	$W_i h_i$	P_{iy}	V_{iy}	\bar{x}_i	$P_{iy} \bar{x}_i$	$\Sigma P_{iy} \bar{x}_i$	x_i
5	90	16	1440	24.72	24.72	6.75	166.86	166.86	6.75
4	120	13	1560	26.78	51.50	9.20	246.37	413.23	8.02
3	150	10	1500	25.75	77.25	9.20	236.90	650.13	8.42
2	150	7	1050	18.02	95.27	9.20	165.78	815.91	8.56
1	180	4	720	12.36	107.63	8.50	105.06	921.08	8.56
S U M A S	690		6270						

$$x_i = \frac{\Sigma P_{iy} \bar{x}_i}{V_{iy}} \quad ; \quad c_{sy} = 0.156$$

NOTAS:

\bar{x} , \bar{y} son las coordenadas del centro de gravedad de cada piso, donde se suponen aplicadas las fuerzas P_i ; aquí se consideran datos.
En esta tabla las unidades de fuerza son ton, y las de longitud son m.

T A B L A 4.3

ESTIMACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION DEL EDIFICIO
DE LA FIG 4.2 EN LA DIRECCION Y

NIVEL O ENTREPISO	W_i (ton)	P_{iy} (ton)	V_{iy} (ton)	K_{iy} (ton/cm)	V_{iy}/K_{iy} (cm)	x_{iy} (cm)	$W_{iy}x_{iy}^2$ (ton-cm ²)	$P_{iy}x_{iy}$ (ton-cm)
5	90	24.72	24.72	131	0.189	1.626	237.9	40.19
4	120	26.78	51.50	206	0.250	1.437	247.8	38.48
3	150	25.75	77.25	236	0.327	1.187	211.3	30.57
2	150	18.02	95.27	236	0.404	0.860	110.9	15.50
1	180	12.36	107.63	236	0.456	0.456	37.4	5.64
S U M A S							845.3	130.38

$$T = 6.3 \left\{ \frac{\sum W_{iy} x_{iy}^2}{g \sum P_{iy} x_{iy}} \right\}^{1/2} = 0.51 \text{ seg, donde } g = 981 \text{ cm/seg}^2$$

NOTA:

Los valores de V_{iy}/K_{iy} son los desplazamientos de entrepiso que acumulados dan los desplazamientos totales x_{iy} .

T A B L A 4.4
ESTIMACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION DEL EDIFICIO
DE LA FIG 4.2

NIVEL O ENTREPISO	W_i (ton)	P_i (ton)	V_i (ton)	K_i (ton/cm)	V_i/K_i (cm)	x_i (cm)	$W_i x_i^2$ (ton-cm ²)	$P_i x_i$ (ton-cm)
5	300	20.45	20.45	100	0.205	2.019	1223	41.29
4	400	21.82	42.27	100	0.423	1.814	1316	39.58
3	400	16.36	58.63	200	0.293	1.391	774	21.58
2	400	10.91	69.54	200	0.348	1.098	482	11.98
1	400	5.49	75.03	100	0.750	0.750	225	4.12
S U M A S							4020	118.55

$$T = 6.3 \left\{ \frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum P_i x_i} \right\}^{1/2} = 1.17 \text{ seg, donde } g = 981 \text{ cm/seg}^2$$

NOTA:

Los valores de V_i/K_i son los desplazamientos de entrepiso que, acumulados, dan los desplazamientos totales x_i .

T A B L A 4.5

FUERZAS SISMICAS Y CORTANTES EN EL EDIFICIO DE LA FIG 4.2 CON
REDUCCION POR HABER ESTIMADO SU PERIODO FUNDAMENTAL

NIVEL O ENTREPISO	W_i	h_i	h_i^2	$W_i h_i$	$W_i h_i^2$	$k_1 \frac{C}{Q} W_i h_i$	$k_2 \frac{C}{Q} W_i h_i^2$	P_i	V_i
5	300	15	225	4500	67500	15.66	3.13	18.79	18.79
4	400	12	144	4800	57600	16.70	2.67	19.37	38.16
3	400	9	81	3600	32400	12.53	1.50	14.03	52.19
2	400	6	36	2400	14400	8.35	0.67	9.02	61.21
1	400	3	9	1200	3600	4.18	0.17	4.35	65.56
S U M A S	1900			16500	175500				

$$c = 0.16 \quad , \quad r = 1/2 \quad , \quad T_2 = 0.8 \text{ seg} \quad , \quad \bar{T} = 1.17 \text{ seg} \quad , \quad Q = 4$$

$$q = (T_2/\bar{T})^r = 0.827$$

$$k_1 = q \{ 1 - r (1 - q) \} \Sigma W_i / (\Sigma W_i h_i) = 0.0870$$

$$k_2 = 1.5 r q (1 - q) \Sigma W_i / (\Sigma W_i h_i^2) = 0.00116$$

$$k_1 \frac{C}{Q} = 0.00348 \quad ; \quad k_2 \frac{C}{Q} = 0.0000464$$

NOTA:

Las unidades de fuerza son ton, y las de longitud son m

TABLA 4.6 DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES DEL EDIFICIO
DE LA FIGURA 4.2

ENTREPISO 4

SENTIDO	V	e_s	b	$e_1 = 1.5 e_s + 0.1 b$	$e_2 = e_s - 0.1 b$	$M_{t1} = Ve_1$	$M_{t2} = Ve_2$
x	25.75	1.34	11.00	3.11	0.24	80.08	6.18
y	51.50	0.91	20.00	3.37	-1.09	173.56	-56.14

$x_v = 8.02$; $x_t = 8.93$; $e_s = 6.00 - 4.66$ $y_v = 4.66$; $y_t = 6.00$; $e_s = 8.93 - 6.02$	$\Sigma R_{jx} y_{jt}^2 + \Sigma R_{jy} x_{jt}^2 = 19536.04$
--------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------

EJE	R_{jx}	y_j	$R_{jx} y_j$	y_{jt}	$R_{jx} y_{jt}$	$R_{jx} y_{jt}^2$	DIRECTO	EFECCO DE V_x TORSION	TOTAL	EFECCO DE V_y TORSION	$V_x + 0.5 V_y$	$0.5 V_x + V_y$
1x	3	0.00	0.00	-6.00	-18.00	108.00	7.02	0.07	7.09	0.16	7.14	2.29
2x	2	3.50	7.00	-2.50	5.00	12.50	4.68	9.02	4.70	0.04	4.71	1.45
3x	2	7.50	15.00	1.50	3.00	4.50	4.68	-0.001	4.68	0.03	4.69	1.43
4x	4	11.00	44.00	5.00	20.00	100.00	9.36	-0.01	9.35	0.18	9.40	2.99
SUMAS	11		66.00			225.00					RIGE	

$y_t = \frac{66}{11} = 6.00$

EJE	R_{jy}	x_j	$R_{jy} x_j$	x_{jt}	$R_{jy} x_{jt}$	$R_{jy} x_{jt}^2$	DIRECTO	EFECCO DE V_y TORSION	TOTAL	EFECCO DE V_x TORSION	$V_y + 0.3 V_x$	$0.3 V_y + V_x$
1y	108	0.00	0.00	-8.93	-964.44	8511.92	27.00	8.57	35.57	3.95	36.76	14.62
2y	6	6.50	39.00	-2.43	-14.58	35.40	1.59	0.13	1.63	0.06	1.65	0.55
3y	6	13.50	81.00	4.57	27.42	125.26	1.59	0.08	1.58	0.11	1.61	0.58
4y	86	20.00	1720.00	11.07	952.02	10538.44	21.50	2.74	24.24	3.90	25.41	11.17
SUMAS	206		1846.00			19311.04					RIGE	

$x_t = \frac{1846}{206} = 8.93$

TABLA 4.6 (CONTINUACION)

ENTREPISO 3												
SENTIDO		V	e _s	b	e ₁ = 1.5 e _s + 0.1 b	e ₂ = e _s - 0.1 b	M _{t1} = V e ₁	M _{t2} = V e ₂				
x		38.62	0.88	11.00	2.42	- 0.22	93.46	- 8.50				
y		77.25	0.22	20.00	2.33	- 1.78	179.99	-137.51				
		x _v = 8.42		x _t = 8.64		e _s = 5.82 - 4.94	$\Sigma R_{jx} y_{jt}^2 + \Sigma R_{jy} x_{jt}^2 = 22468.08$					
		y _v = 4.94		y _t = 5.82		e _s = 8.64 - 8.42						
EJE	R _{JX}	Y _J	R _{JX} Y _J	Y _{JT}	R _{JX} Y _{JT}	R _{JX} Y _{JT} ²	EFECTO DE V _X			EFEC DE V _X		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	V _X + 0.3 V _Y	0.3 V _X + V _Y
1x	5	0.00	0.00	- 5.82	- 29.10	169.36	11.36	0.12	11.48	0.23	11.55	3.67
2x	3	3.50	10.50	- 2.32	- 6.96	16.15	6.82	0.03	6.85	0.06	6.87	2.12
3x	3	7.50	22.50	1.68	5.04	8.47	6.82	0.002	6.82	0.04	6.83	2.09
4x	6	11.00	66.00	5.18	31.08	160.99	13.63	0.01	13.64	0.25	13.72	4.34
SUMAS	17		99.00			354.97					RIGE	
$y_t = \frac{99}{17} = 5.82$												
EJE	R _{JY}	X _J	R _{JY} X _J	X _{JT}	R _{JY} X _{JT}	R _{JY} X _{JT} ²	EFECTO DE V _Y			EFEC DE V _Y		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	V _Y + 0.3 V _X	0.3 V _Y + V _X
1y	128	0.00	0.00	- 8.64	- 1105.92	9555.15	41.90	8.86	50.76	4.60	52.14	19.83
2y	6	6.50	39.00	- 2.14	- 12.84	27.48	1.96	0.10	2.06	0.05	2.08	0.67
3y	6	13.50	81.00	4.80	29.16	141.72	1.96	0.18	2.14	0.12	2.18	0.76
4y	95	20.00	1920.00	11.36	1090.56	12388.76	31.42	6.67	38.09	4.54	39.45	15.97
SUMAS	235		2040.00			22113.11					RIGE	
$x_t = \frac{2040}{236} = 8.64$												

T A B L A 4.7

COEFICIENTES SISMICOS REDUCIDOS POR DUCTILIDAD PARA EL
METODO SIMPLIFICADO

ZONA	MUROS DE PIEZAS MACIZAS ALTURA DE LA CONSTRUCCION			MUROS DE PIEZAS HUECAS ALTURA DE LA CONSTRUCCION		
	MENOR DE 4 m	ENTRE 4 Y 7 m	ENTRE 7 Y 13 m	MENOR DE 4 m	ENTRE 4 Y 7 m	ENTRE 7 Y 13 m
I	0.06	0.08	0.08	0.07	0.11	0.11
II	0.07	0.08	0.10	0.08	0.11	0.13
III	0.07	0.09	0.10	0.08	0.10	0.12

NOTA:

Los valores se refieren a estructuras del grupo B, para estructuras del grupo A hay que multiplicarlos por 1.3 (ver nota de la tabla 4.1).

T A B L A 4.8

CALCULO DE FUERZAS SISMICAS Y CORTANTES PARA EL EJEMPLO DE
LA SECCION 4.5.2

NIVEL O ENTREPISO	W_i (ton)	h_i (m)	$W_i h_i$ (ton-m)	P_i (ton)	V_i (ton)
2	60	7	420	6.26	6.26
1	72	4	288	4.30	10.56
SUMAS	132		708		

T A B L A 4.9

CALCULOS DEL MOMENTO DE VOLTEO PARA EL MARCO DE LA FIG 4.6

Nivel	Entrepiso	W (ton)	V (ton)	M _v (ton-m)	Z	j=0.8+0.2z	jM _v (ton-m)	y _g (m)	Vy _g (ton-m)
5		100		0	1	1	0	0	0
	5		5.1						
4		120		15.3	0.8	0.96	14.7	3.00	15.3
	4		10.5						
3		120		46.8	0.6	0.92	43.1	4.37	45.8
	3		14.5						
2		120		90.3	0.4	0.88	79.5	5.83	84.5
	2		17.1						
1		120		141.6	0.2	0.84	119.0	7.32	125.0
	1		18.4						
0				196.8	0	0.80	157.2	8.8	162.0

Para el nivel 3:

$$y_g = \frac{100 \times 6 + 120 \times 3}{100 + 120} = 4.37 \text{ m}$$

Para el nivel 4:

$$y_g = \frac{100 \times 9 + 120 \times 6 + 120 \times 3}{100 + 120 + 120} = 5.83 \text{ m}$$

TABLA 5 METODO DE NEWMARK

REGLON	K (ton/cm)	100		200		200	
			M		M		M
	($\frac{\text{ton} \cdot \text{seg}^2}{\text{cm}}$)		0.408		0.408		0.204
1	X		1.000		2.000		3.000
2	$\frac{X}{\omega^2}$		0.408		0.816		0.612
3	$\frac{V}{\omega^2}$	1.85		1.428		0.612	
4	$\Delta \frac{V}{\omega^2}$	0.0018		0.00714		0.00765	
5	$\frac{Y}{\omega^2}$		0.00918		0.01632		0.02397
6	$\frac{Y}{\omega^2}$		109		123		125
1	X		1.000		1.780		2.610
2	$\frac{X}{\omega^2}$		0.408		0.726		0.532
3	$\frac{V}{\omega^2}$	1.60		1.258		0.532	
4	$\Delta \frac{V}{\omega^2}$	0.0037		0.00629		0.00665	
5	$\frac{Y}{\omega^2}$		0.00837		0.01466		0.2131
6	$\frac{Y}{\omega^2}$		119		121		122
1	X		1.000		1.750		2.550
2	$\frac{X}{\omega^2}$		0.408		0.714		0.520
3	$\frac{V}{\omega^2}$	1.64		1.234		0.520	
4	$\Delta \frac{V}{\omega^2}$	0.0021		0.00617		0.0065	
5	$\frac{Y}{\omega^2}$		0.00821		0.01438		0.02088
6	$\frac{Y}{\omega^2}$		121.8		121.7		122.1
			1.000		1.752		2.543

$$\omega^2 = \frac{\sum FX}{\sum MX} = \frac{3.1475}{0.0257} = 121.9 \text{ seg}^{-2}$$

$$T = 2\pi/\omega = 0.586 \text{ seg}$$

TABLA 5.2 METODO DE HOLZER

ω^2 SUPUESTA	K (ton/cm)	200		200		80		RESIDUO
	M ($\frac{\text{ton-seg}^2}{\text{cm}}$)		0.408		0.408		0.204	
500	X		1.0000		0.98		-1.570	-44
	ΔX	1.000		-0.020		-2.550		
	V	200.0		-4.00		-204.0		
	F		204.0		200.0		-150	
600	X		1.000		0.780		-2.170	30
	ΔX	1.000		-0.220		-2.950		
	V	200.0		-45.00		-236.0		
	F		245.0		191.0		-266.0	
560	X		1.000		0.860		-1.950	-2.0
	ΔX	1.000		-0.140		-2.810		
	V	200.0		-28.50		-225		
	F		228.5		195.5		-223	
563	X		1.000		0.851		-1.964	0.4
	ΔX	1.000		-0.149		-2.815		
	V	200.0		-29.70		-225.2		
	F		229.7		195.5		-225.6	

$$(500 \times 30 + 600 \times 44) / 74 = 560 \text{ (interpolación lineal)}$$

$$\bar{\omega}^2 = 560 \times \frac{200 \times 1 + 28.5 \times 0.140 + 225.0 \times 2.810}{228.5 \times 1 + 195.5 \times 0.860 + 223.0 \times 1.950} = 563.0 \text{ (ec 5.24)}$$

$$\bar{\omega}^2 = 563 \times \frac{200 \times 1 + 29.7 \times 0.149 + 225.2 \times 2.815}{229.7 \times 1 + 195.5 \times 0.851 + 225.6 \times 1.964} = 562.5 \text{ (ec 5.24)}$$

TABLA 5.3 METODO DE ITERACION INVERSA
(PRIMER MODO)

GRADO DE LIBERTAD	1	2	3
\underline{X}	1.000	2.000	3.000
\underline{X}'	0.40775	0.81550	0.61163
\underline{Y}	0.009174	0.01631	0.02396
\underline{X}	1.000	1.778	2.612
\underline{X}'	0.40775	0.72498	0.53253
\underline{Y}	0.008326	0.01461	0.02127
\underline{X}	1.000	1.775	2.555
\underline{X}'	0.40775	0.71560	0.52091
\underline{Y}	0.008221	0.01440	0.02092
\underline{X}	1.000	1.752	2.545

NOTAS:

Los valores de \underline{X} , salvo para la primera iteración, son proporcionales a los de \underline{Y} de la iteración anterior

$$\underline{X}' = \underline{M} \underline{X}$$

$$\underline{Y} = \underline{K}^{-1} \underline{X}'$$

$$\omega^2 = \frac{\underline{Y}^T \underline{X}'}{\underline{Y}^T \underline{M} \underline{Y}} \quad (\text{ec 5.27})$$

$$\omega^2 = \frac{0.008221 \times 0.40775 + 0.0144 \times 0.7156 + 0.02092 \times 0.52091}{0.008221^2 \times 0.40775 + 0.0144^2 \times 0.40775 + 0.02092^2 \times 0.20388}$$

$$\omega^2 = 122 \text{ seg}^{-2}$$

TABLA 5.4 METODO DE ITERACION INVERSA CON CORRIMIENTO
($\mu = 490.5$, CONVERGE AL SEGUNDO MODO)

GRADO DE LIBERTAD	1	2	3
\underline{X}	1.000	1.000	1.000
\underline{X}'	0.40775	0.40775	0.20388
\underline{Y}	0.01198	0.009939	0.02574
\underline{X}	1.000	0.830	- 2.149
\underline{X}'	0.40775	0.33843	- 0.43813
\underline{Y}	0.01453	0.01249	- 0.02805
\underline{X}	1.000	0.860	- 1.931
\underline{X}'	0.40775	0.35067	- 0.39368
\underline{Y}	0.01370	0.01167	- 0.02698
\underline{X}	1.000	0.851	- 1.969

NOTA:

Los valores de \underline{X} , salvo para la primera iteración, son proporcionales a los de \underline{Y} de la iteración anterior

$$\begin{aligned}\underline{X}' &= \underline{M} \underline{X} \\ \underline{Y} &= \underline{K}'^{-1} \underline{X}' \\ \rho &= \frac{\underline{Y}^T \underline{X}'}{\underline{Y}^T \underline{M} \underline{Y}}, \quad \omega^2 = \rho + \mu \quad (\text{ec 5.29})\end{aligned}$$

$$\rho = \frac{0.01370 \times 0.40775 + 0.01167 \times 0.35067 + 0.02698 \times 0.39368}{0.01370^2 \times 0.40775 + 0.01167^2 \times 0.40775 + 0.02698^2 \times 0.20388}$$

$$\rho = 72.4, \quad \omega^2 = 490.5 + 72.4 = 562.9 \text{ seg}^{-2}$$

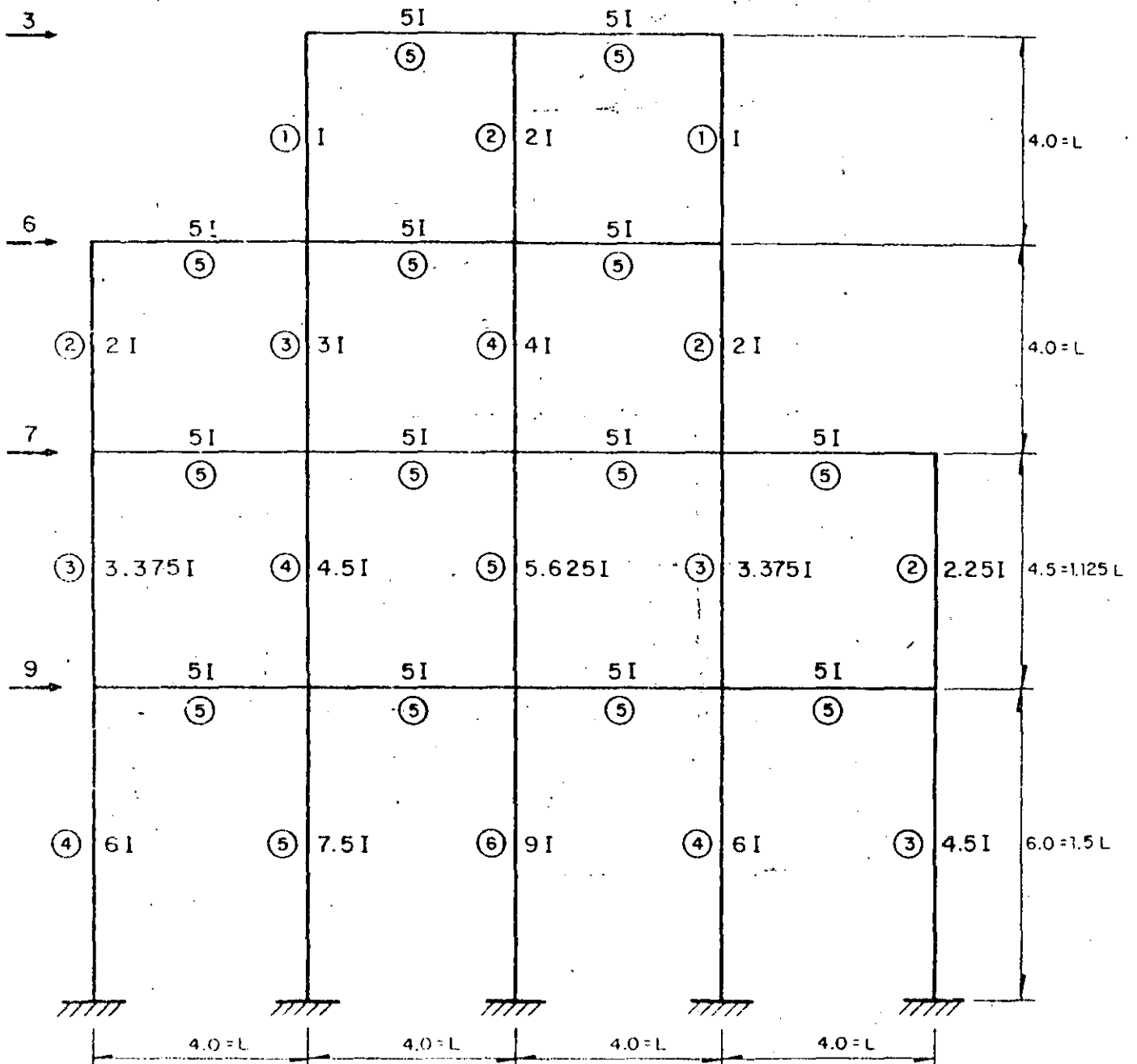
TABLA 6.1

METODO B DE NEWMARK APLICADO AL SISTEMA DE LA FIG 6.3

t (seg)	\ddot{s}_0 (cm/seg ²)	\ddot{u} (cm/seg ²)	\dot{u} (cm/seg)	u (cm)	f_r (ton)
0.00	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
0.02	50	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
		-50.0000	-0.5000	-0.0040	-0.40
		-41.5937	-0.4159	-0.0033	-0.33
		-43.0070	-0.4301	-0.0034	-0.34
		-42.7694	-0.4277	-0.0034	-0.34
		-42.8094	-0.4281	-0.0034	-0.34
		-42.8026	-0.4280	-0.0034	-0.34
		-42.8038	-0.4280	-0.0034	-0.34
-42.8036	-0.4280	-0.0034	-0.34		
0.04	100	-42.8036	-1.2841	-0.0205	-2.05
		-65.8451	-1.5145	-0.0224	-2.24
		-61.9713	-1.4757	-0.0221	-2.21
		-62.6226	-1.4823	-0.0221	-2.21
		-62.5131	-1.4812	-0.0221	-2.21
		-62.5315	-1.4814	-0.0221	-2.21
		-62.5284	-1.4813	-0.0221	-2.21
		-62.5289	-1.4813	-0.0221	-2.21
-62.5288	-1.4813	-0.0221	-2.21		
0.06	150	-62.5288	-2.7319	-0.0642	-6.42
		-52.1077	-2.6277	-0.0634	-6.34
		-53.8597	-2.6452	-0.0635	-6.35
		-53.5652	-2.6422	-0.0635	-6.35
		-53.6147	-2.6427	-0.0635	-6.35
		-53.6064	-2.6427	-0.0635	-6.35
		-53.6078	-2.6427	-0.0635	-6.35
		-53.6075	-2.6427	-0.0635	-6.35
0.08	200	-53.6075	-3.7148	-0.127076	-10.00
		-51.3849	-3.6926	-0.1269	(constante)
		-51.5406	-3.6942	-0.1269	
		-51.5297	-3.6941	-0.1269	
		-51.5304	-3.6941	-0.1269	

TABLA 8.1 REQUISITOS PARA EL USO DE DISTINTOS FACTORES DE REDUCCION POR DUCTILIDAD SEGUN EL RDF.

Factor de reducción Q	Requisitos	
6	<p>La resistencia es suministrada en todos los niveles exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto reforzado o de acero con zona de fluencia definida, y se cumplen las siguientes condiciones:</p> <p>a) Las vigas y columnas de acero satisfacen los requisitos correspondientes a secciones compactas, de acuerdo con los criterios que al respecto fija el Departamento en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento, y sus juntas pueden admitir rotaciones importantes antes de fallar.</p> <p>b) Las columnas de concreto son zunchadas, o poseen estribos que proporcionan al núcleo un confinamiento equivalente al del zuncho, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.</p> <p>c) Para la revisión de los estados límite de falla por fuerza cortante, torsión, pandeo por compresión axial y otras formas de falla frágil, se usa un factor de carga de 1.4 en lugar de 1.1 especificado en el artículo 220 del presente cuerpo normativo para cuando obran cargas accidentales.</p>	<p>d) Se satisfacen las limitaciones que se fijan para articulaciones plásticas en miembros de concreto en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento. Dichas limitaciones deben satisfacerse en todos los extremos de trabes y columnas, o bien, en los lugares donde se formarían las articulaciones plásticas que se requerirían para que cada marco alcanzara un mecanismo de colapso en cada piso o entrepiso, si la fuerza lateral fuera suficientemente elevada.</p> <p>e) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso (resistencia de diseño calculada, tomando en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia) entre la acción de diseño, no diferirá en más de 20 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.</p>
4	<p>La resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto, madera o acero con o sin zona de fluencia definida; así como por marcos contraventeados o con muros de concreto, en los que la capacidad de los marcos sin contar muros o contravientos sea cuando menos al 25 por ciento del total. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso (resistencia de diseño calculada tomando en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia) entre la acción de diseño, no diferirá en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.</p>	
2	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos o columnas de concreto reforzado, madera o acero contraventeados o no, o muros de concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por los casos 1 y 2 de esta tabla, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero, que satisfacen los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.</p>	
1.5	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los niveles por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos 1 a 3.</p>	



Fuerzas en toneladas y longitudes en metros

$$I = 7,500 \text{ cm}^4 \quad E = 2000,000 \text{ kg/cm}^2$$

○ Rigidez (inercia/longitud) en términos de I/L

Fig 1.1 Marco empleado para ilustrar ejemplos.

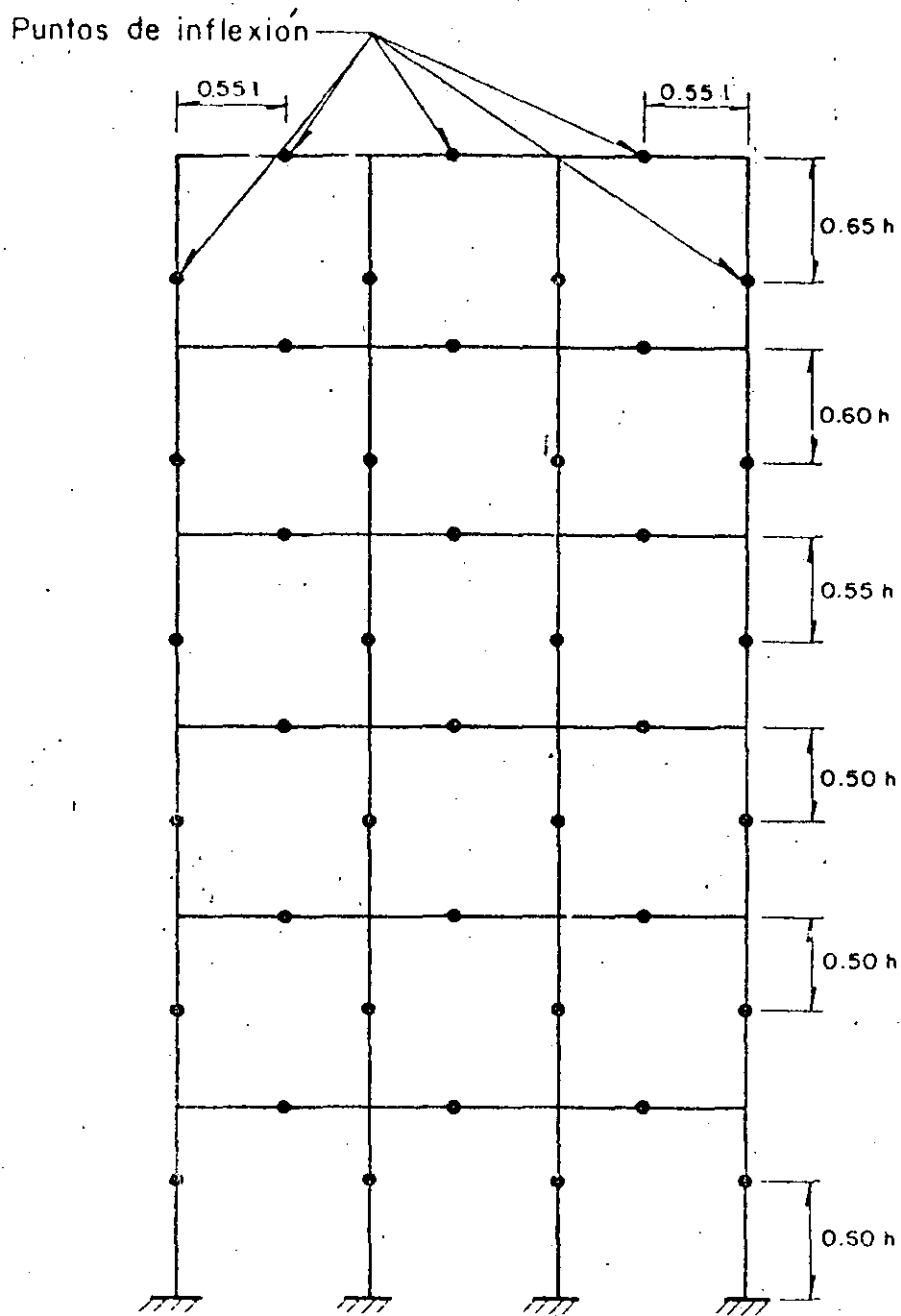
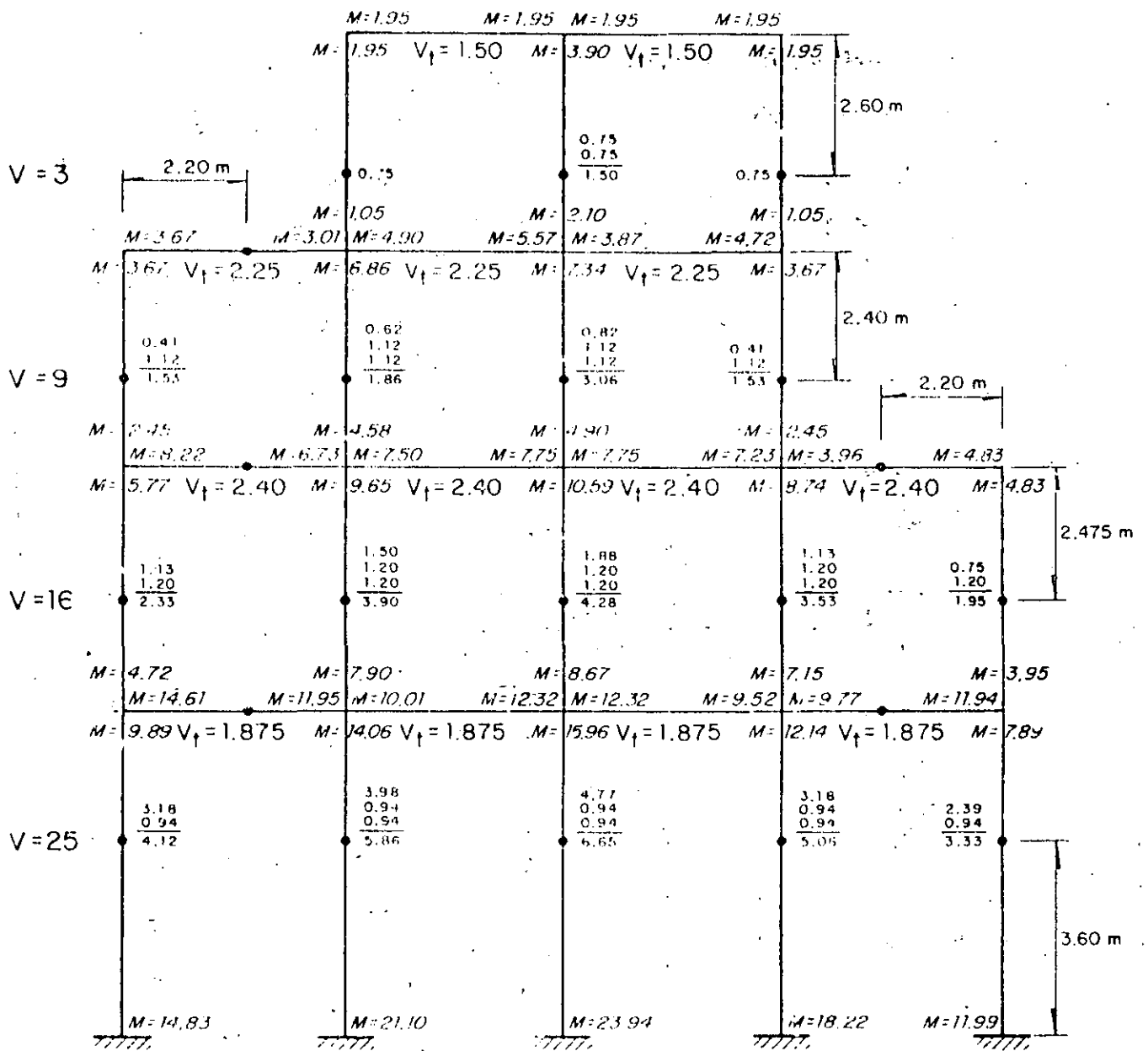


Fig 1.2 Localización de puntos de inflexión según el método de Bowman



Nota: Todos los momentos en las vigas tienen signo menos
 Momentos en ton-m, cortantes en ton

Fig 1.3 Aplicación del método de Bowman al marco de la fig. 1.1.

Distribución de cortantes

Primer entrepiso

$$V = 25 \text{ ton}$$

$$V_c = \frac{4-0.5}{4+1} \times 25 = 17.5$$

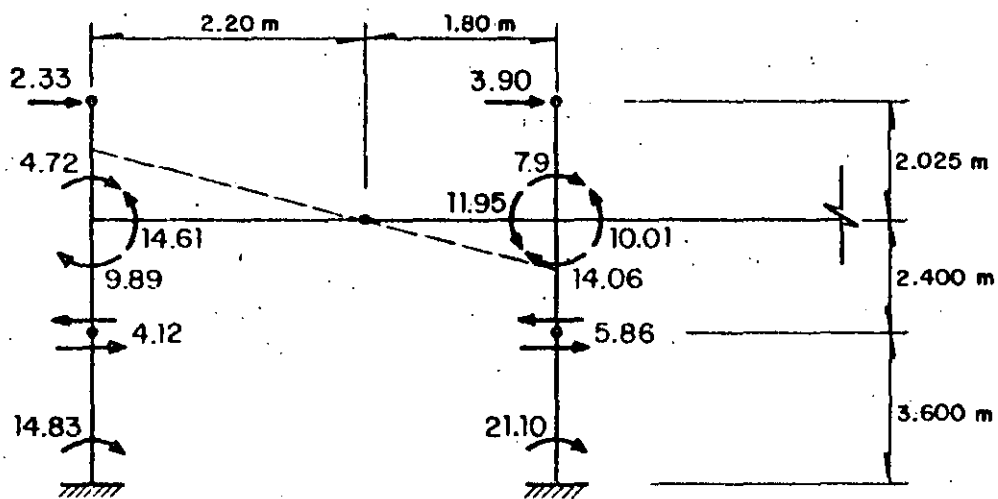
$$V_f = 25 - 17.5 = 7.5$$

Segundo entrepiso

$$V = 16 \text{ ton}$$

$$V_c = \frac{4-2}{4+1} \times 16 = 6.4$$

$$V_f = 16 - 6.4 = 9.6$$



Momentos en ton - m

$$\begin{aligned}
 4.12 \times 2.4 &= 9.89 & ; & & 2.33 \times 2.025 &= 4.72 \\
 4.12 \times 3.6 &= 14.83 & ; & & 9.89 + 4.72 &= 14.61 \\
 14.61 \times 1.80 / 2.20 &= 11.95 & & & & \\
 3.90 \times 2.025 &= 7.9 & ; & & 5.86 \times 2.40 &= 14.06 \\
 14.06 + 7.9 - 11.95 &= 10.01 & & & &
 \end{aligned}$$

Fig 1.4 Algunas operaciones para explicar ciertos resultados de la fig 1.3

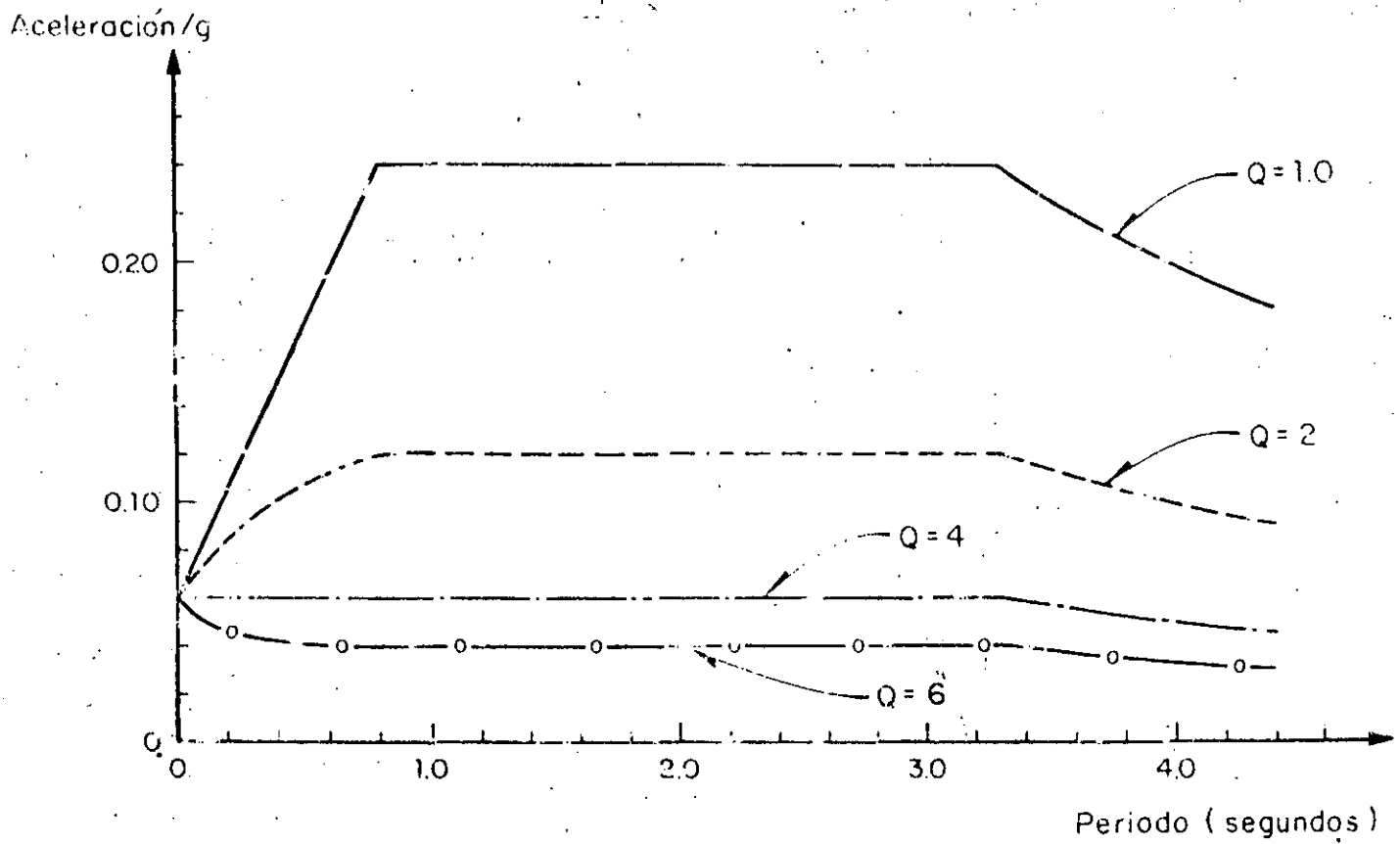
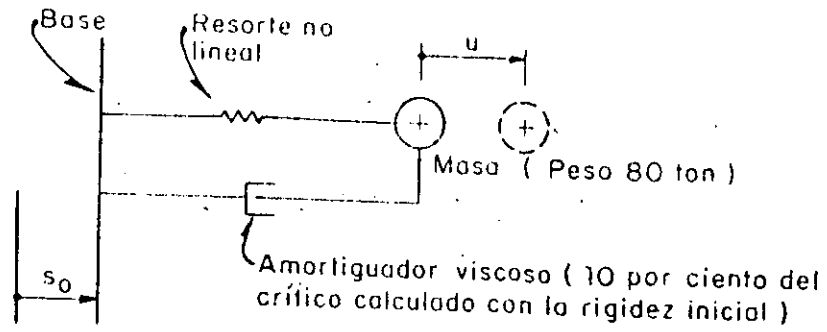
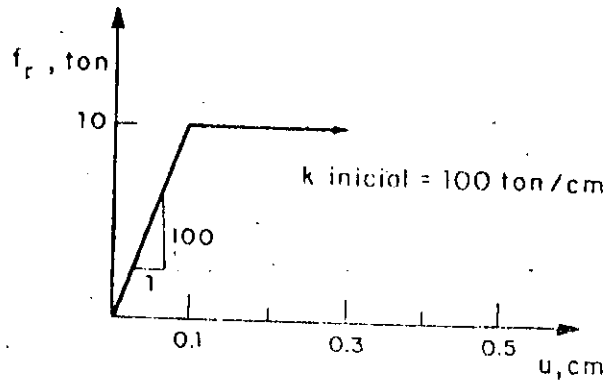


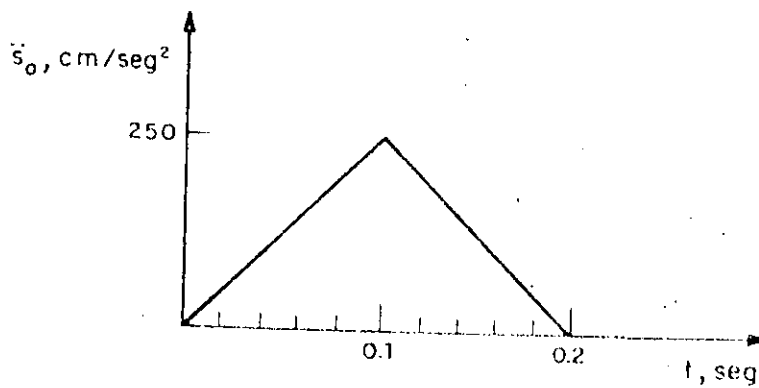
Fig 6.2 Espectros de diseño de la zona III, para ductilidades $Q = 1, 2, 4$ y 6 , edificios grupo B



a) Sistema con rigidez no lineal



b) Curva carga-deplazamiento del resorte (simétrica con respecto al origen)



c) Aceleración de la base

Fig 6.3 Sistema no lineal de un grado de libertad

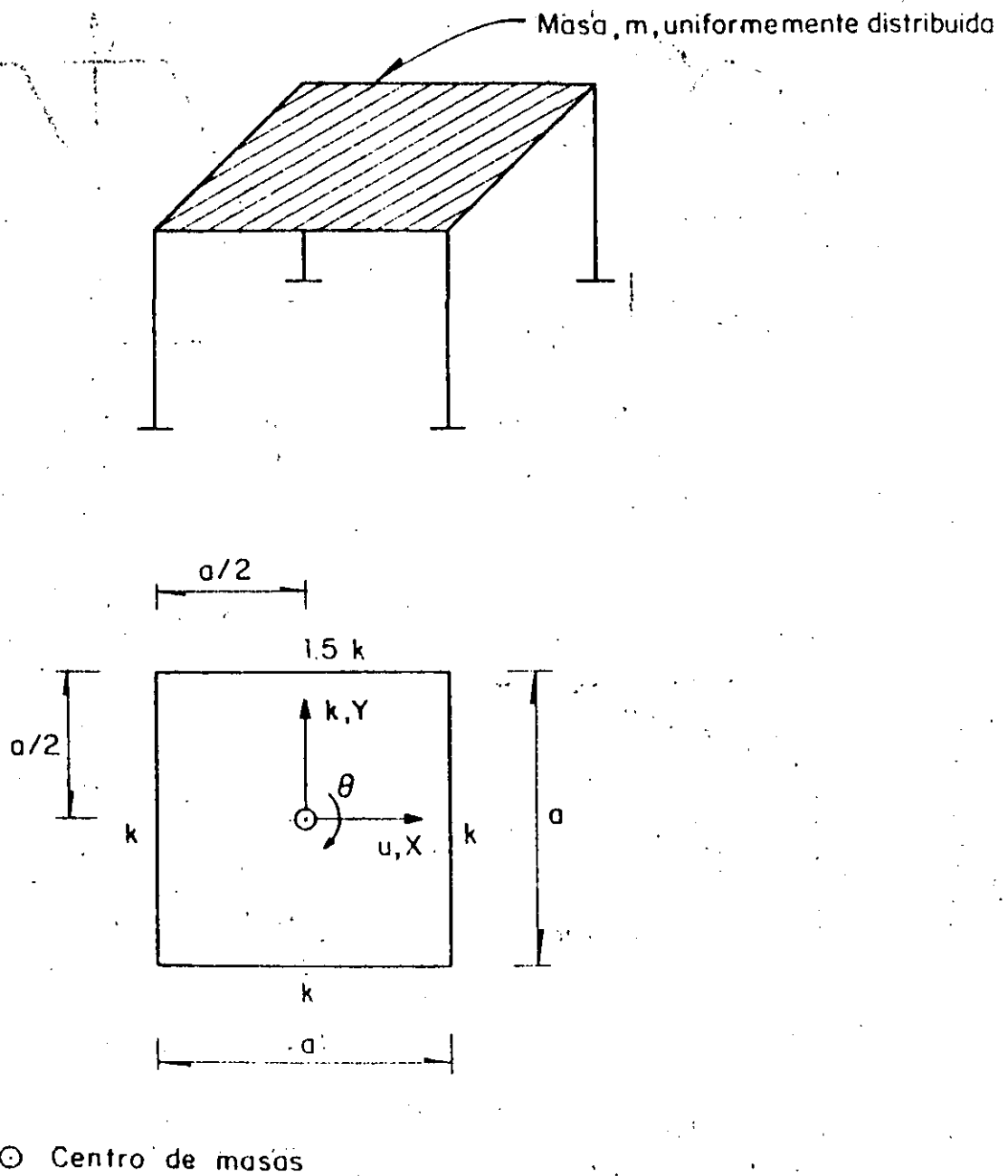
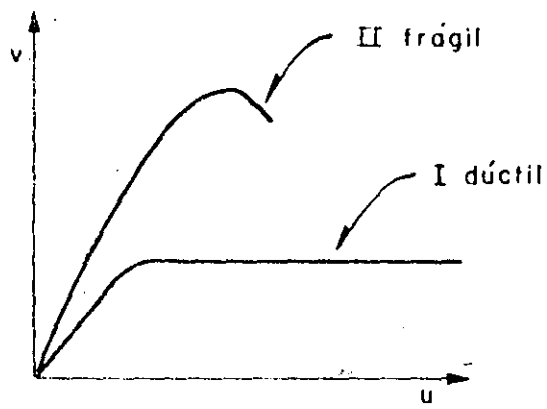
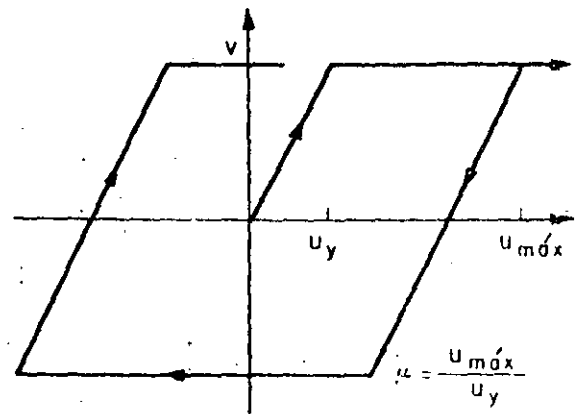


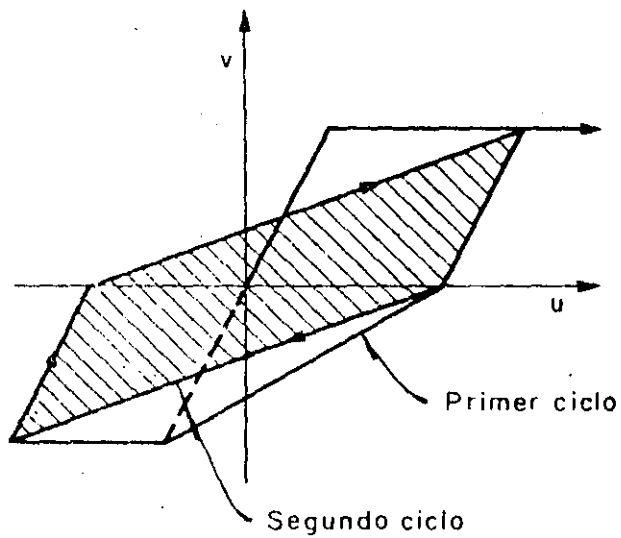
Fig 6.4 Representación esquemática de un edificio de un piso



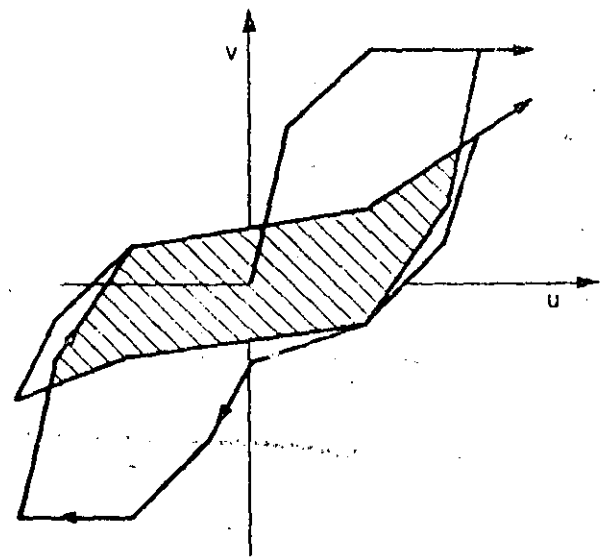
a) Curvas iniciales ante carga monotónica



b) Curva elastoplástica sin deterioro (μ es el factor de ductilidad)

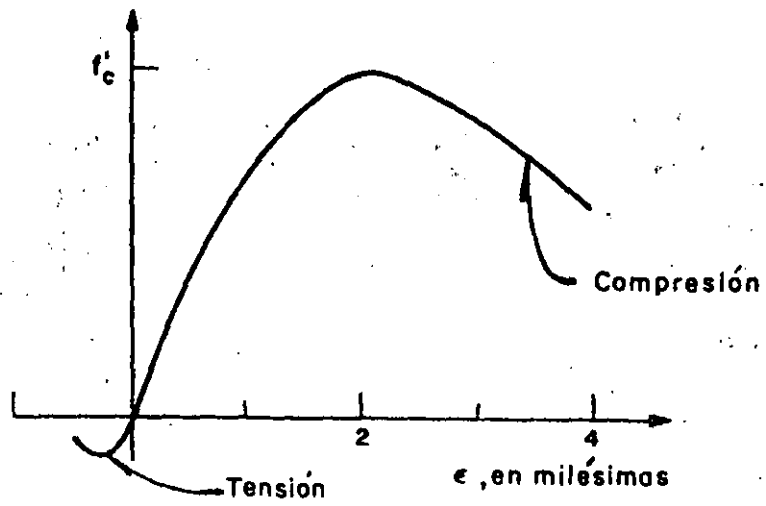


c) Curva elastoplástica con deterioro simple de rigidez

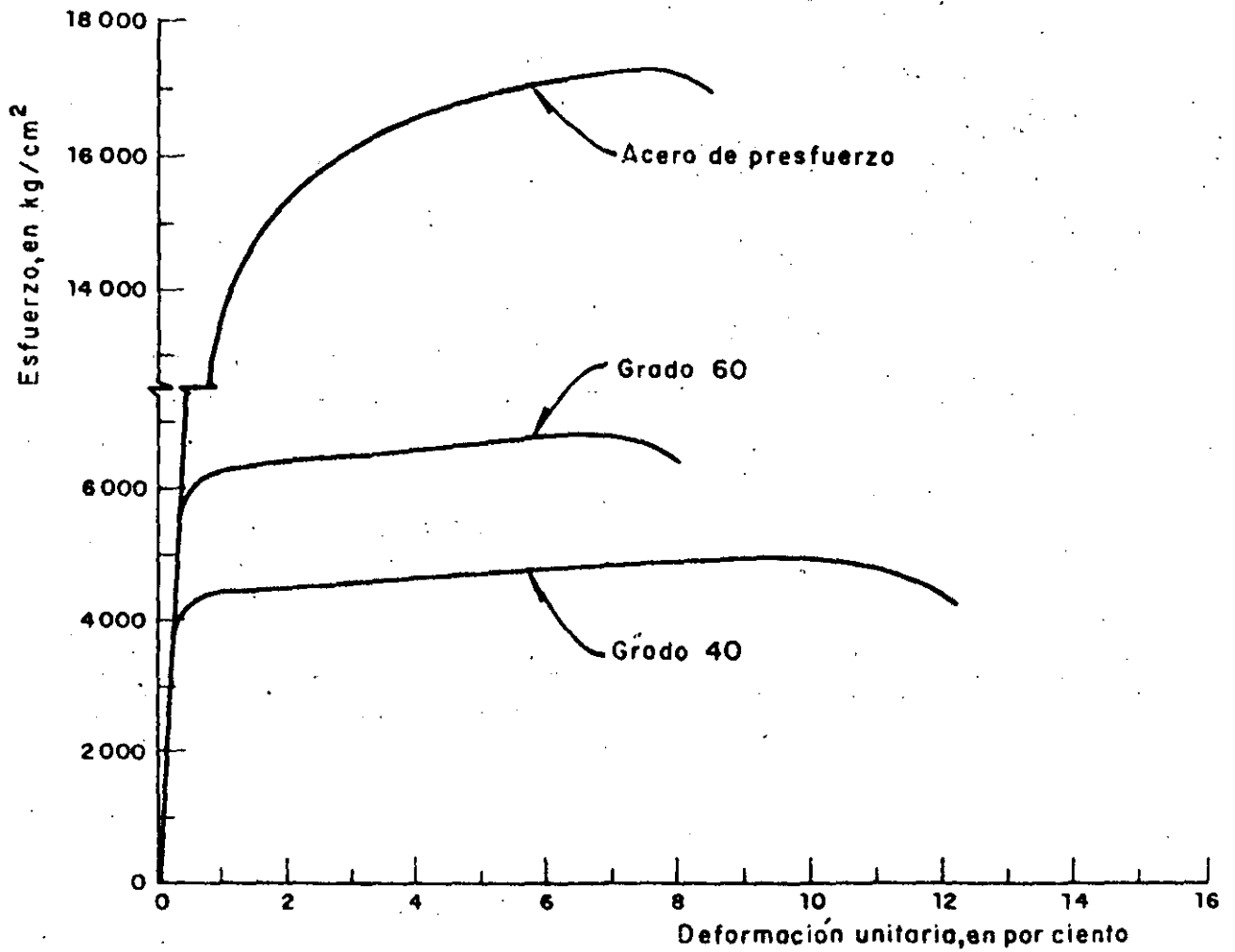


d) Curva trilineal con deterioros de rigidez y resistencia

Fig 7.1 Distintos tipos de curvas carga-deformación



a) Concreto



b) Aceros

Fig 7.2 Curvas típicas esfuerzo-deformación

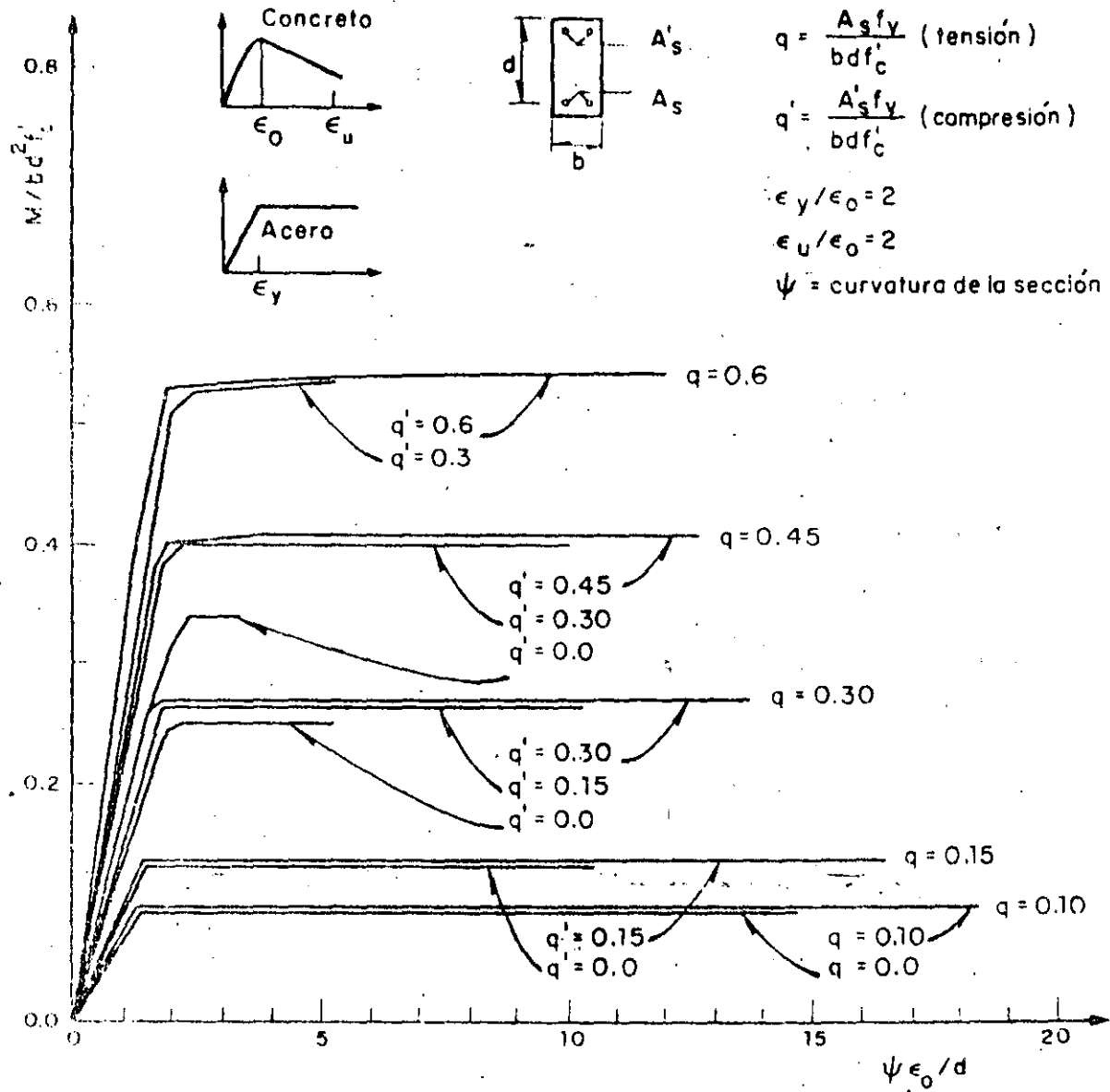
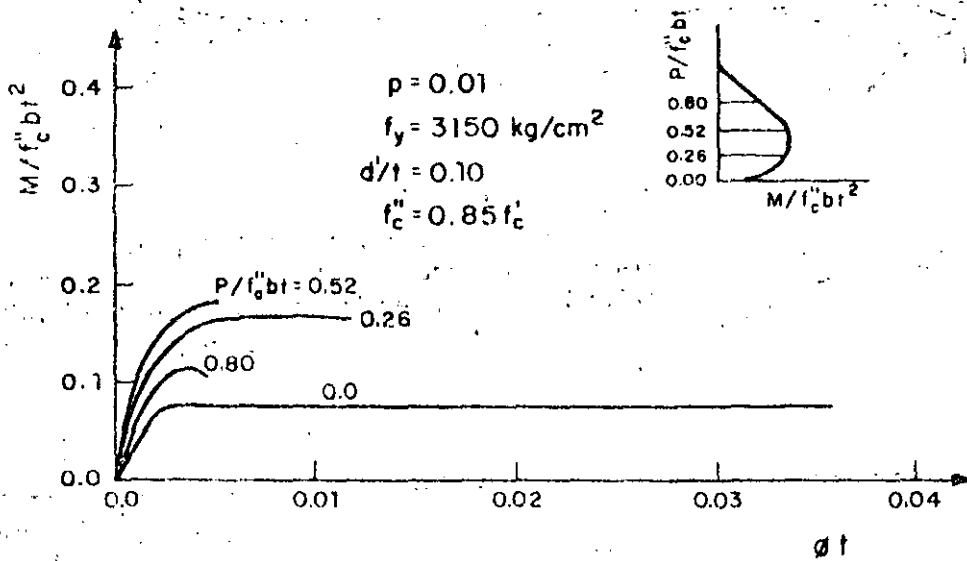
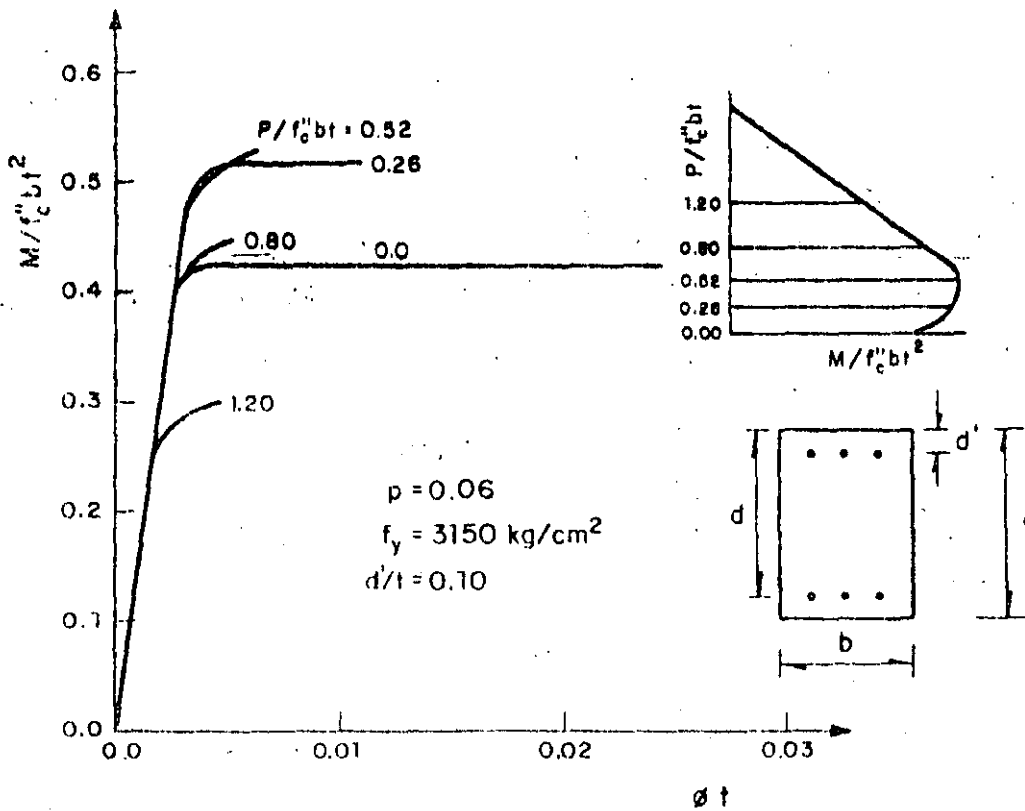


Fig 7.3 Relaciones momento curvatura para secciones de concreto reforzado sujetas a flexión

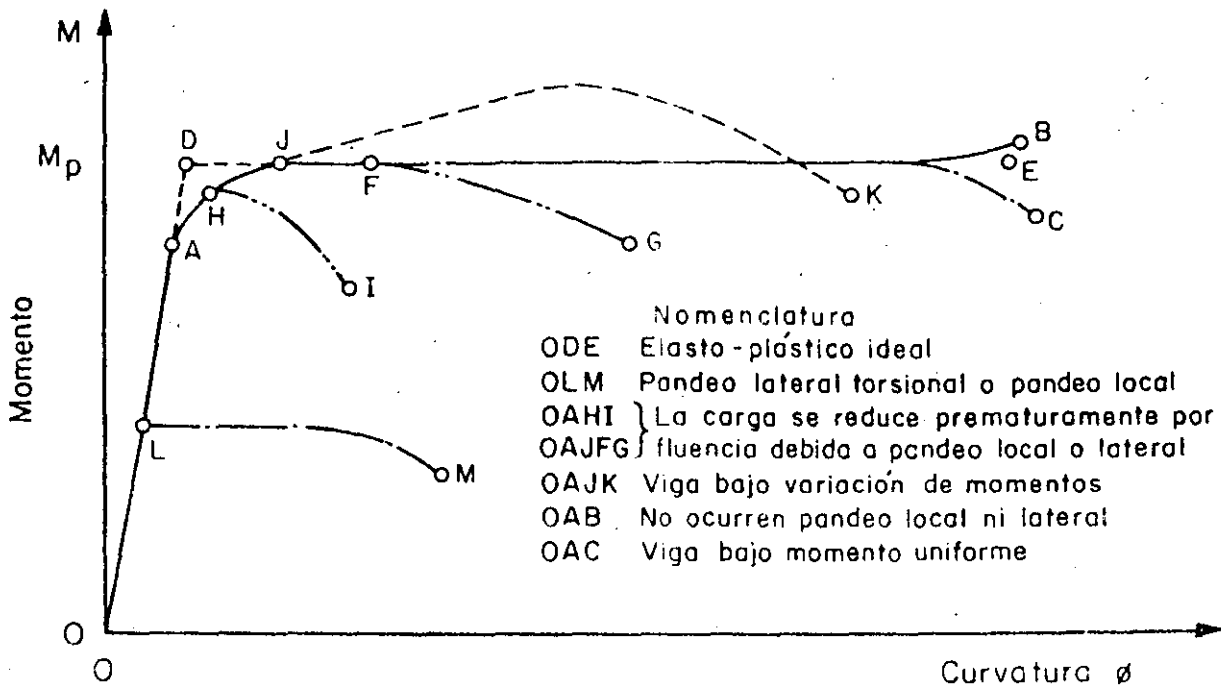


a) Baja cuantía de refuerzo longitudinal

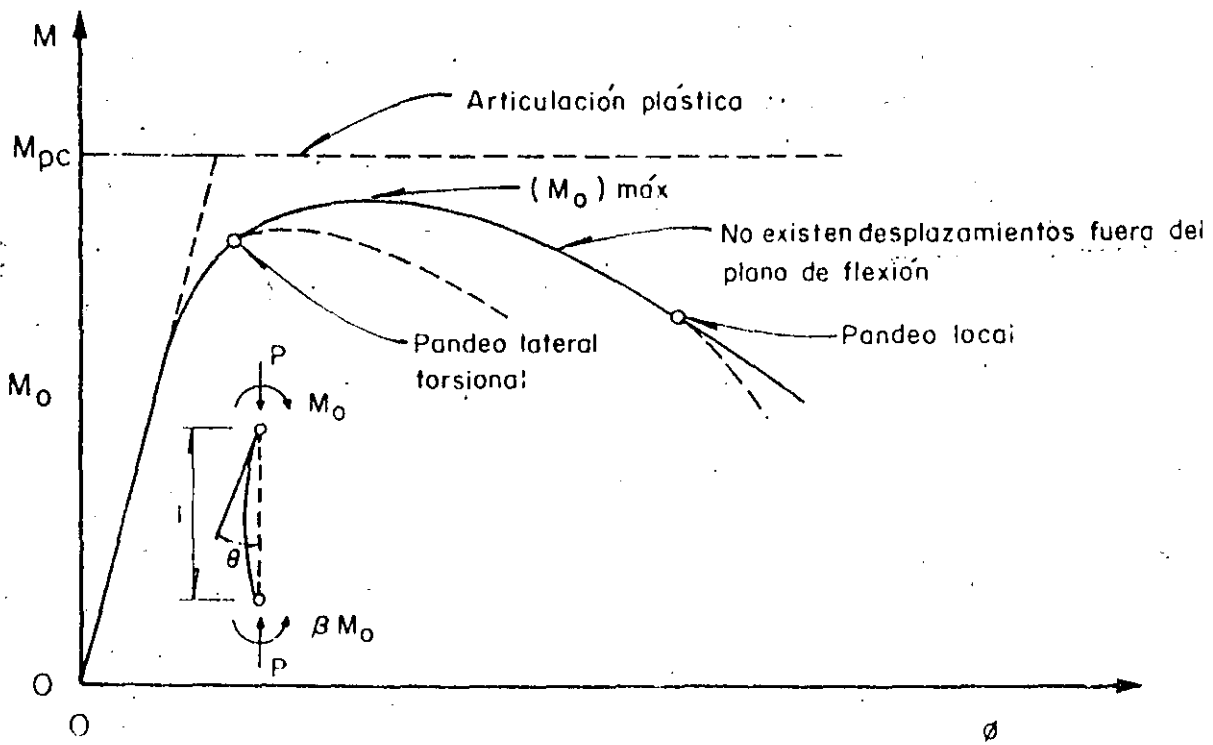


b) Alta cuantía de refuerzo longitudinal

Fig 7.4 Relaciones momento-curvatura de secciones de concreto sujetas a flexocompresión (ref 65)

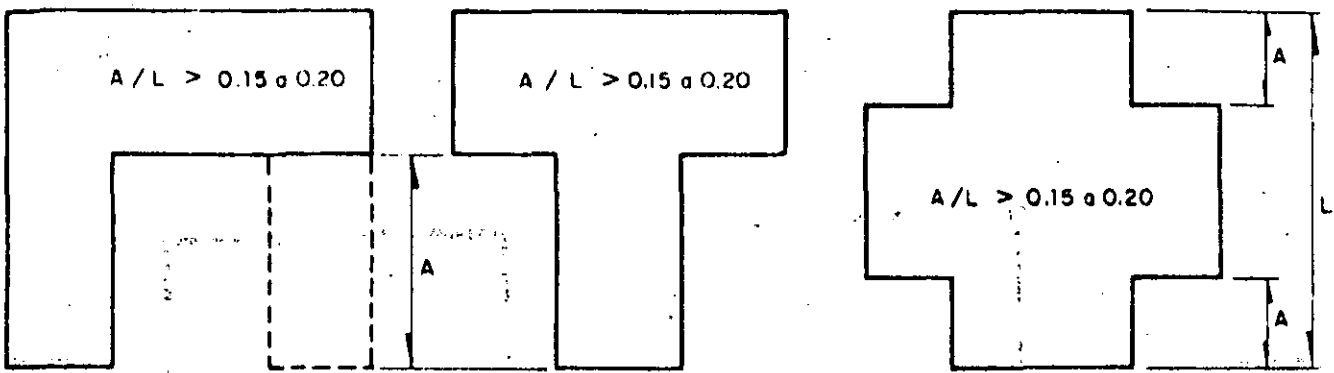


a) Vigas

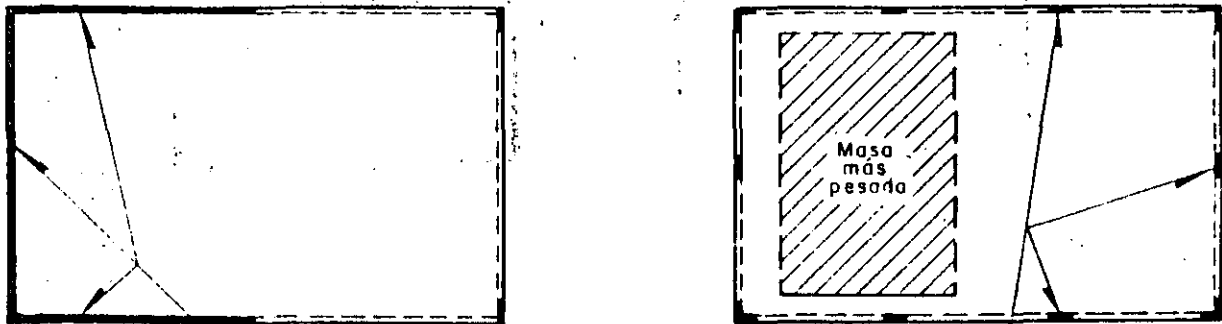


b) Columnas

Fig 7.5 Relaciones momento-curvatura idealizadas en elementos de acero estructural

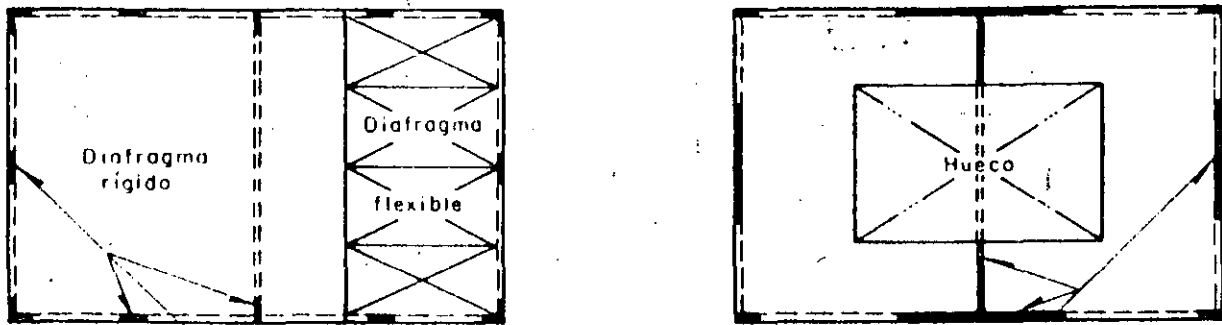


a) Entrantes y salientes.



Elementos verticales resistentes a sismo

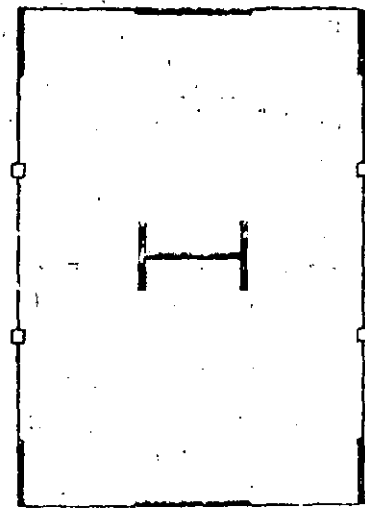
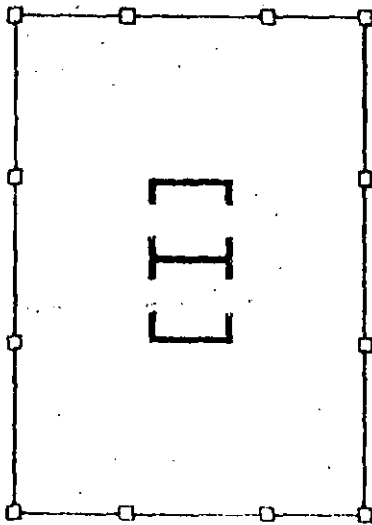
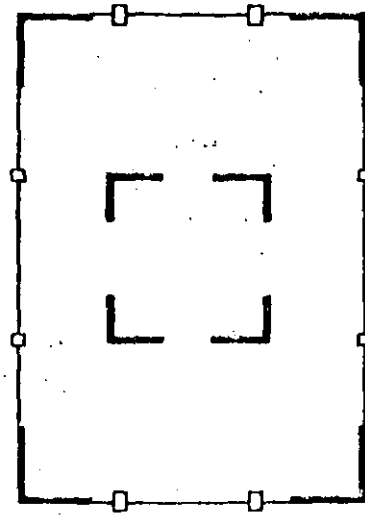
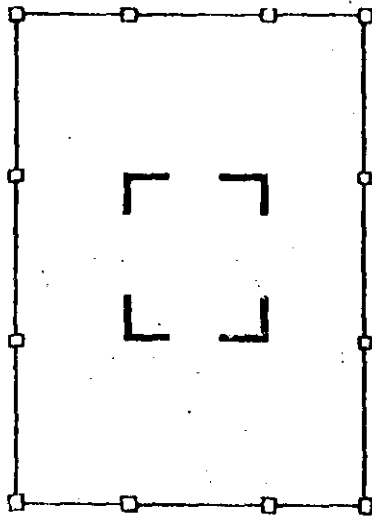
b) Rigideces o masas excéntricas



Elementos verticales resistentes a sismo

c) Diafragmas de piso de distinta rigidez

Fig 8.1 Irregularidades en planta según la ref 53



a). Buena

b). Mejor

Fig 8.2 Concentración deseable de rigideces en planta (ref 53)

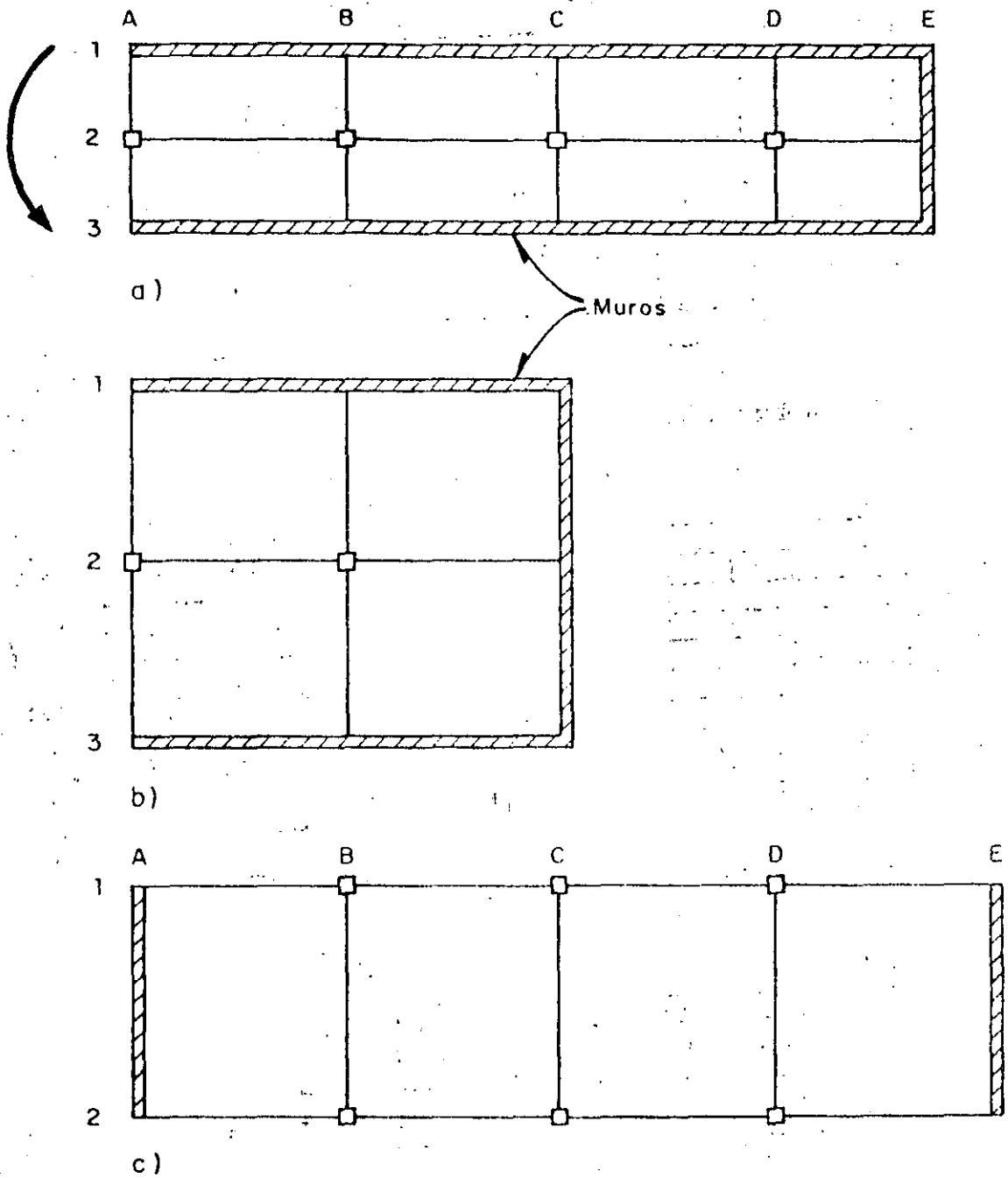
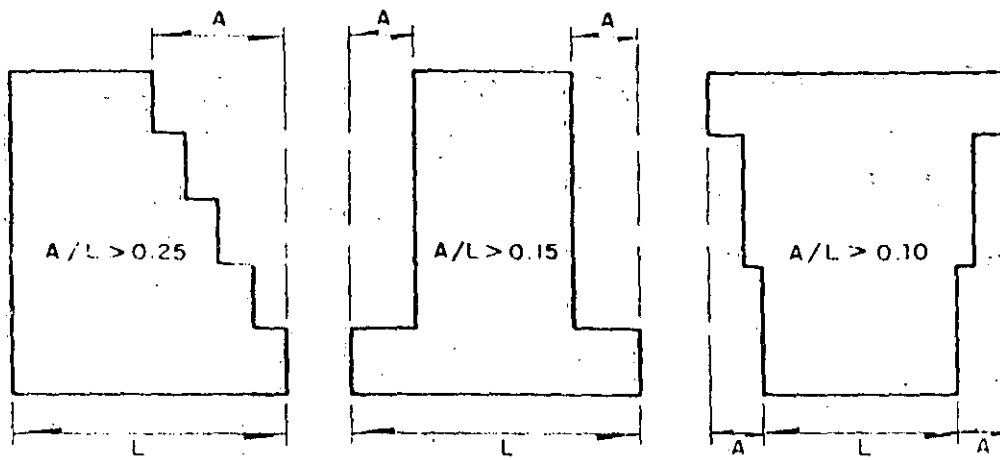


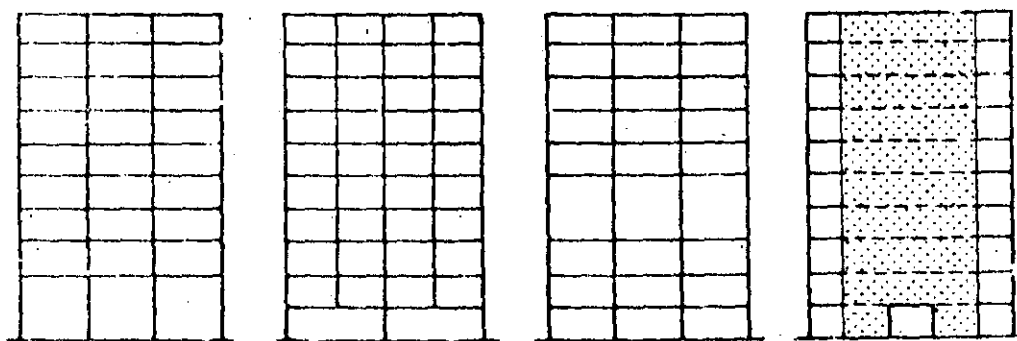
Fig 8.3 Plantas alargadas



a) Cambios bruscos en geometría



b) Concentraciones de masas en algunos niveles ...



c) Cambios bruscos en rigideces y resistencias

Fig 8.4 Irregularidades en elevación (ref 53)

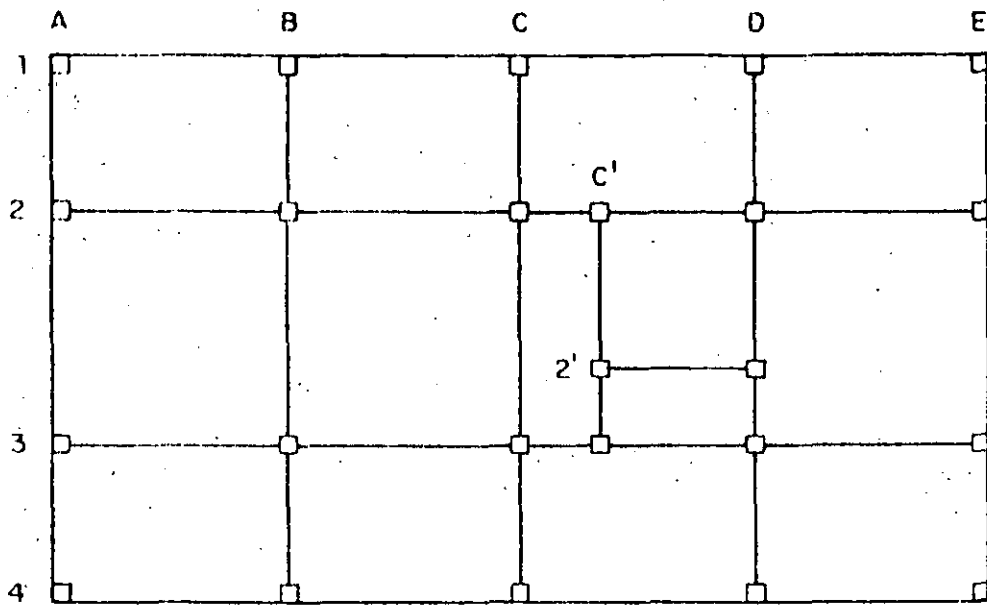


Fig 8.5 Estructuración con claros desiguales

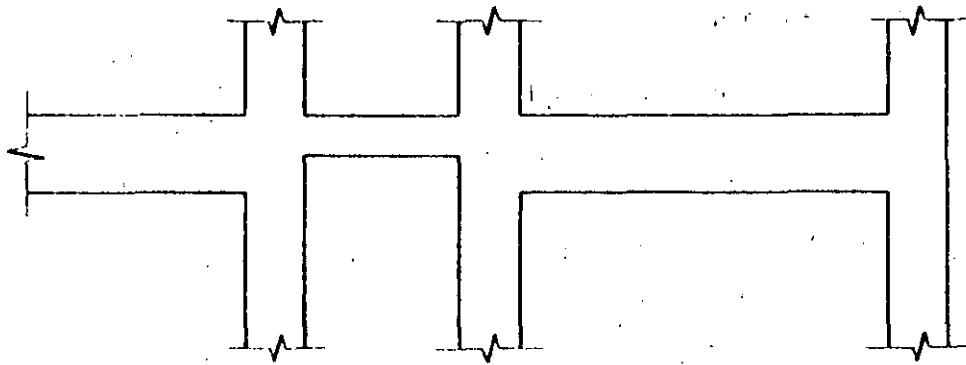
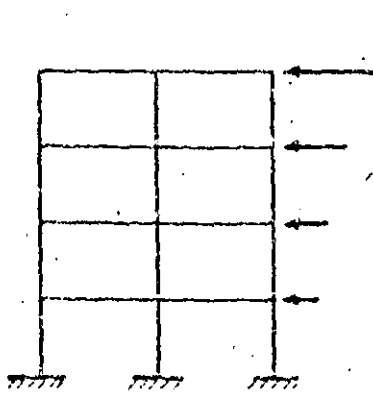
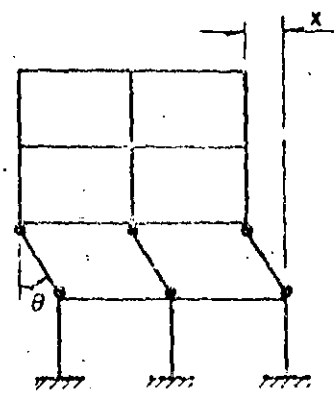


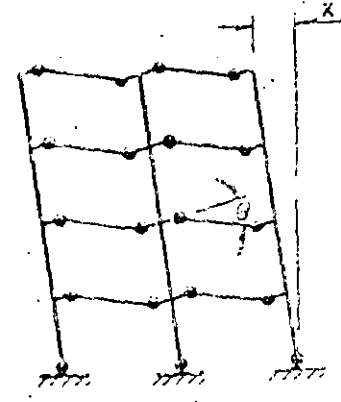
Fig 8.6 Reducción de peralte en claro corto



a) Marco y cargas laterales



b) Mecanismo de falla de entrepiso



c) Mecanismo de falla de conjunto

Si $\frac{x_u}{x_y} = 4$

$\frac{\theta_u}{\theta_y} = 122$

$\frac{\theta_u}{\theta_y} = 18$

x_u = desplazamiento último

x_y = desplazamiento en la primera fluencia

• = articulación plástica

Fig. 8.7 Posibles mecanismos de un marco rígido sujeto a carga lateral

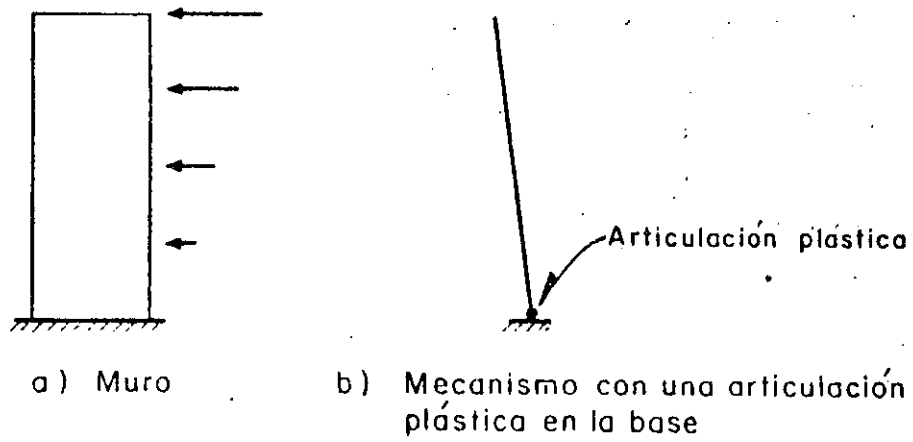


Fig 8.8 Mecanismo de falla de un muro de rigidez aislado sujeto a cargas laterales

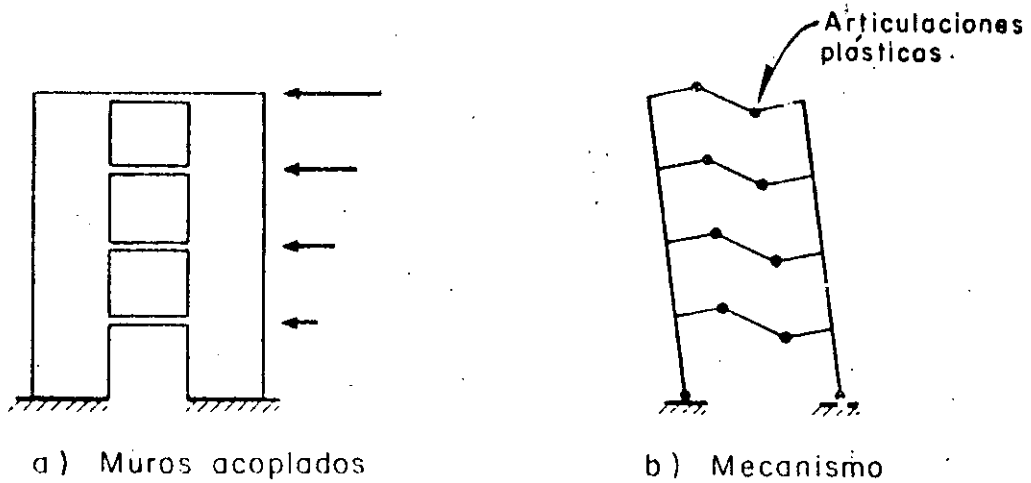
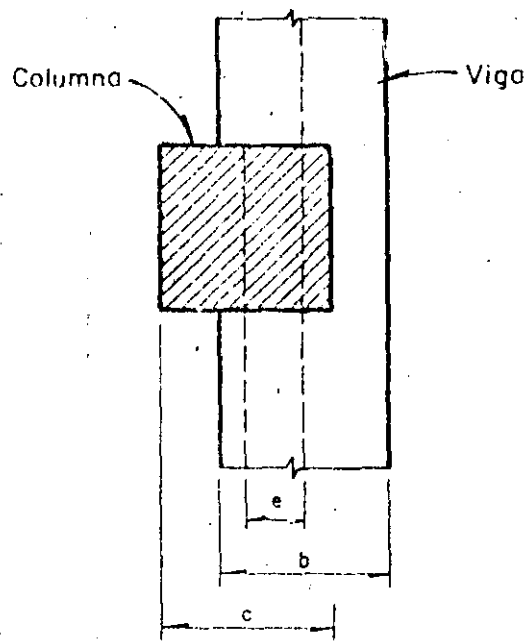
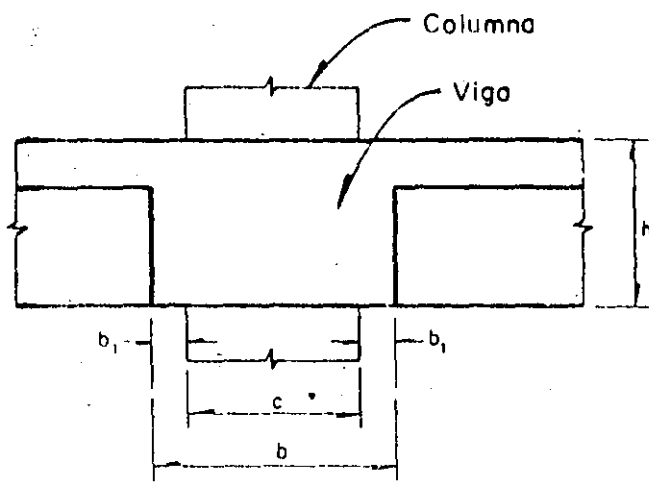


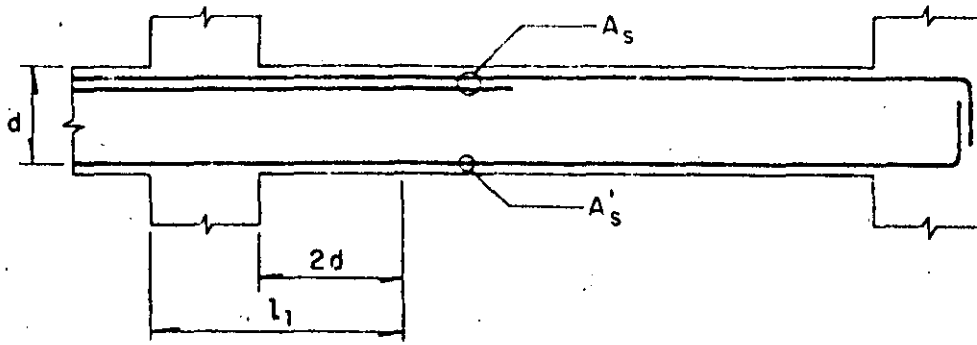
Fig 8.9 Mecanismo de falla de dos muros acoplados por una hilera de vigas



Q=4	Q=6
$b_1 \leq 1.5h$	$b_1 = 0$
$l/b \leq 40$	$h/b \leq 3$
$h/b \leq 4$	$e/b \leq 0.25$
$e/b \leq 0.5$	$l/b \leq 25$
	$b \geq 20 \text{ cm}$
	$l/h \geq 4$

l, longitud libre de la viga

Fig 9.1. Requisitos geométricos para vigas de concreto reforzado



Q = 4

Q = 6

$A_s, A'_s \geq 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b d$, en toda la longitud de la viga

$A'_s \leq 0.75 A_s$ balanceada

Al menos 67 por ciento de A_s deberá pasar por el núcleo de la columna

$A_s, A'_s \geq \begin{cases} 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \\ 2\#5 \end{cases}$
en toda la longitud

$A_s \leq 0.6 A'_s$ balanceada

$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{100}{f_y}$

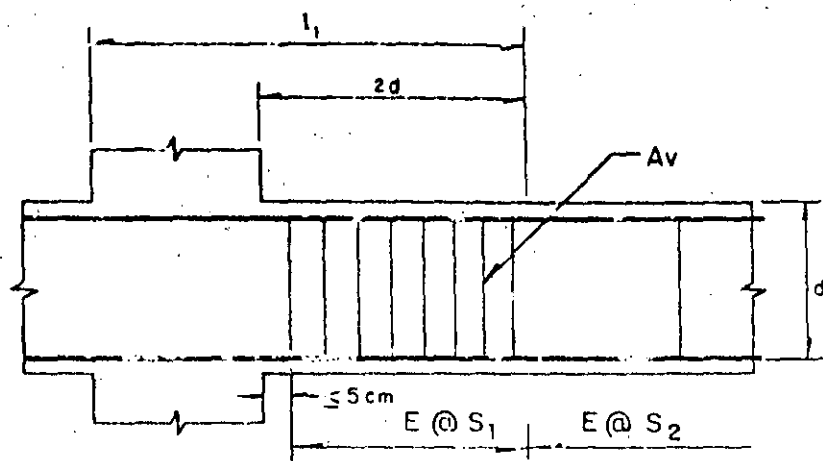
$A'_s \geq 0.5 A_s$, en l_1

No puede haber traslapes, ni corte del refuerzo longitudinal en l_1

Todo el refuerzo de tensión, A_s , necesario por sismo deberá pasar por el núcleo de la columna

En toda sección de la viga deberá proporcionarse una resistencia a momento negativo y positivo no menor que una cuarta parte de la máxima que se tiene en los extremos de la viga

Fig 9.2. Requisitos para el refuerzo longitudinal de vigas de concreto



$Q = 4$

$Q = 6$

$$S_1, S_2 < d/2$$

Si el diámetro de cualquier barra longitudinal excede del # 5, los estribos serán de # 2.5 o mayores

$$A_v f_{yv} \geq 0.06 A_b f_y$$

$$A_v \geq \# 2.5$$

$$S_2 \leq d/2$$

A_v, f_{yv} área y esfuerzo de fluencia del estribo

A_b, f_y área y esfuerzo de fluencia de la barra longitudinal de mayor diámetro

$$S_1 \leq \begin{cases} 425 d_b / \sqrt{f_y} \\ 20 \text{ cm} \\ 24 \text{ diámetros del estribo} \\ d/4 \end{cases}$$

Para dimensionamiento por cortante en l_1

$$V_c = 0$$

$$F_c = 1.4$$

Fig 9.3 Requisitos para el refuerzo transversal de vigas de concreto

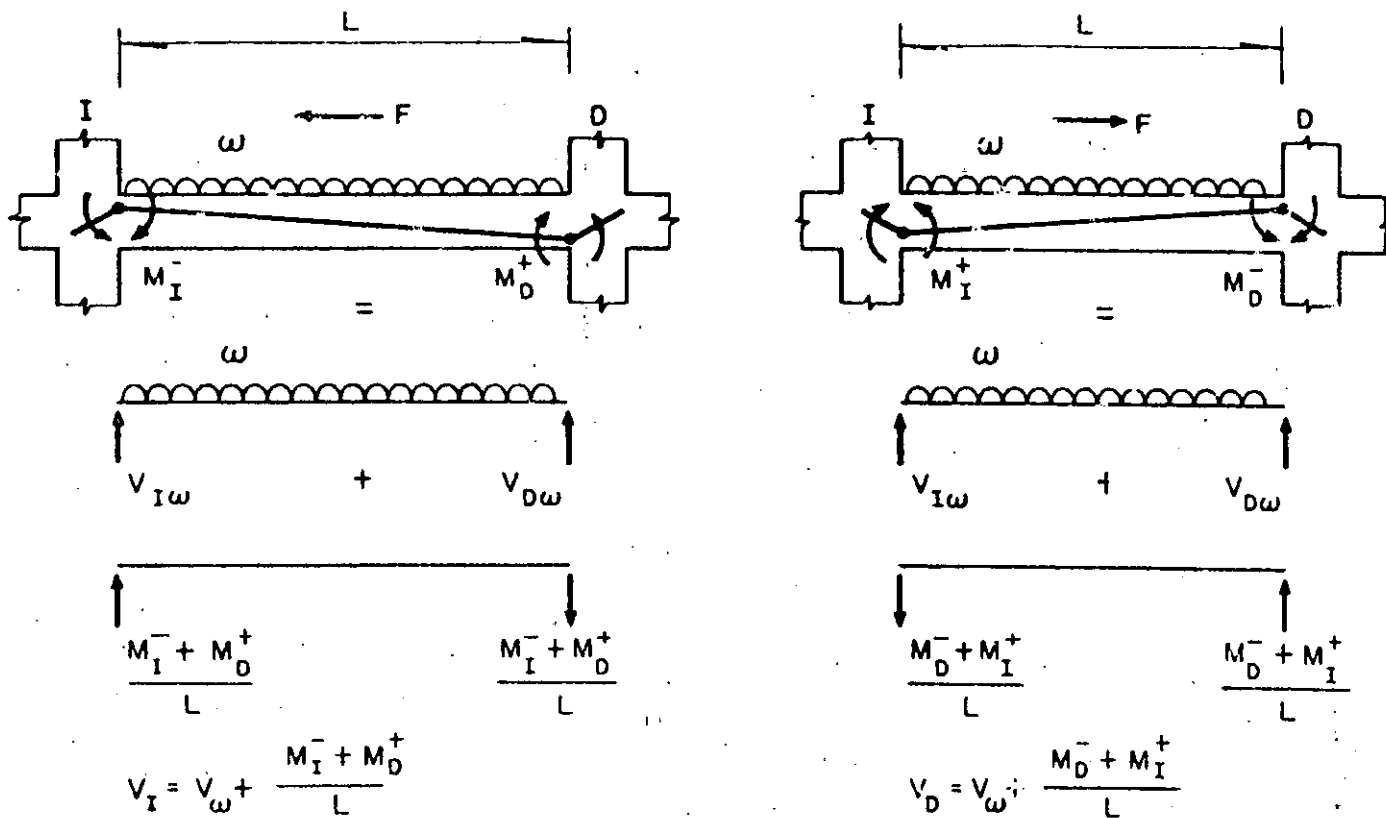


Fig 9.4. Fuerzas cortantes para revisar vigas cuando $Q=6$

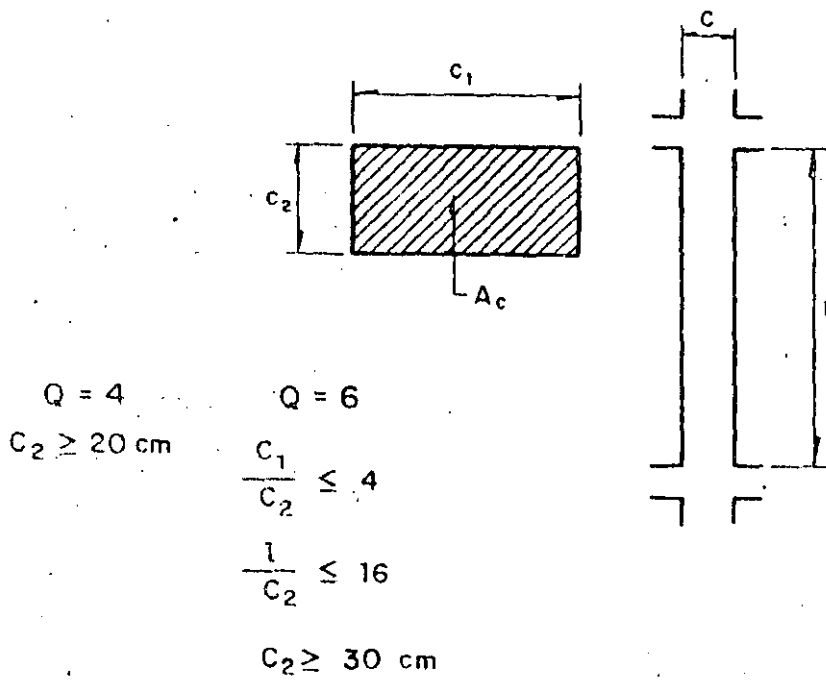


Fig 9.5. Requisitos para las dimensiones de columnas

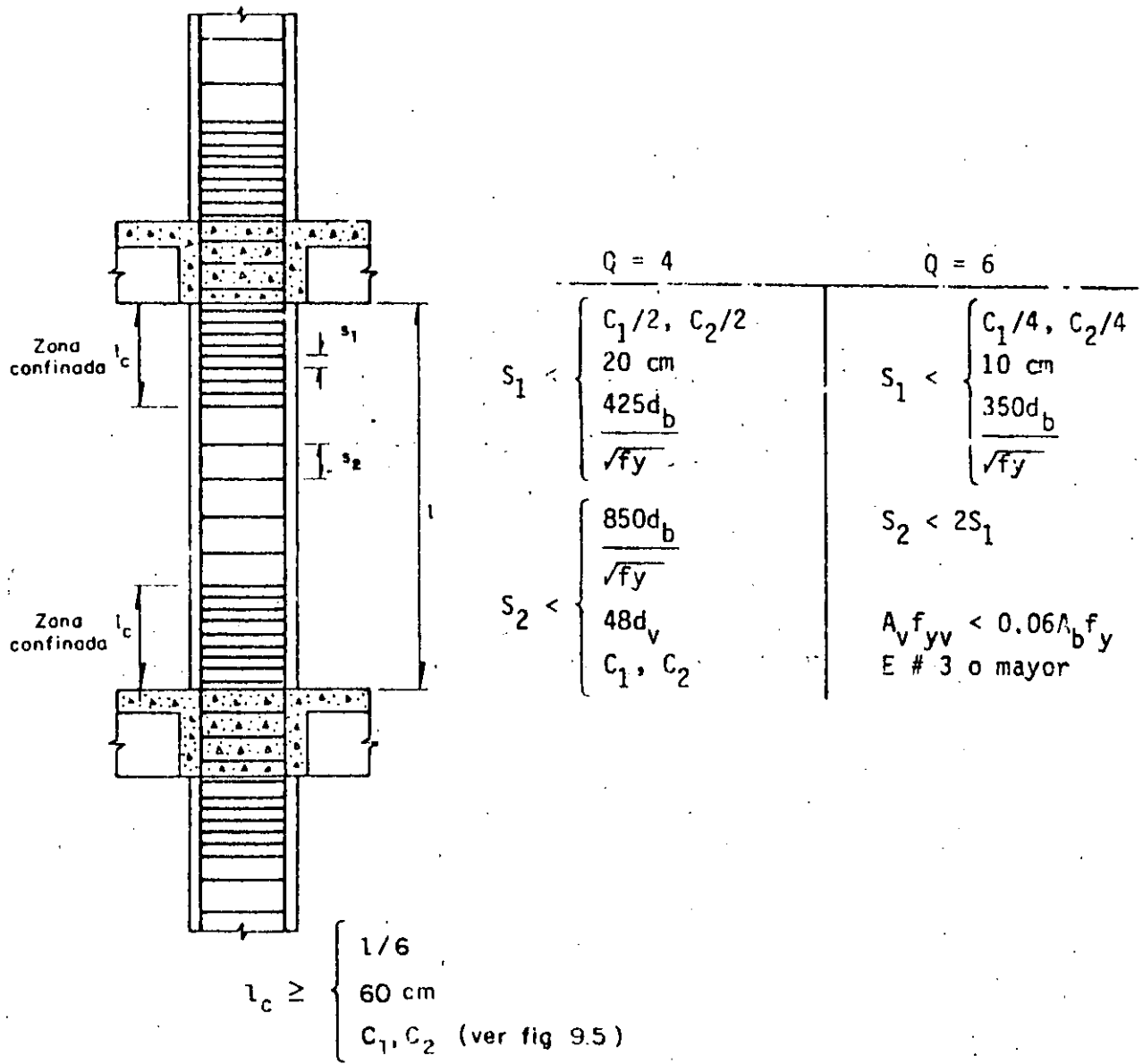


Fig 9.6 Requisitos para refuerzo transversal en columnas de concreto

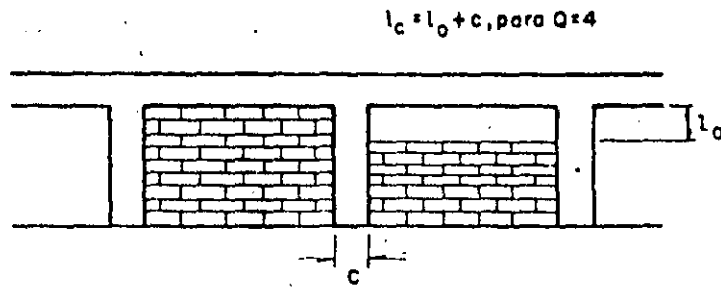


Fig 9.7 Longitud requerida de confinamiento para columnas en contacto con muros de mampostería

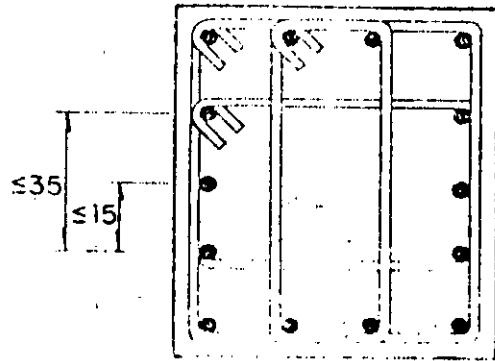


Fig 9.8 Arreglos admisibles de estribos y barras longitudinales en columnas

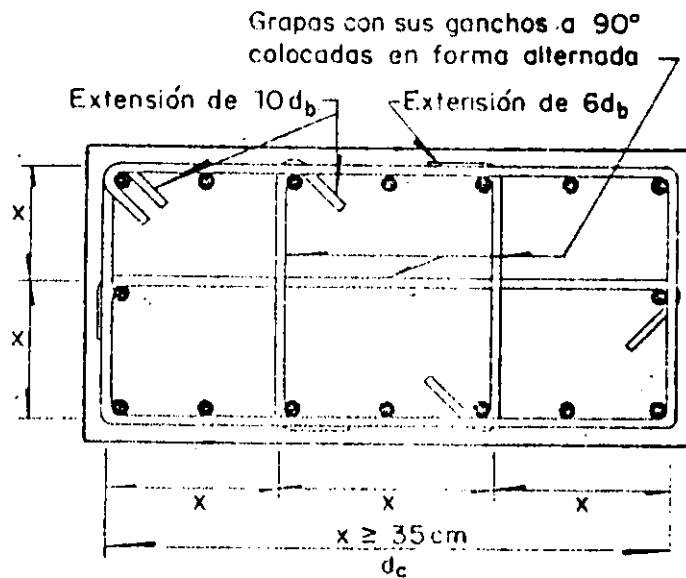
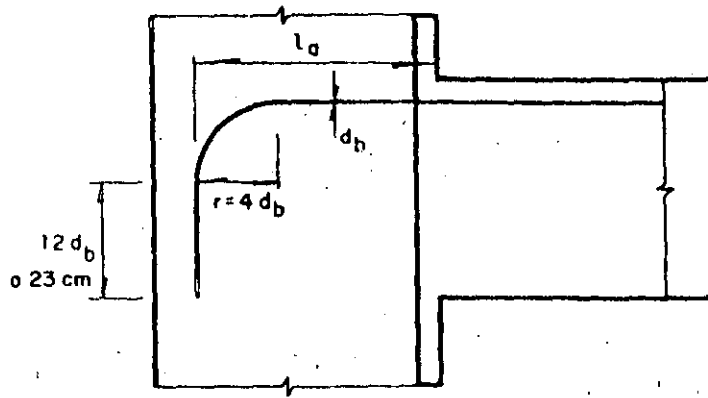


Fig 9.9 Combinaciones de estribos y grapas admisibles para confinamiento de columnas, según el reglamento ACI 83



$$l_d \geq \begin{cases} \frac{0.06 f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} \\ 20 \text{ cm} \\ 8 d_b \end{cases}$$

Fig 9.10 Anclaje de refuerzo longitudinal de vigas

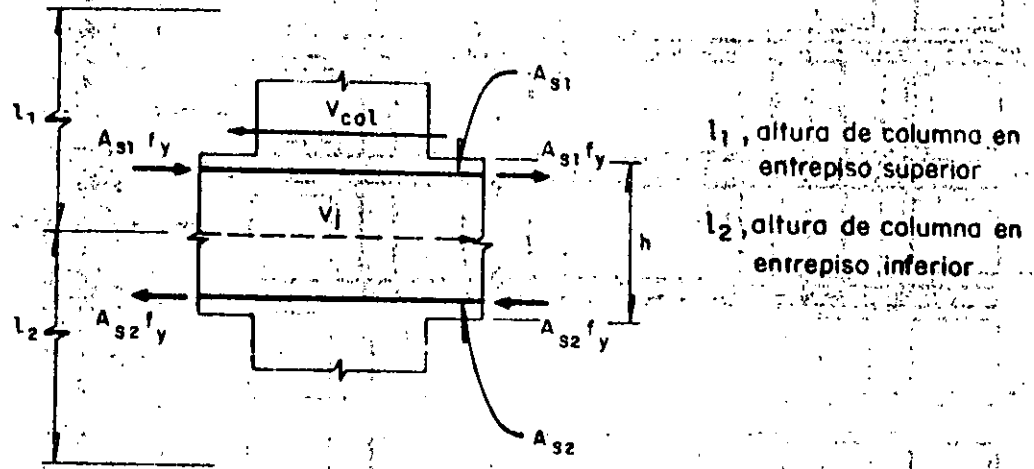
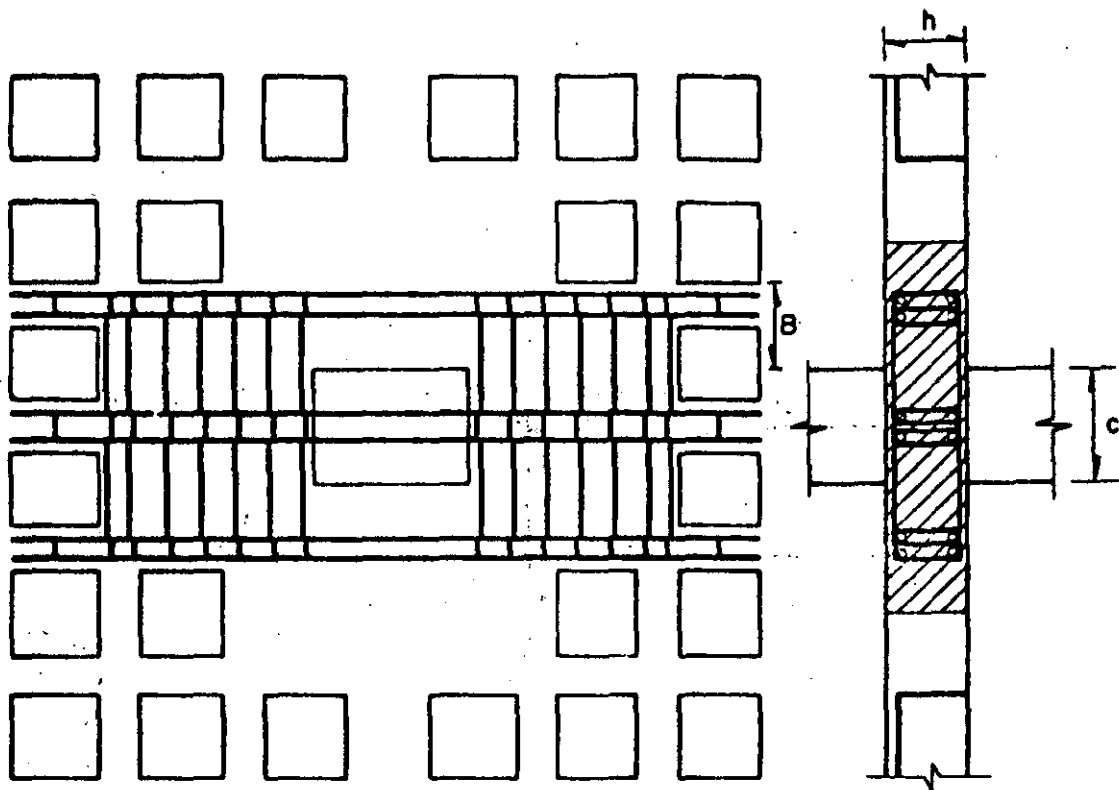


Fig 9.11 Fuerza cortante en una unión viga - columna



Solo se indica el refuerzo en una dirección; en la otra habrá un refuerzo similar

- $L \geq 1.5 h$
- $B \geq h/2$
- $s \leq d/3$

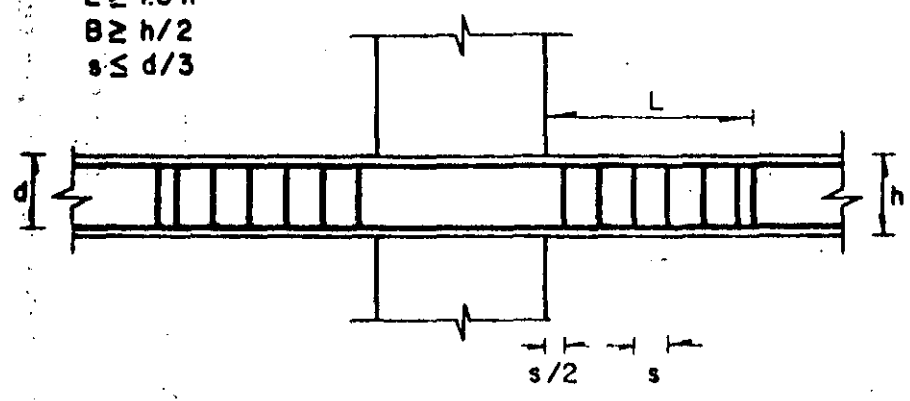


Fig 9.12 Refuerzo en la conexión losa plana - columna

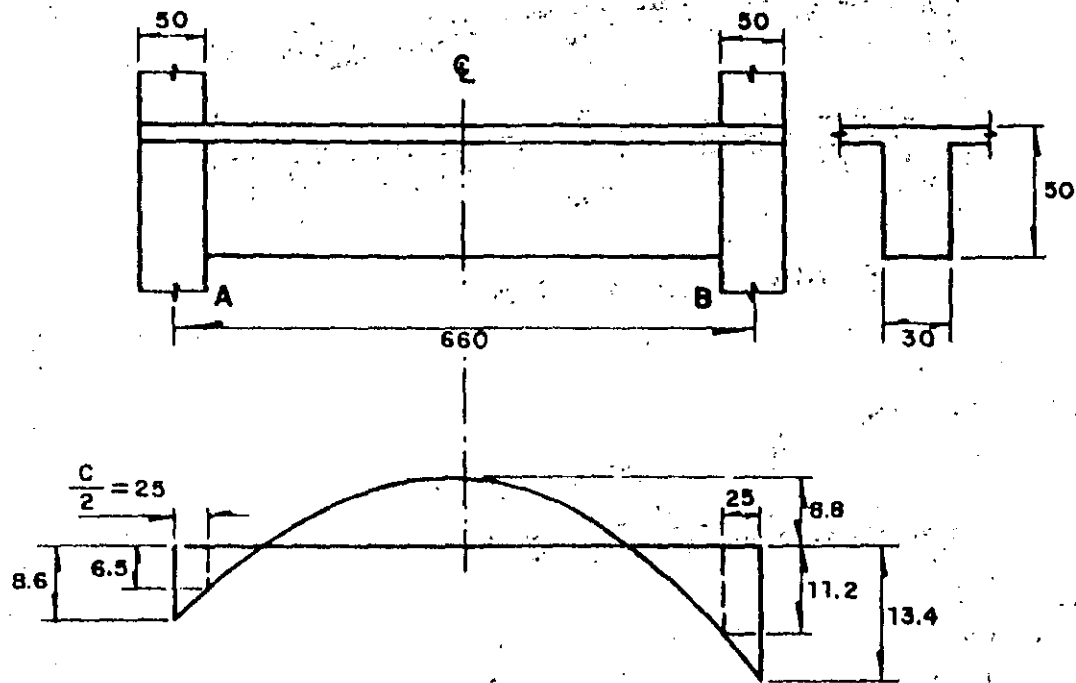


Diagrama de momentos por carga vertical

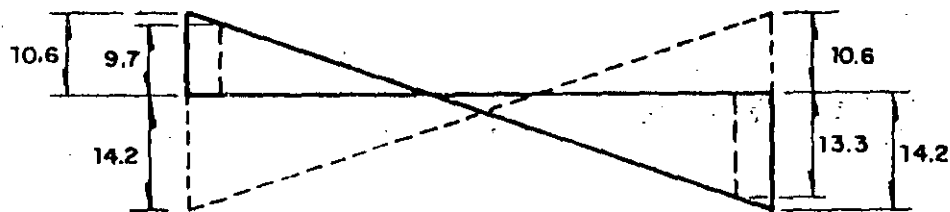


Diagrama de momentos sísmicos, $Q = 6$

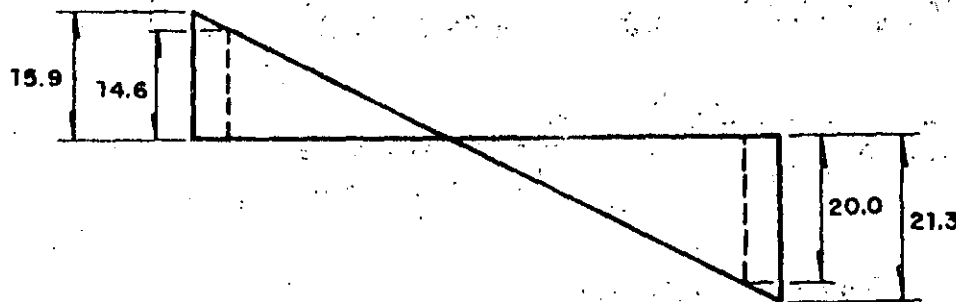
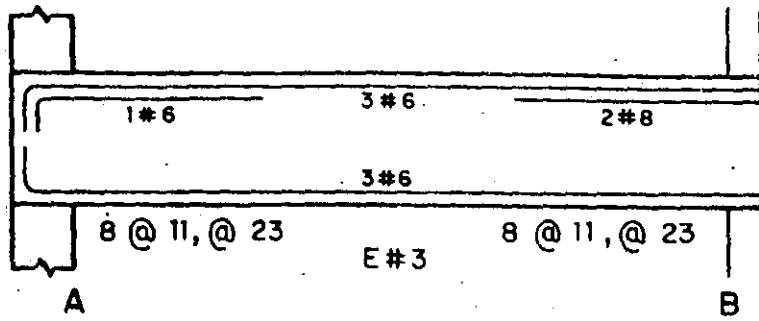


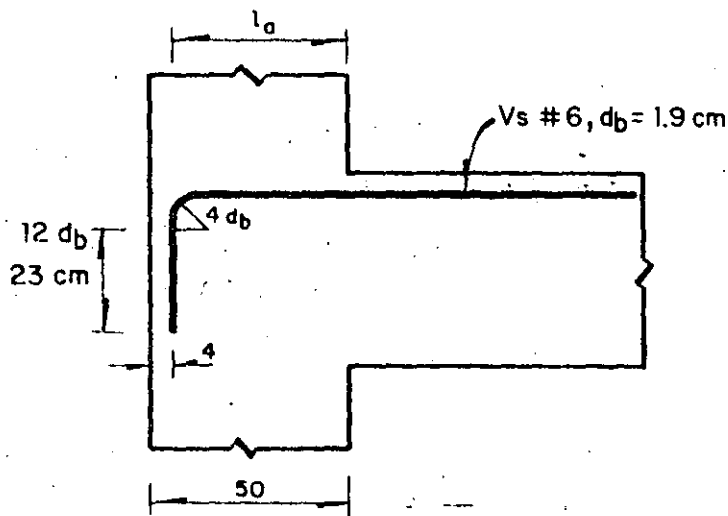
Diagrama de momentos sísmicos, $Q = 4$

Longitudes, en cm
Momentos, en ton-m

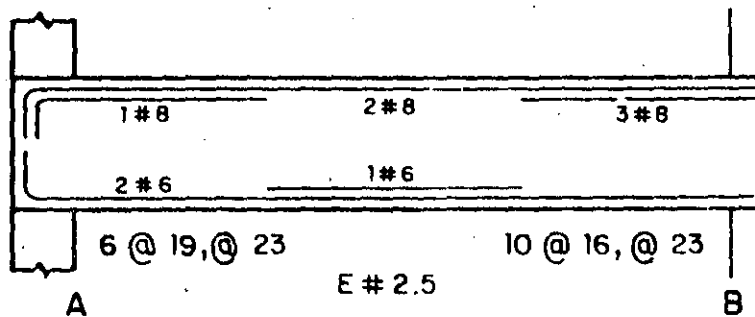
Fig 9.13 Datos para el ejemplo de diseño de una viga de concreto reforzado



a) Resultados para $Q=6$

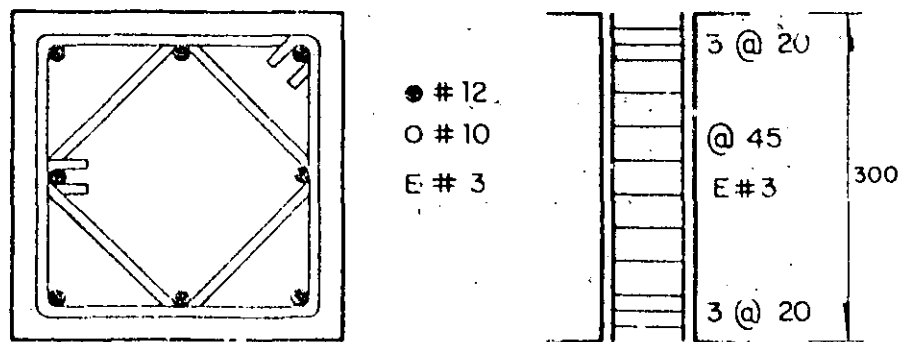
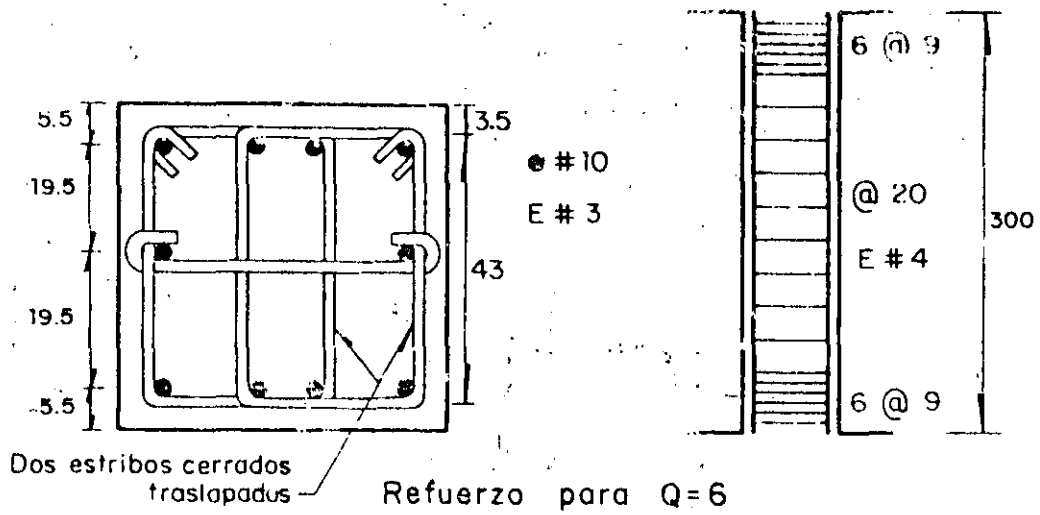
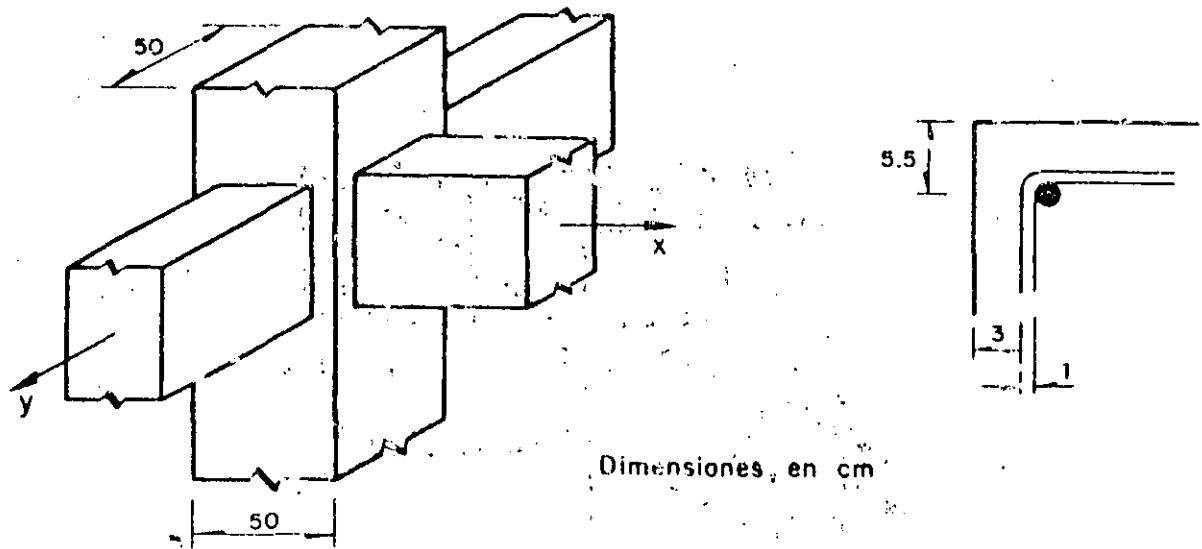


b) Revisión de longitud de anclaje



c) Resultados para $Q=4$

Fig 9.14. Resultados del ejemplo de diseño de vigas



Refuerzo para Q=4

Fig 9.15. Datos y resultados de los ejemplos de diseño de columnas

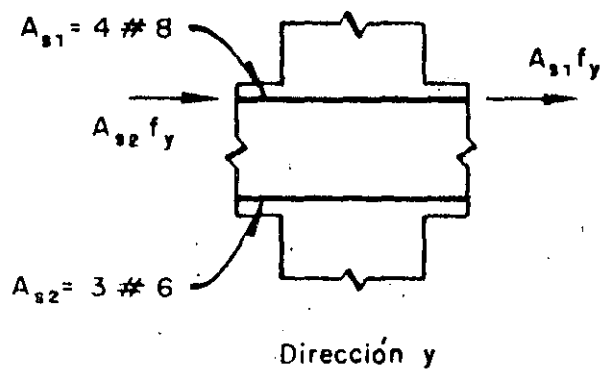
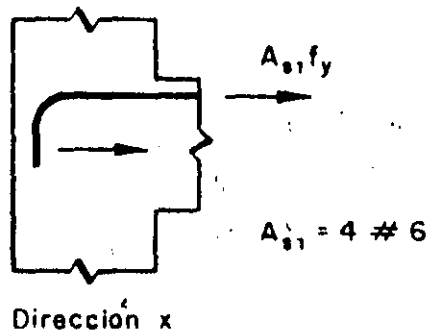
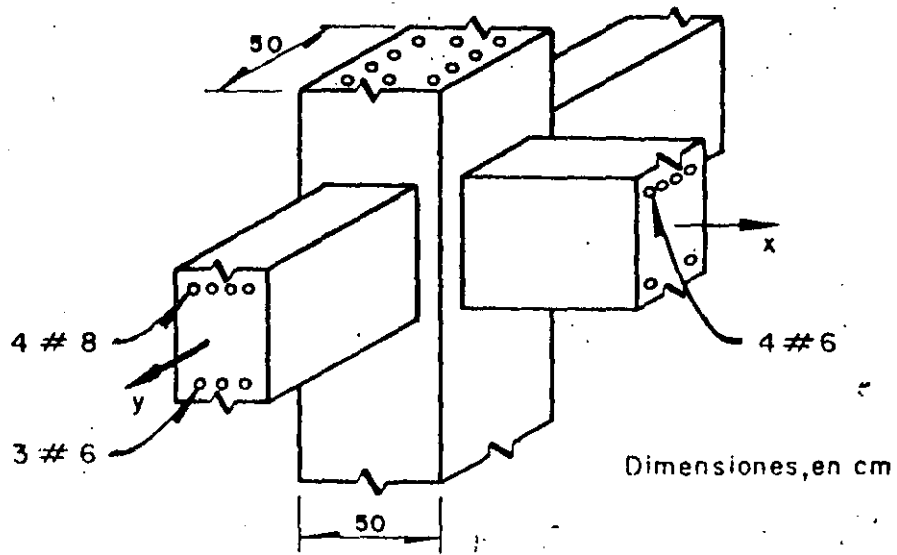
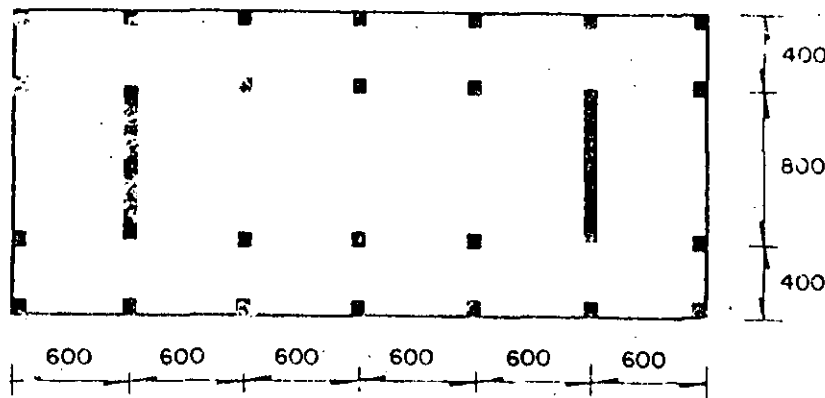


Fig 9.16 Fuerzas cortantes en el ejemplo de diseño de una unión viga-columna de concreto



$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

11 nivel idénticos, alturas de entrepisos = 300

Distancias, en cm

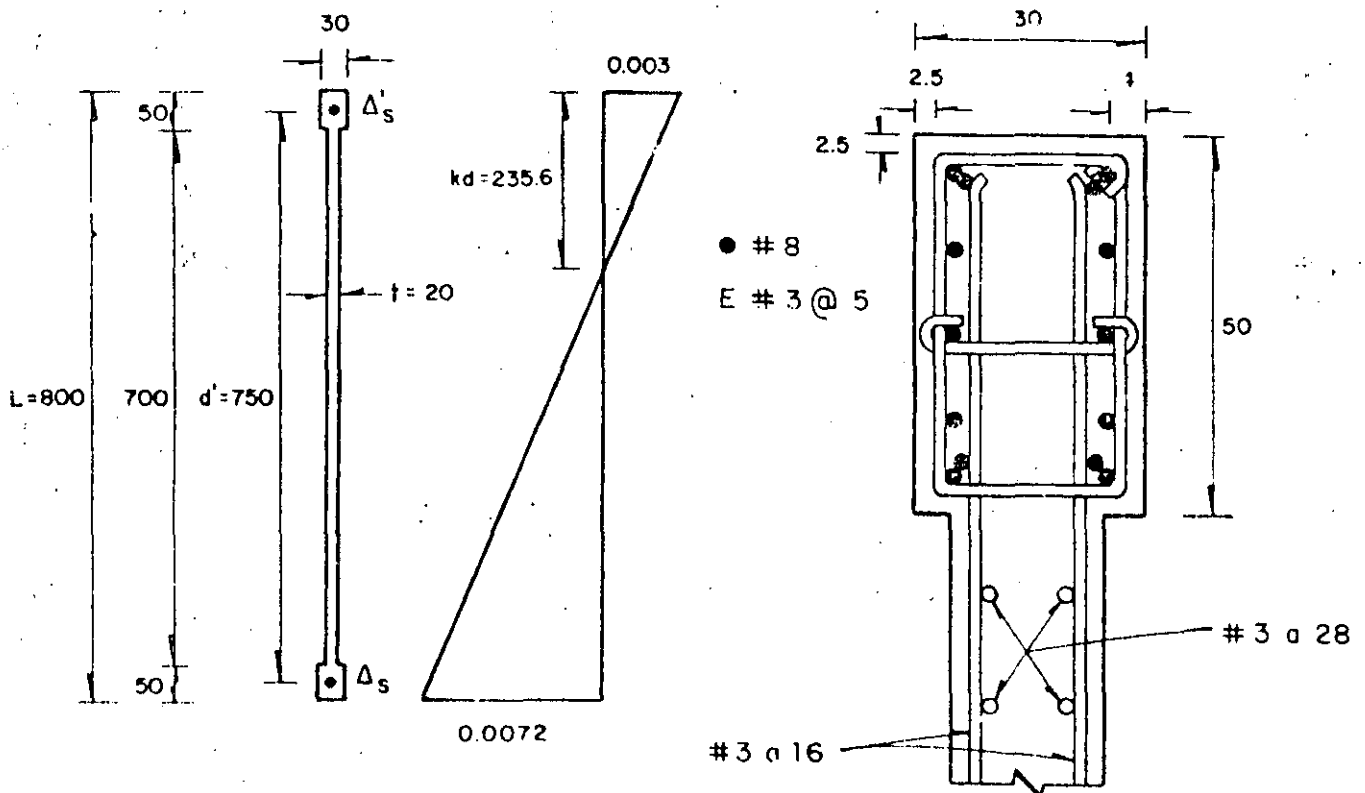


Fig 9.17. Datos y resultados del ejemplo de diseño de un muro de concreto

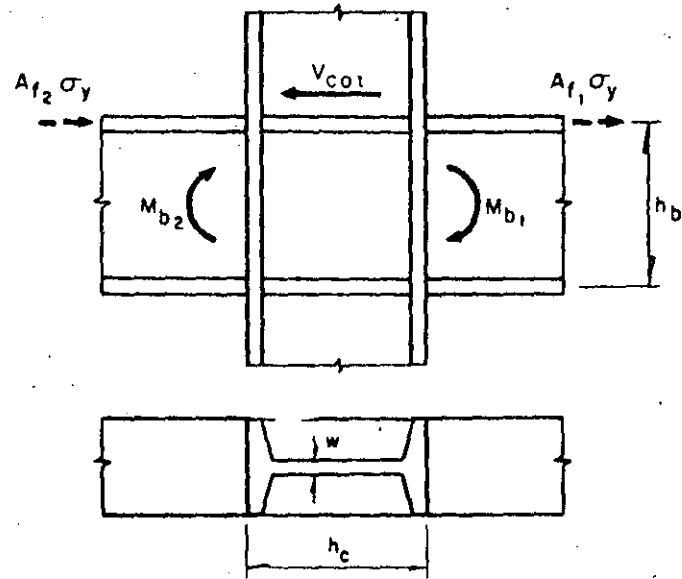
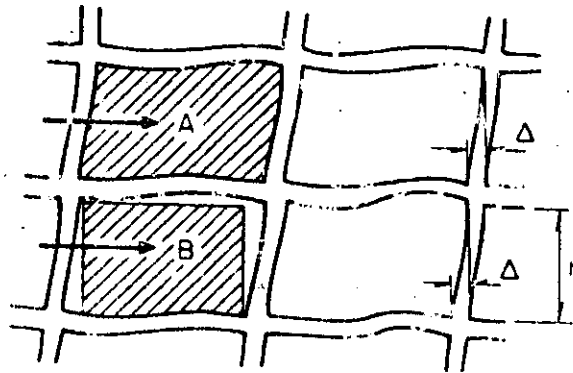


Fig 9.18 Conexión viga-columna de acero



A: Muro integrado a la estructura
 B: Muro separado de la estructura

$$\psi = \frac{\Delta}{h} = \text{distorsión del entrepiso}$$

$$\psi_{adm} = 0.008 \quad \text{caso A}$$

$$\psi_{adm} = 0.016 \quad \text{caso B}$$

Fig 10.1 Distorsiones admisibles de entrepiso

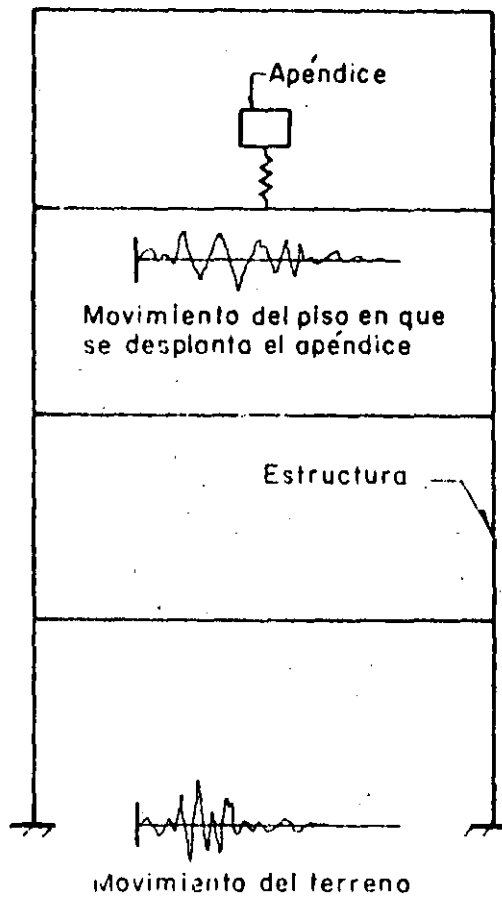
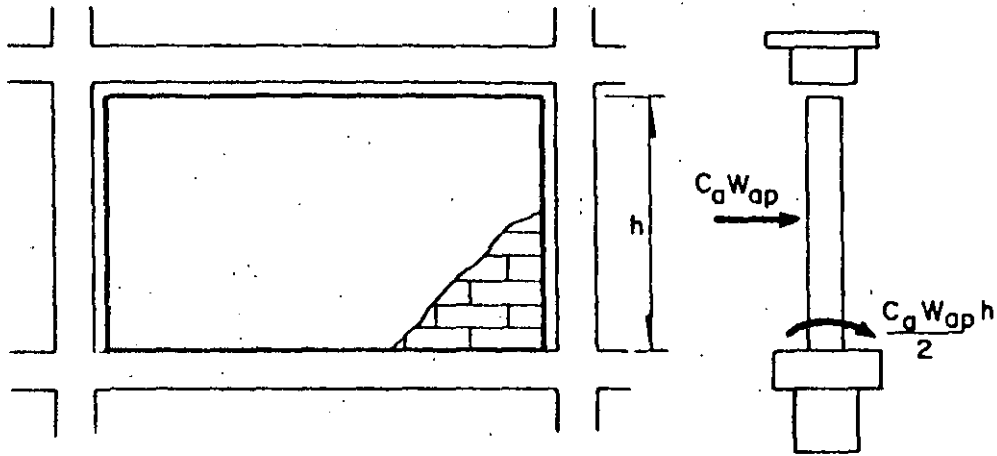


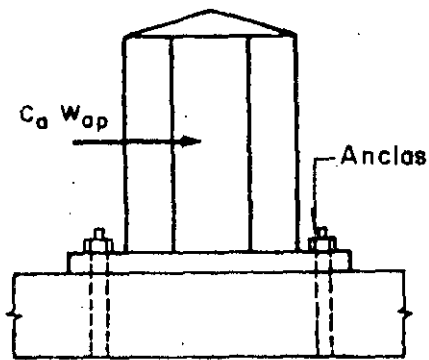
Fig 10.2 Vibraciones de un apéndice



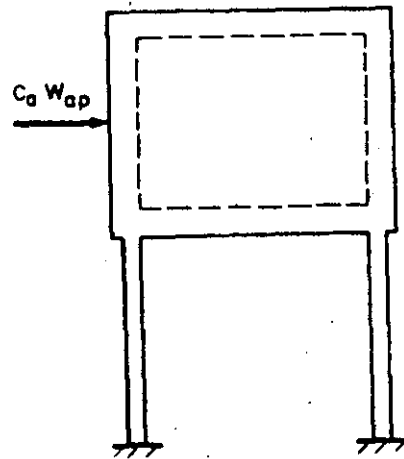
a) Muro divisorio (revisión de volteo)

W_{ap} = peso del muro

$$C_a = C_o \frac{W_{ap}}{Q_{ap}} \frac{C' + a_o}{a_o}$$



b) Equipo anclado a la losa de un piso superior (revisión de las anclas por cortante y tensión)



c) Tanque de agua en azoteo (revisión de columnas por flexocompresión)

Fig 10.3 Algunos casos que deben tratarse como apéndices

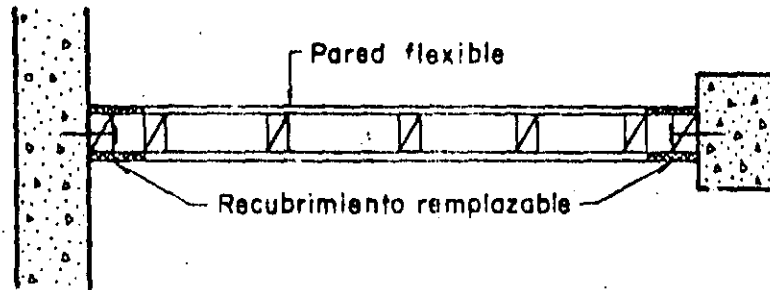
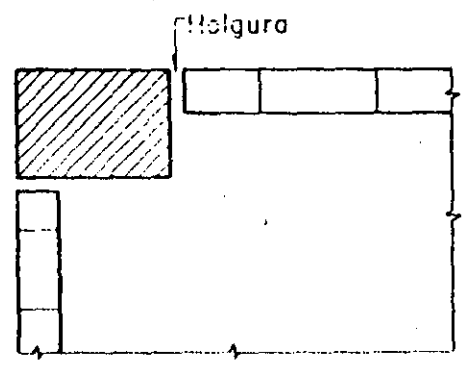
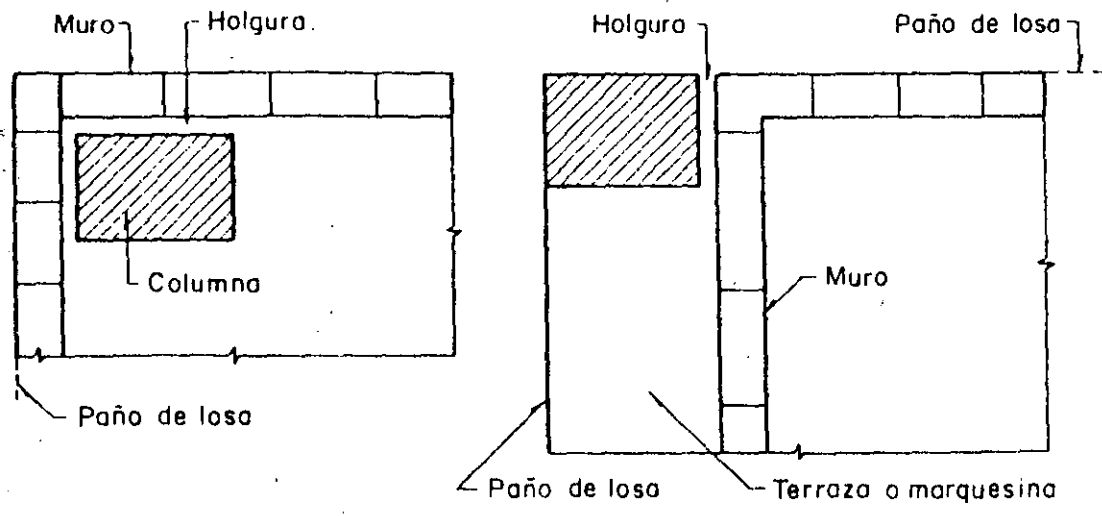


Fig 10.4 Una manera de colocar una pared flexible junto a elementos estructurales



Se requiere sellar la holgura con un material deformable

Fig 10.5 Posibles disposiciones de muros en planta para desligarlos de la estructura

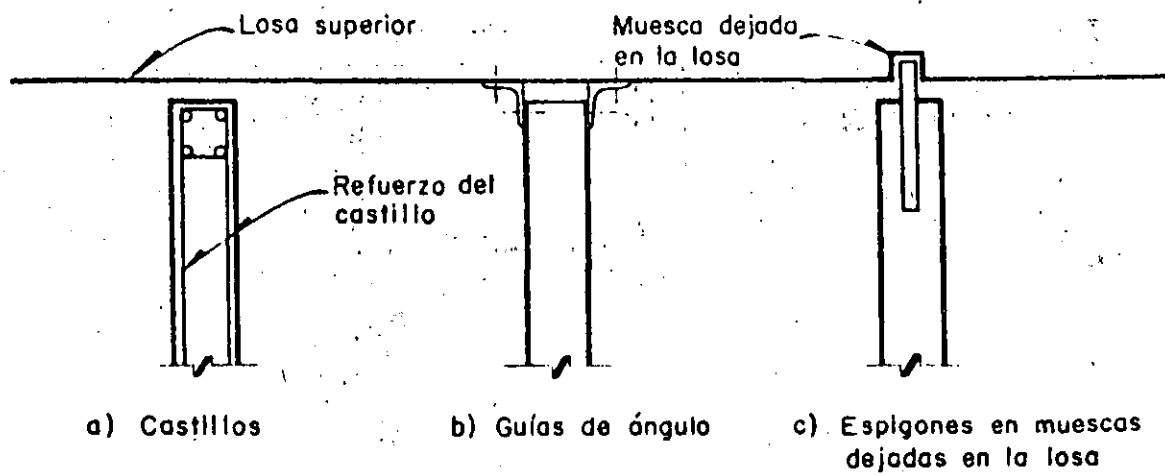


Fig 10.7 Algunos procedimientos para desligar muros de mampostería

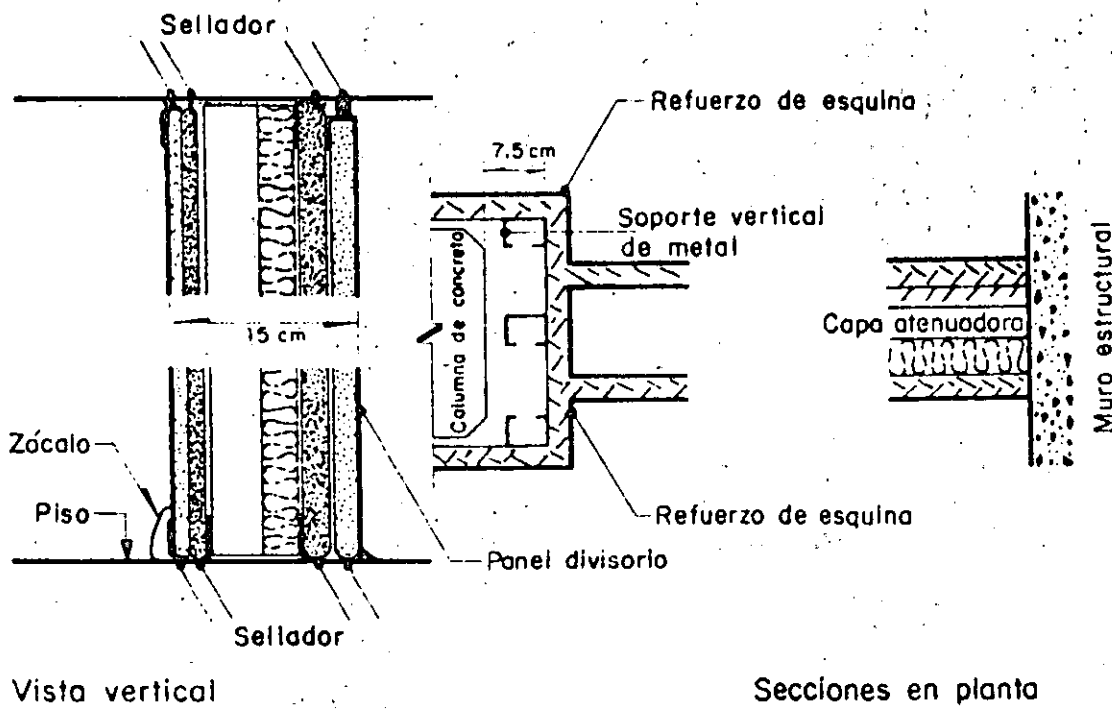


Fig 10.8 Detalles para desligar muros divisorios de la estructura (ref 72)

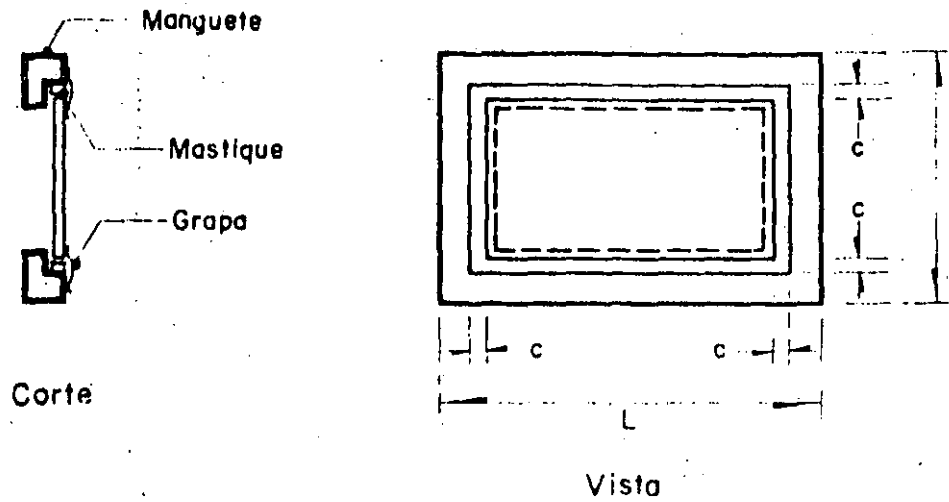


Fig 10.9 Holguras entre vidrio y manguete

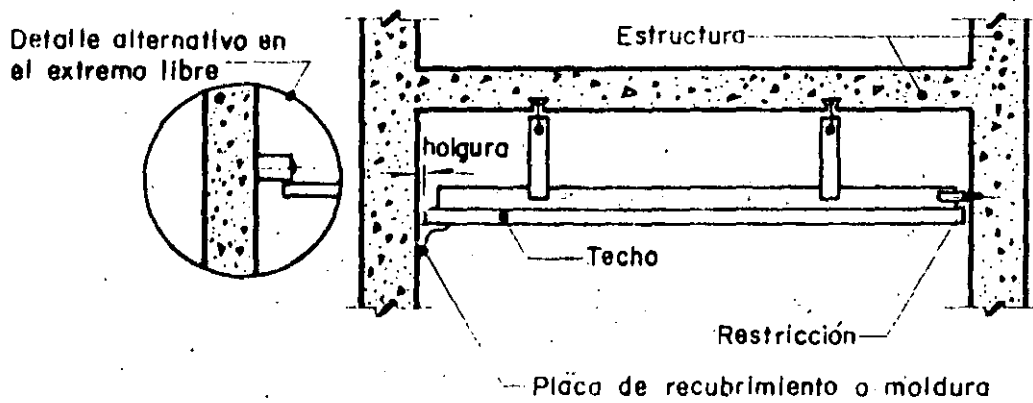


Fig 10.10 Detalles de la periferia de techos suspendidos para prevenir golpeteo y movimientos excesivos (ref 72)



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA ASPECTOS GENERALES SOBRE
PROYECTO, DISEÑO Y CONSTRUCCION

TEMA: CIMENTACIONES DE EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA.

PROF. ING. GUILLERMO SPRINGALL G.

Octubre, 1984.

INDICE

1. INTRODUCCION
2. CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS EDIFICIOS
3. REQUISITOS QUE DEBEN SATISFACER LAS CIMENTACIONES
4. TIPOS DE CIMENTACIONES
5. FACTORES QUE DEFINEN LA CIMENTACION
6. CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA
7. EXPLORACION DEL SUBSUELO
8. FACTORES AMBIENTALES
9. RECOMENDACIONES
10. INSTRUMENTACION

1. INTRODUCCION

En este curso se definen a los "edificios de mediana altura" como aquellos cuyo número de niveles está situado entre 10 y 20, para distinguirlos de los "edificios de poca altura" y de los "edificios altos", sin pretender que esos límites sean rígidos.

En los edificios de mediana altura, como en los de cualquier otro tipo, la cimentación es una de los factores determinantes y responsables de la seguridad, economía y buen funcionamiento de los edificios.

Por tanto, es menester destacar la importancia de la Mecánica de Suelos y de la Ingeniería de Cimentaciones en el proyecto, diseño y construcción de edificios de mediana altura; si bien, lo que se exprese, es en términos generales aplicable a los diversos tipos de edificaciones.

En estas notas se trata sobre las características generales de los edificios de mediana altura, los diferentes tipos de cimentaciones, los requisitos que deben satisfacer, los factores que definen la cimentación y consideraciones generales sobre su diseño y construcción.

Se hace referencia a diversas formaciones de suelos y rocas, a fin de que las ideas sobre cimentaciones serán aplicables a distintas localidades de la República Mexicana y no solo en aquellas caracterizadas por subsuelos difíciles, como el de alta compresibilidad de la Ciudad de México, donde, además, la acción sísmica y el hundimiento regional son importantes.

2. CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA

La Tabla 1 resume valores aproximados de algunas características generales de edificios de mediana altura. Es claro que para fines de análisis de cimentaciones deberá trabajarse con valores precisos y apropiados al proyecto y localidad específicos que se traten.

Para las condiciones señaladas en la Tabla 1 puede concluirse que en edificios de mediana altura el peso varía entre 10 y 20 t/m²; además del peso de la subestructura; la carga axial en las columnas más solicitadas entre 250 y 2000 t; y la esbeltez entre 1 y 6.

Las condiciones más críticas impuestas por la superestructura a la cimentación serán las de un edificio alto, esbelto, pesado, localizado en una región de alta intensidad sísmica y en terreno blando o suelto.

3. REQUISITOS QUE DEBEN SATISFACER LAS CIMENTACIONES

Para cualquier edificio, la cimentación debe satisfacer los siguientes tres requisitos (Ref. 1):

- a) La carga de trabajo o la capacidad de carga admisible debe ser suficientemente menor que la capacidad de carga última del suelo o roca, para proporcionar seguridad a la cimentación.

Tabla 1. Valores aproximados de algunas características de edificios de mediana altura que interesan a la cimentación.

CARACTERISTICAS		10 NIVELES	20 NIVELES	
Peso unitario de la superestructura*, en t/m ²		10	20	
Peso de la subestructura		variable. Depende del tipo de cimentación, número de sótanos, cisterna, etc.		
Carga axial estática en las columnas más solicitadas, en t	área tributaria	25 m ² (5x5m)	250	1000
		100 m ² (10x10m)	500	2000
Altura sobre nivel de banqueta, en m		30	60	
Esbeltez	ancho edificio	10 m	3	6
		30 m	1	2
Momento de volteo y fuerza horizontal sísmicos		Variables. Depende de la actividad sísmica de la localidad, del peso y geometría de la estructura. Aumentan con la esbeltez.		

* Se supone que la suma de las cargas permanente y variable de máxima intensidad es en promedio de 1 t/m²/piso.

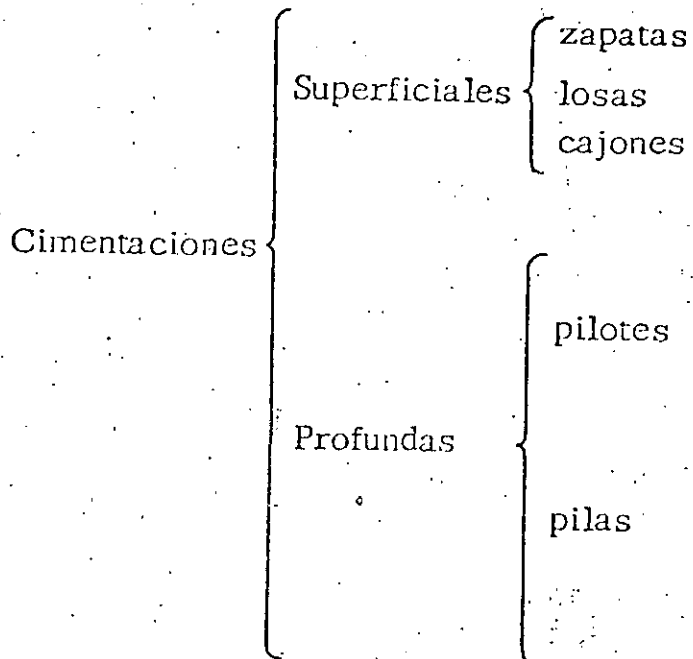
- b) Los asentamientos totales y diferenciales deben ser suficientemente pequeños, para asegurar que la estructura no se dañe por los movimientos de la cimentación.
- c) Los efectos de la estructura y de las necesarias operaciones de construcción, sobre las edificaciones e instalaciones vecinas deben evaluarse para aplicar las medidas necesarias de protección.

En relación con a), un criterio usual considera un factor de seguridad mínimo de 3 para cimentaciones sujetas a la acción de cargas estáticas, cuando las características del subsuelo y los parámetros son bien caracterizados. Ante la combinación de carga estática y accidental, bajo esas condiciones, el factor de seguridad puede reducirse a 2. Pruebas de carga apropiadas pueden concluir a un factor de seguridad menor de 3 para la primera condición de cargas. Otro criterio, como el de las Refs. 2 y 3, aplica factores de carga y de resistencia para revisar que la totalidad de las cargas actuantes no rebase a las resistentes del suelo.

En cuanto a b), los hundimientos no deben exceder de los tolerables por el propio edificio y por los edificios e instalaciones vecinas. En este sentido, los movimientos de la cimentación serán tales que no causen daños a la estructura, a los acabados, a las instalaciones mecánicas, ni desplomes notorios a la vista. Los valores tolerables son propios del caso y difíciles de determinar por el gran número de variables que intervienen, por lo que es frecuente la aplicación de algunas reglas que por lo general atienden a tres aspectos; apariencia visual, servicio y estabilidad. En la mayoría de los edificios el asentamiento tolerable está gobernado por los dos primeros. (Ref. 4). Así, desplomes mayores de 1/250 de la altura e inclinaciones del piso mayores 1/100 son notorios.

4. CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES

Las cimentaciones de edificios se clasifican en la siguiente forma:



La elección de uno de estos tipos de cimentación va a depender de las características del subsuelo y de las condiciones impuestas por el edificio; así como del costo y problemas constructivos involucrados, pues con frecuencia se plantean dos o más alternativas.

4.1 Zapatas y losas

Las zapatas y losas de cimentación se utilizan cuando las capas superficiales del terreno son resistentes y de baja compresibilidad para las cargas que la estructura les transmitirá.

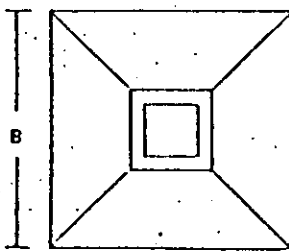
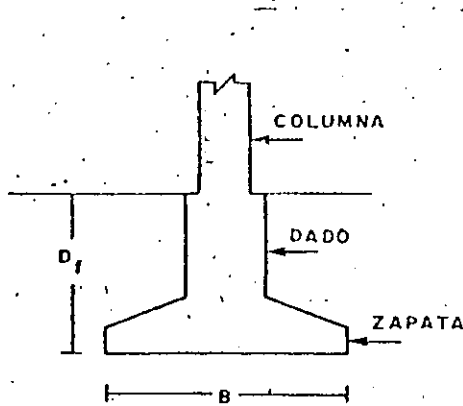


FIG. 1 ZAPATA CUADRADA

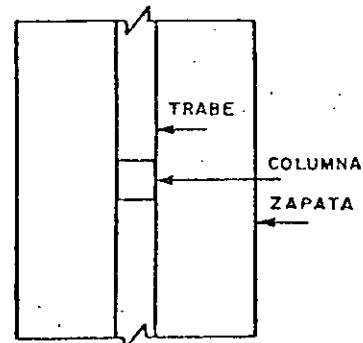
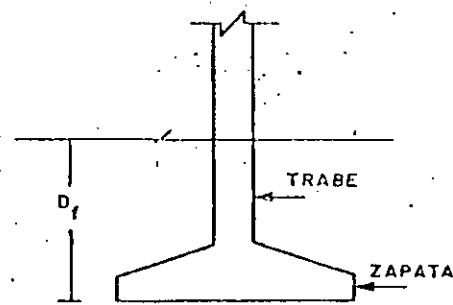
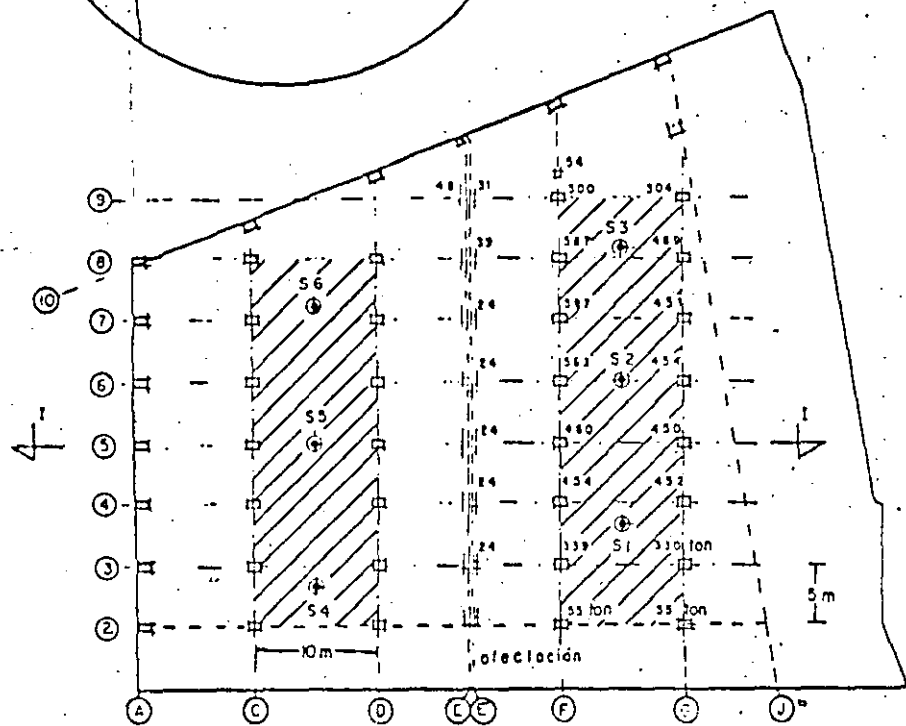
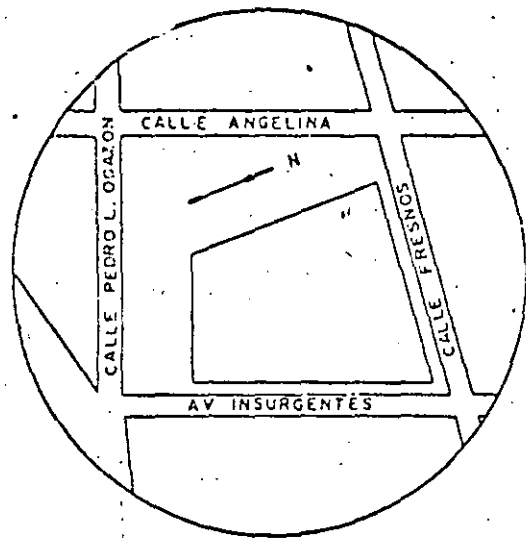
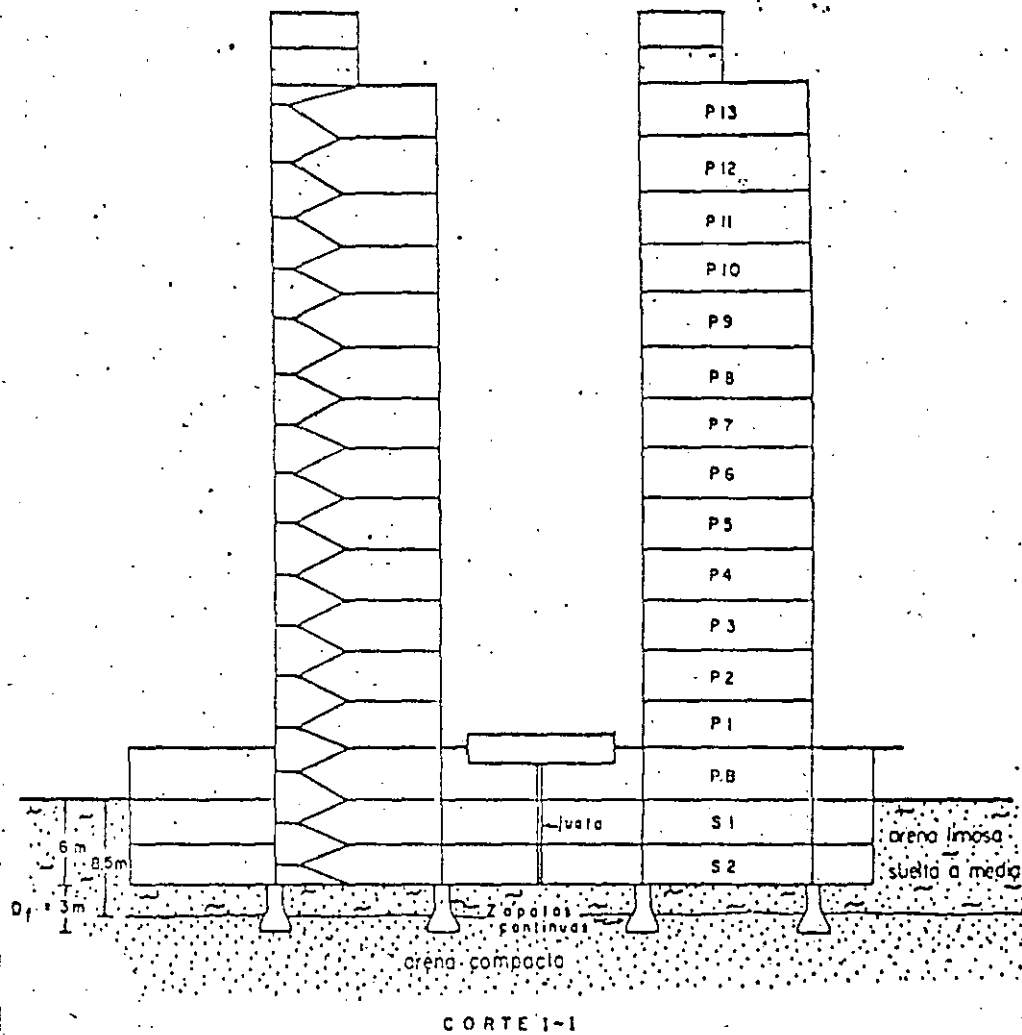


FIG. 2 ZAPATA CONTINUA



CROQUIS Y LOCALIZACION DE SONDEOS.



CORTE 1-1

Fig. 3 Torres cimentadas sobre zapatas.

Las zapatas aisladas se emplean como elementos de cimentación bajo columnas y las contínuas o corridas bajo muros de carga o hileras de columnas (Figs. 1 y 2). En ocasiones se utilizan zapatas combinadas que reciben las descargas de dos o más columnas, siendo su finalidad incrementar la rigidez y reducir los asentamientos diferenciales.

La Fig. 3 muestra dos torres de 14 pisos con dos sótanos, apoyados en zapatas contínuas en una zona de baja compresibilidad de la Ciudad de México.

Las losas de cimentación (Fig. 4) se utilizan cuando se requiere reducir la presión de contacto con el terreno o cuando resultan más económicas que zapatas de grandes dimensiones.

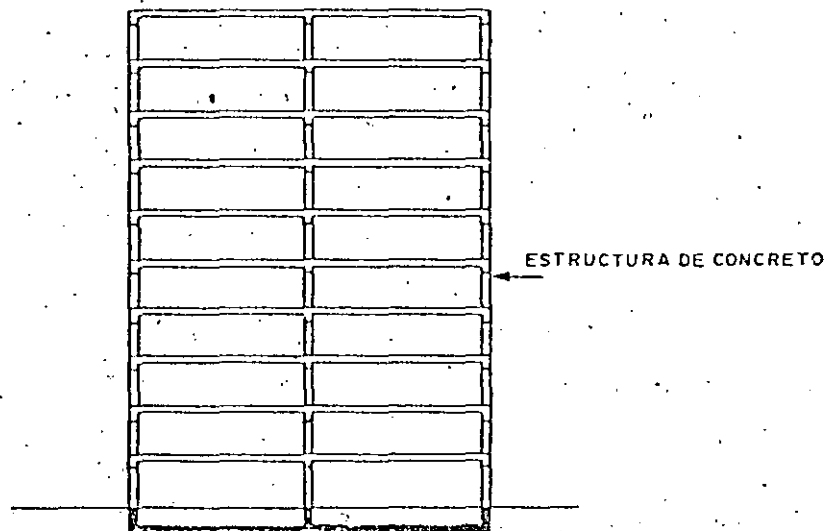


Fig 4. Losa con traves

4.2 Cajones

Los cajones de cimentación se emplean en terrenos compresibles para reducir la descarga neta al mismo, evitando incrementos de presión en la masa del subsuelo que pudieran producir asentamientos intolerables.

Cuando se proyecta para que la descarga neta sea igual a cero, la cimentación se denomina totalmente compensada. Esto equivale a excavar un volumen de terreno tal que su peso sea igual al peso del edificio debido a las cargas permanentes.

Si la descarga neta es solo una fracción del peso del edificio, la cimentación se denomina parcialmente compensada. La descarga neta se calcula en tal forma que el incremento de presiones en la masa del subsuelo producido por la misma, solo ocasione asentamientos iguales o menores que los tolerables.

En algunos edificios ligeros con sótanos o en estructuras totalmente enterradas, donde el peso del terreno excavado es mayor que el de la estructura, se tendrá una cimentación sobrecompensada. Esta situación se ha aprovechado en algunos casos, construyendo edificios sobre el cajón, como se hizo en algunas estaciones del Metro de la Ciudad de México.

Cuando la profundidad de desplante es mayor que la del nivel freático, el cajón debe ser estanco, es decir impermeable; en caso contrario el beneficio de la compensación se pierde y puede traducirse en asentamientos.

Los cajones generalmente están formados por losas de cimentación y de tapa, retícula de trabes y muros de contención (Fig. 5). En ocasiones la losa de cimentación se sustituye por cascarones cilíndricos invertidos.

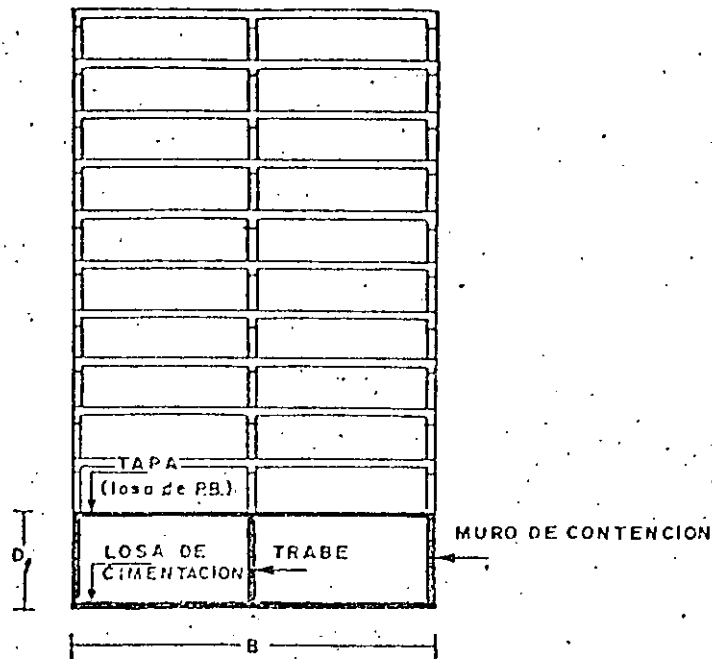


FIG. 5 CAJON DE CIMENTACION

4.3. Pilotes

Cuando las capas del subsuelo cercanas a la superficie son compresibles, formadas por arcilla muy blanda, suelos orgánicos y turba o limo y arena en estado suelto, se utilizan cimientos profundos constituidos por elementos alargados que transmiten parte o todo el peso del edificio a estratos profundos menos compresibles y más resistentes. Sustituyen con ventajas a los cajones cuando la utilización de éstos representa problemas constructivos serios y costos elevados.

Existe una extensa variedad de pilotes. En cuanto a su material los hay de concreto, acero y madera. Respecto al procedimiento constructivo pueden clasificarse en precolados (hincados a percusión o presión estática) y colados in situ. Por su forma de trabajo se dividen en pilotes de adherencia, de punta y mixtos, según se describe a continuación (Fig. 6).

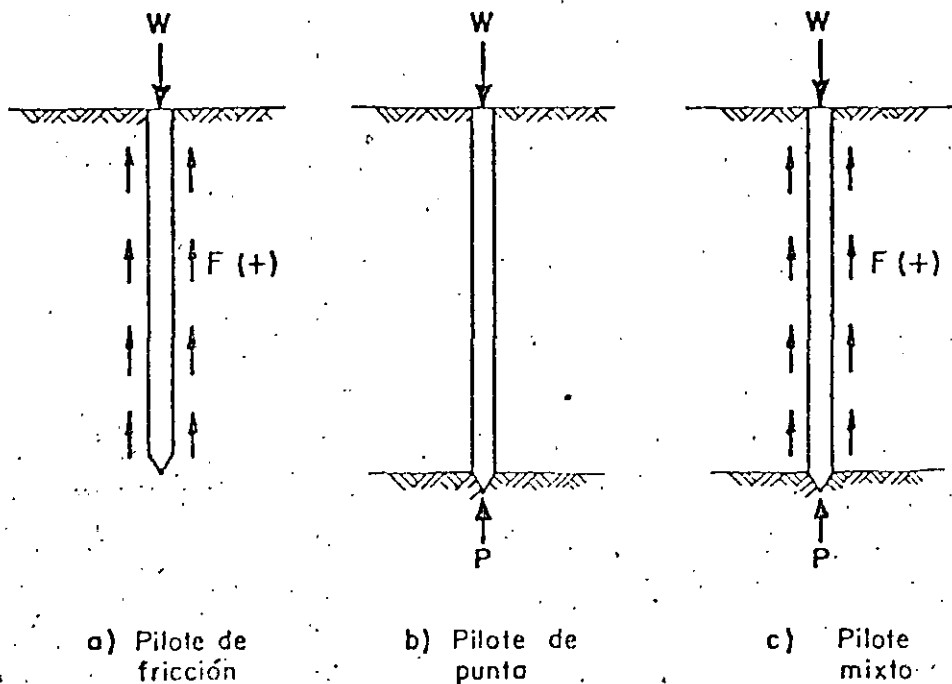


Fig. 6 Tipos de pilote por su forma de trabajo.

Los pilotes de adherencia o fricción transmiten al subsuelo las cargas de la estructura, a través de su superficie lateral, siendo la carga transmitida en la punta, solo una fracción pequeña de la total, generalmente despreciable.

En terrenos muy compresibles es frecuente el uso combinado de pilotes de adherencia con un cajón que compense parte del peso del edificio (Fig. 7). La carga no compensada por el cajón es transmitida a los pilotes. Esta solución tiene como ventajas: a) reducir la profundidad de excavación y, por lo tanto, el costo y facilidad de construcción, y b) hacer que el edificio se hunda con la misma velocidad que la superficie del terreno.

Los pilotes de punta, como su nombre lo indica, transmiten el peso del edificio por su base o punta a la roca o estrato de suelo competente, poco o nada compresible. En la zona céntrica de la Ciudad de México se

12

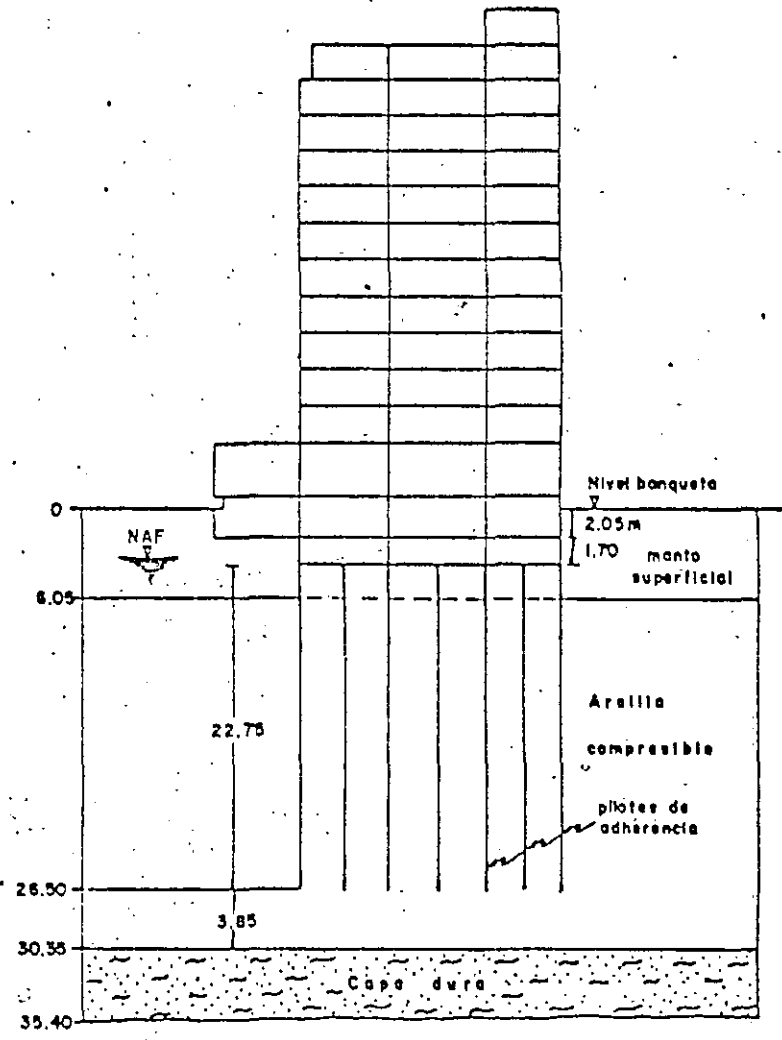
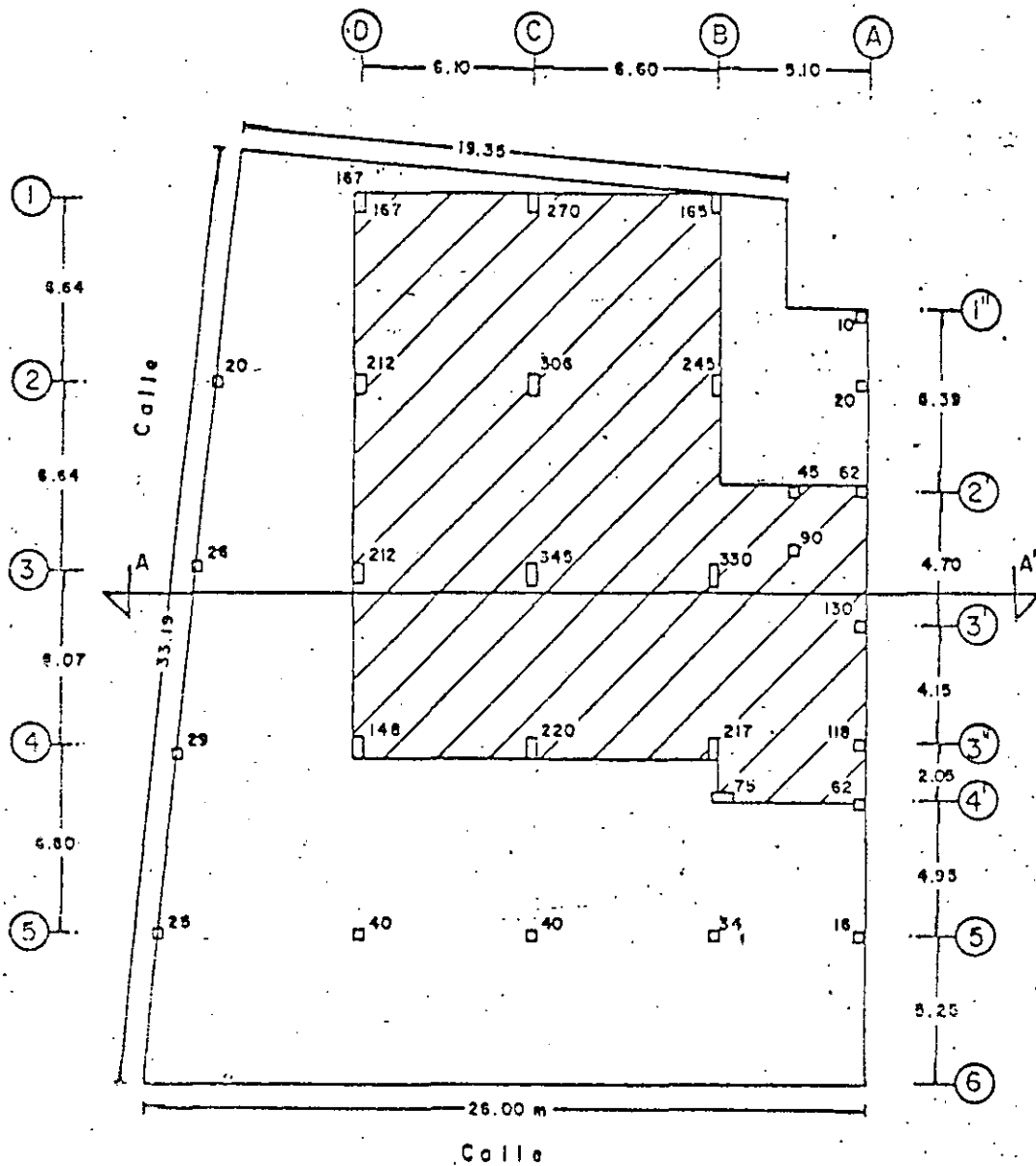


Fig. 7 Cimentación parcialmente compensada y pilotes de adherencia.

han utilizado en edificios muy pesados donde otro tipo de cimientos no ofrecen mayor seguridad. Este caso tiene como inconvenientes: a), el hundimiento regional que con el tiempo causa que el edificio emerja; b), provoca daños a construcciones vecinas cuando están cimentadas por superficie y aún sobre pilotes de adherencia; c) su capacidad de carga útil se reduce por efecto de la fricción negativa. La Fig. 8 ilustra la cimentación de un edificio con pilotes apoyados de punta en la primera capa dura.

Los pilotes mixtos son aquéllos en los que el trabajo de adherencia o fricción es tan importante como el de punta.

Como consecuencia del hundimiento de la Ciudad de México, se han ideado pilotes especiales con dispositivos de control.

La Fig. 9 muestra el mecanismo de un tipo de pilote con dispositivos de control manual (Ref. 3). El peso del edificio es transmitido de la losa de cimentación a la cabeza de los pilotes a través de las anclas y el cabezal. Entre éste y los pilotes se colocan las celdas de deformación que son cubos de madera. Su funcionamiento supone que los cubos de madera se deforman con igual velocidad con la que la superficie del terreno se hunde; sin embargo, esto no ocurre en realidad ya que la madera tiene un comportamiento muy diferente al del suelo. La cimentación requiere de una conservación continua de por vida, pues en caso contrario a largo plazo los pilotes trabajarían de punta, bajo condiciones de carga críticas no consideradas en el diseño. Este tipo de pilotes tiene ventajas en recimentaciones. Otros tipos de pilotes especiales se han experimentado con poco éxito económico o de comportamiento, como los penetrantes, entrelazados y electrometálicos.

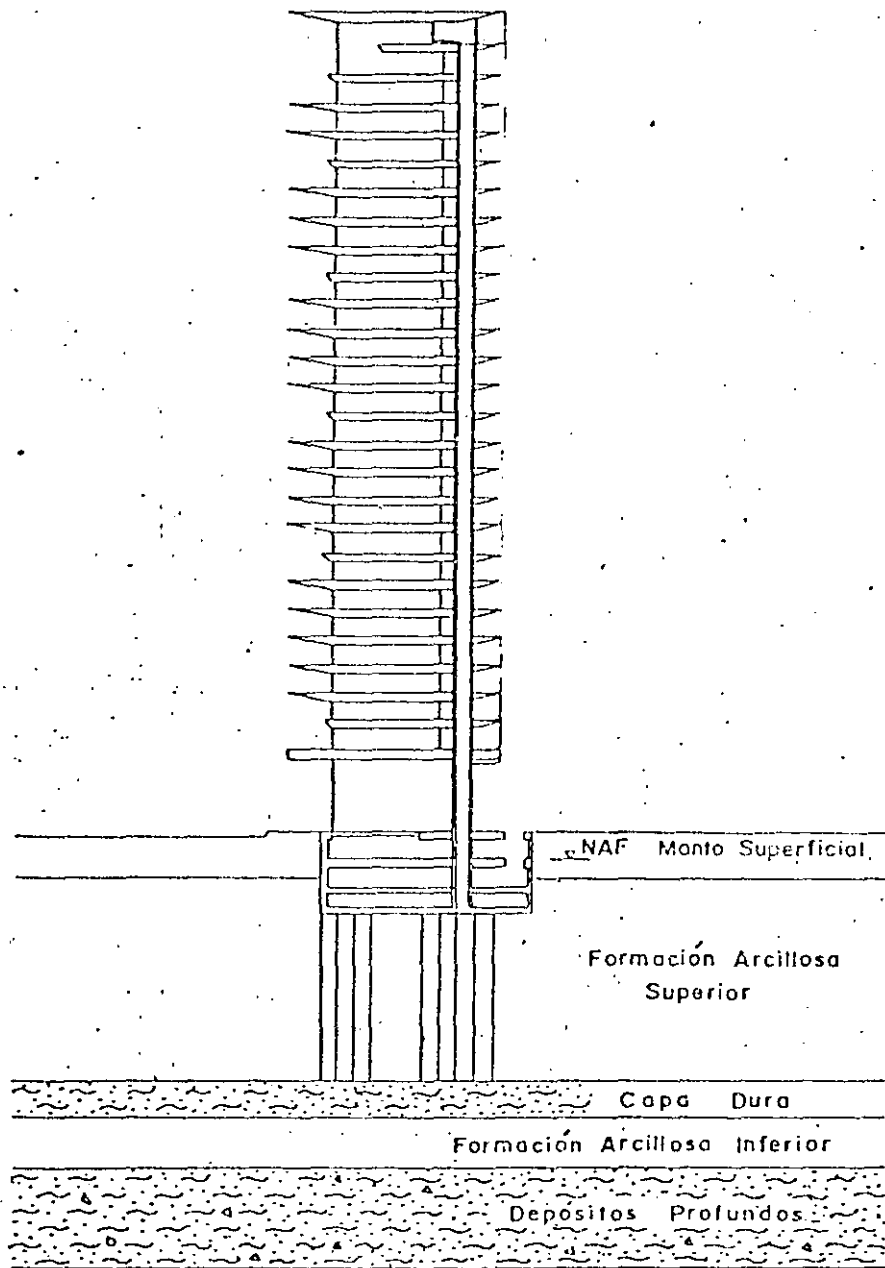
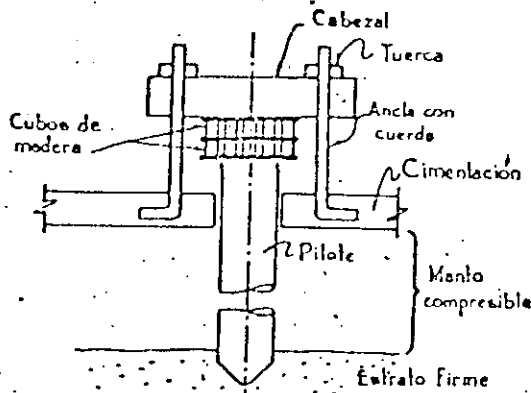
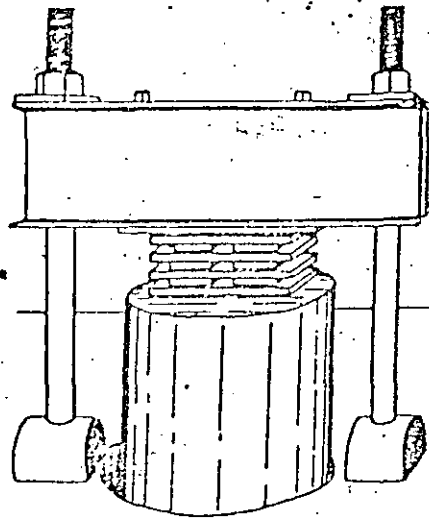


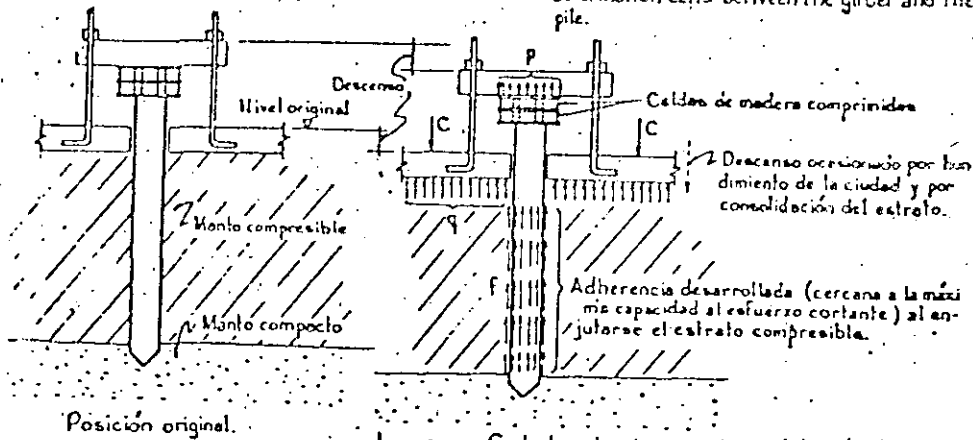
FIG. 8 EDIFICIO CON PILOTES DE PUNTA LOCALIZADO EN LA ZONA CENTRICA DE LA CIUDAD DE MEXICO



Esquema de un pilote con mecanismo para autocontrolar las cargas de los edificios.
Scheme of a pile with a building load-controlling mechanism.



Aparato de control, con celdas de deformación entre el puente y el pilote.
Controlling bent showing some deformation cells between the girder and the pile.



Las cargas C de la estructura son transmitidas al subsuelo mediante:

- 1.. La reacción q sobre la cimentación.
- 2.. La carga p sobre las celdas.
- 3.. La adherencia f a lo largo del fuste del pilote.

The loads C from the building are transmitted to the subsoil through:

- 1.. The q pressure of the foundation slab.
- 2.. The p stresses over the cells, and
- 3.. The friction f along the pile.

FIG. 9 TIPO DE PILOTE CON DISPOSITIVO DE CONTROL MANUAL (copia de la ref. 4).

4.4. Pilas

Las pilas son elementos colados en sitio que se apoyan en roca o suelos compactos o duros, de diámetro mayor que el de los pilotes, por lo que su capacidad de carga es más alta. Su extremo inferior puede ampliarse para formar una campana. Las condiciones del subsuelo y los procedimientos constructivos son factores determinantes en su comportamiento y capacidad de carga. En la Ref. 8 (página IV-42) se tratan con detalle los aspectos de diseño, construcción y comportamiento de edificios cimentados sobre pilas. La Fig. 13 ilustra un caso de cimentación a base de pilas desplazadas a 10.5 m de profundidad, utilizadas en un edificio de 18 pisos.

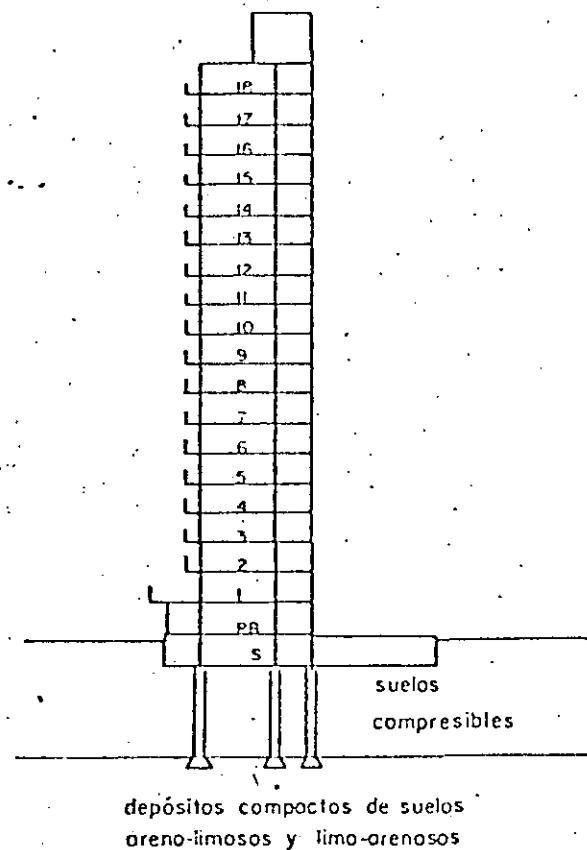


Fig 13. Cimentación de un edificio con pilas.

Dependiendo de las condiciones del subsuelo, existen tres métodos

6. CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO

Al estudiar una cimentación es necesario el conocimiento de datos arquitectónicos y estructurales del proyecto; los más frecuentes e importantes son los siguientes:

- a) localidad
- b) características del predio, topografía y colindancias
- c) planta de conjunto o "sembrado" de edificios y obras exteriores
- ch) tipo, forma, dimensiones, rigidez y sensibilidad de las estructuras
- d) utilización y destino
- e) magnitud y distribución de las descargas al subsuelo

a) La localidad en que se construirá la obra es un dato implícito del proyecto, que proporciona un conocimiento preliminar de las características generales del subsuelo, a partir del cual puede orientarse el estudio y solución del problema. Este conocimiento puede tenerse por experiencia personal en la zona; a partir de una investigación apoyada en observaciones y en la información recopilada durante una visita al sitio; o, por la información contenida en publicaciones existentes (Refs. 1 a 5). La utilización adecuada y oportuna de dicho conocimiento, puede representar ahorro de tiempo y costos, pues conducirá a elaborar un proyecto arquitectónico y estructural acorde con las condiciones que impondrá el subsuelo; además, permite programar una exploración apropiada del subsuelo.

b) Entre las características propias del predio, su localización relativa en el sitio escogido puede ubicarlo sobre o cerca de zonas con problemas específicos, tales como: inestabilidad de laderas naturales o cortes artificiales, áreas de rellenos de antiguos bancos de material, basureros rehabilitados, etc. -, zonas sujetas a inundación, etc. Su topografía puede obligar entre otros trabajos complementarios, a movimientos de tierras, estructuras de contención, obras de drenaje, etc. Las características de las colindancias pueden ser determinantes, por las condiciones que su presencia y comportamiento

to impongan a la estabilidad de las cimentaciones en estudio - o viceversa - y a los procedimientos constructivos de los mismos.

- c) En cuanto al sembrado del conjunto, es importante considerar el emplazamiento relativo de las estructuras y obras exteriores, por las diferentes sollicitaciones que cada una de ellas puede imponer al subsuelo y, como consecuencia, las diferentes respuestas de éste. La solución particular de cada obra debe garantizar el buen comportamiento individual y del conjunto; existen casos en los que las obras exteriores no sólo han sufrido daños directos, sino que han sido causa de un mal comportamiento de los edificios. Es el caso particular de algunas excavaciones que por condiciones topográficas o de funcionamiento de un edificio - como los patios "tipo inglés" - se han realizado alrededor de los edificios, y que en algunos lugares con un subsuelo como el de la zona de lago de la Ciudad de México, genera a largo plazo grandes deformaciones, ejemplo 1.
- ch) Las características enunciadas en este inciso; tipo, forma, etc., ejercen influencias diversas al elegir la alternativa de cimentación, así, por ejemplo, la rigidez y sensibilidad limitan los asentamientos que pueden tolerarse, en función de la homogeneidad o erraticidad del subsuelo. Una estructura constituida por elementos presforzados libremente apoyados o articulados, que cubra claros largos, puede soportar asentamientos diferenciales grandes sin dañarse; en cambio, ante una deformación diferencial de misma magnitud, el riesgo a dañarse es mayor si la nave está cubierta por cascarones o está resuelta con una estructura continua.
- d) De la misma manera que lo que se asienta en el párrafo anterior, el destino o uso que vaya a darse a una estructura -naves industriales con grúas viajeras, tanques de almacenamiento de techo soportado o techo flotante, torres de radar, bodegas, etc. - limita la magnitud de los asentamientos que pueden permitirse y, por tanto, las características de cimentación.
- e) Finalmente, de la magnitud y distribución de las descargas al subsuelo, dependerá directamente el incremento de esfuerzos en la masa del subsuelo y la respuesta de éste. Para el estudio del comportamiento de las diversas alternativas de cimentación, del análisis estructural previo, es necesario conocer

con precisión la magnitud y combinación de las cargas muertas, vivas y accidentales. Por otra parte, de la exploración del subsuelo debe llegarse a establecer la existencia y, en su caso, magnitud de otras cargas, tales como: subpresión, presión de expansión y fricción negativa.

El conocimiento e interpretación de las características del proyecto, son fundamentales para el estudio definitivo de la cimentación y construcción de las diversas obras consideradas en un proyecto. En estudio preliminares - útiles para el proyecto arquitectónico y estudio de factibilidad de grandes obras -, es necesario contar con la mayor información posible acerca de la idea de la obra.

7. EXPLORACION DEL SUBSUELO

La exploración del subsuelo comprende los trabajos de campo y ensayos de laboratorio necesarios para definir y cuantificar la estratigrafía y propiedades mecánicas del subsuelo.

Esta parte del estudio debe apoyarse en el conocimiento de la geología local (naturaleza, tipo y características estructurales del subsuelo), obtenido al recopilar la información existente de exploraciones previas y de las observaciones hechas por un ingeniero especialista, durante una visita al lugar; éstas deben incluir una evaluación del comportamiento de las cimentaciones existentes, información de fundamental importancia, pues equivale a la proporcionada por una prueba de carga a escala natural, a corto y a largo plazo.

La información recopilada de exploraciones previas y la de los datos recabados en el sitio por el ingeniero, constituyen una primera etapa obligada en cualquier estudio, tratándose de grandes proyectos o de obras de poca envergadura. Su interpretación permite enfocar la solución del problema y aporta la base necesaria para integrar un buen programa exploratorio del subsuelo; es más, en el segundo caso, complementada con la determinación de algunas propiedades índice, y compensada con un factor de seguridad racionalmente amplio, puede resultar suficiente para elegir el tipo y características de la cimentación adecuada a la obra. Este es el caso de muchas estructuras ligeras construidas según proyectos tipo, cuyas cimentaciones se han resuelto con éxito eligiendo con buen criterio ingenieril la más apropiada de tres

alternativas de cimentación tipo, para tal fin diseñadas.

Como segunda etapa, los trabajos de campo comprenden la ejecución de sondeos de exploración y muestreo, cuyas características, tipo, número, profundidad y distribución, se fijan de acuerdo a las características del proyecto, al conocimiento general del subsuelo y a los resultados que vayan obteniéndose conforme avanza la exploración. Los trabajos de campo también incluyen mediciones y pruebas en sitio.

En función de las características del subsuelo y del tipo de información requerido, las muestras de los suelos pueden ser representativas o inalteradas. Las primeras involucran una alteración de la estructura del suelo, pero sin cambios en sus partes constitutivas ni en algunas de sus propiedades índice; en las segundas la muestra conserva, con bajo grado de alteración, la estructura del suelo y sus propiedades índice.

Los tipos de sondeo más comúnmente utilizados en los estudios de cimentación son: pozos a cielo abierto, sondeos de penetración estándar, sondeos de muestreo inalterado (por ej. tubo Shelby hincado bajo presión estática, doble barril Denison, etc.), sondeos a rotación con barril muestreador provisto con broca de diamante y sondeos de exploración sin muestreo.

Entre las mediciones de campo se incluyen: determinación de la resistencia a la penetración, peso volumétrico de suelos superficiales, profundidad y fluctuación del nivel de aguas freáticas, magnitud y distribución de las presiones de poro (piezometría), investigación de mantos colgados, valores de la resistencia al corte de suelos blandos (prueba de veleta), pruebas de carga para determinar relaciones carga-deformación o directamente la capacidad de carga de un tipo determinado de cimentación, pruebas de permeabilidad, etc.

En el laboratorio, las muestras de suelos, representativas e inalteradas, deben someterse a procedimientos de identificación y clasificación y a ensayos para cuantificar sus propiedades índice de interés, como lo son: contenido natural de agua, límites de consistencia, distribución granulométrica, grado de saturación, peso específico relativo, etc. En el caso de muestras inalteradas, hay que determinar también la relación de vacíos y el peso volumétrico de la masa.

En probetas labradas de las muestras inalteradas, o construidas reproduciendo la estructura del suelo en el lugar, se determinan los parámetros de resistencia al corte ("cohesión" y "ángulo de fricción interna") y las características de compresibilidad. Ocasionalmente, se realizan ensayos para medir su permeabilidad.

En suelos identificados como susceptibles de expansión o colapso al saturarse, se requieren además ensayos que permitan cuantificar la presión de expansión, la deformación por expansión o colapso y la pérdida de resistencia al corte.

Con menos frecuencia se requiere de otros ensayos, cuya elección depende de las características especiales del proyecto y del subsuelo, tales como el estudio de las propiedades de materiales compactados, para el análisis del comportamiento de rellenos e incluso del comportamiento de cimentaciones desplazadas sobre ellos.

Una vez integrados e interpretados los resultados de la exploración de campo y de los ensayos de laboratorio, habrá que definir con buena precisión el perfil estratigráfico y las propiedades mecánicas de cada una de las formaciones que constituyan el subsuelo del predio en estudio.

8. FACTORES AMBIENTALES

Son muchos los factores que tienen influencia al proyectar una obra, entre otros pueden citarse los siguientes:

- a) sismicidad
- b) acción del viento
- c) hundimiento regional
- ch) discontinuidades naturales o artificiales del subsuelo
- d) construcciones e instalaciones vecinas
- e) acción del agua en proyectos localizados en zonas de inundación

f) estabilidad de laderas naturales o cortes artificiales.

y b) Los elementos mecánicos generados en la estructura y subestructura por estos agentes son objeto del análisis estructural correspondiente. Sin embargo, otros efectos en la cimentación deben cuantificarse dentro del análisis de ésta, efectos que pueden ser causa de fenómenos de licuación o de asentamientos generados por vibración de suelos arenosos.

c) El hundimiento regional, como en el caso de la Ciudad de México, puede ser generado por una explotación intensa, regional o local, del agua del subsuelo o por la consolidación impuesta por sobrecargas superficiales, tales como rellenos considerados en el proyecto o por instalaciones vecinas.

ch) En algunas formaciones rocosas, aparentemente muy resistentes, como los derrames basálticos del Pedregal de San Ángel, del Macuiltépetl en Jalapa, y como la caliza cárstica de la Península de Yucatán, caracterizados los primeros por discontinuidades (cavidades y fuertes agrietamientos) y la última por cavernas y conductos de disolución, se presentan problemas de cimentación muy serios y costosos que implican estudios y soluciones especiales, incluyendo el tratamiento de la roca. Problemas similares se presentan también en sitios en donde los materiales del subsuelo han sido objeto de intensa explotación, a partir de minas subterráneas, como son los casos de los ejemplos 2 y 3 que se cita en el Apéndice 1.

d) Como se apuntó antes, las construcciones e instalaciones vecinas al predio en estudio, constituyen otro factor determinante en la elección de la cimentación apropiada y de los procedimientos constructivos requeridos.

e) En proyectos que se localicen cerca de la costa, de ríos, lagos o zonas inundables, debe preverse la acción directa del agua, desde el punto de vista de su poder erosivo (problemas de socavación, tubificación); y los efectos que por saturación se pueden generar en el subsuelo, por ejemplo expansiones y pérdidas de resistencia al esfuerzo cortante.

f) Otro problema que puede surgir es el caso de estructuras que se planea ubicar sobre o en la vecindad inmediata de laderas o cortes artificiales que puedan ser inestables; esta posibili-

dad no es hipotética, ya que muchas poblaciones del País se desarrollan en áreas de topografía abrupta, como son - por citar algunas -, las que ocupan las ciudades de Tijuana y Nogales.

El conocimiento oportuno de la existencia de alguno o varios de los factores enunciados, permitirá cuantificar y considerar su influencia en el comportamiento de las cimentaciones en estudio. No todos ellos pueden valuarse analíticamente, a partir de mediciones o teorías existentes, por lo que deben estimarse con buen criterio ingenieril, para tomar las medidas preventivas pertinentes; como pueden serlo: modificaciones del proyecto, obras de protección adecuadas e incluso deséchar el predio escogido para alojar el proyecto.

9. BASES PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION

9.1. Recomendaciones para el diseño

Para el diseño estructural de la cimentación, dependiendo del tipo de ésta, será necesario proporcionar:

- a) tipo de cimentación
- b) profundidad de desplante
- c) carga de trabajo admisible, limitada por la resistencia al corte y asentamientos tolerables; para cargas estáticas y para su combinación con cargas accidentales.
- ch) distribución de presiones en el contacto subestructura-suelo
- d) empuje de tierras en muros de contención
- e) peso volumétrico del suelo por excavar, en el caso de cajones de cimentación
- f) separación y forma de distribución de pilas o pilotes, si los hay
- g) orden de magnitud de los asentamientos totales y diferenciales que pueden ocurrir.
- h) otras, según el caso.

También deberán proporcionarse las normas para el proyecto definitivo de las obras exteriores. Para excavaciones y rellenos, que son las obras más frecuentes, deberán especificarse la profundidad o altura máximas, geometría de los taludes, estructuras de contención y empuje de tierras sobre ellas, drenaje superficial, obras complementarias de drenaje, obras de subdrenaje, etc.

9.2. Recomendaciones para la construcción

Estas recomendaciones, además de especificar los procedimientos constructivos adecuados, deben señalar la secuencia de

aplicación de los mismos.

Dependiendo de las características de la cimentación, de las obras complementarias y de las propiedades del subsuelo, las recomendaciones necesarias pueden ser:

- a) Excavación - si la hay -, profundidad, etapas, avance, etc. En este sentido las recomendaciones dependerán del suelo, pudiendo ser función de expansiones a corto y largo plazo, de la estabilidad de los cortes perimetrales, de la presencia de construcciones e instalaciones vecinas, etc.
- b) Procedimiento para el abatimiento del nivel freático - cuando se requiere -, superficial o profundo, número de pozos, profundidad de abatimiento, etc.
- c) Procedimiento constructivo de la subestructura, incluyendo pilas y pilotes, cuando los haya. En el caso de pilotes se señalará su tipo, precolados o colados en sitio, si requieren o no de perforación previa, etc. Para las pilas se indicará el método de perforación - en seco, con ademe, utilización de lodos -, condiciones de colado, etc.
- ch) Tipo, características y bancos de aprovisionamiento de los materiales para construir los rellenos, grado de compactación, espesor de las capas compactadas, equipo, etc. En los rellenos deben considerarse los requeridos para las excavaciones que alojen a las cimentaciones.
- d) Otras que se ameriten, según el caso.

10. INSTRUMENTACION Y MEDICIONES

La buena aplicación de los procedimientos constructivos es fundamental para no alterar las condiciones naturales de los suelos, que pueden reflejarse en remoldeo, deformaciones - expansiones que al recuperarse se sumen a los asentamientos -, inestabilidad de excavaciones, etc., todas ellas con condiciones que pueden comprometer el comportamiento de las obras.

Por lo anterior, es aconsejable y, en muchos casos, necesaria la instalación de una instrumentación adecuada, de cuyas mediciones pueda conocerse el comportamiento de la obra, al me-

nos durante su construcción y el lapso inicial de su vida útil. La interpretación apropiada de dichas mediciones permitirá aplicar en tiempo oportuno las medidas correctivas que lleguen a requerirse. Con este fin podrá ser necesaria la instalación de los siguientes instrumentos:

- a) Piezómetro y pozos de observación del nivel freático, dentro y fuera de la obra, para conocer y controlar el abatimiento de las presiones en el agua.
- b) Bancos de nivel, superficiales y profundos, dentro y fuera de la obra.
- c) Referencias de colimación, para la medición de desplazamientos horizontales.
- ch) Plomos para medir la verticalidad de los edificios.
- d) Otros instrumentos especiales, como celdas de presión, inclinómetros, etc. que se requieran en casos especiales.

Es conveniente como medida precautoria, que parte de la instrumentación citada, principalmente bancos de nivel y plomos, quede permanentemente instalada para utilizarse en la medición de daños que puedan causar agentes externos imprevisibles, como la acción de sismos de intensidad no prevista, ciclones, inundaciones, influencia de construcciones o instalaciones que se localicen en la vecindad, etc. La información así obtenida, en dado caso, será muy útil como retroalimentación para el proyecto y diseño de las obras de reconstrucción o refuerzo necesarias, así como para obras de ampliación.

TABLA 2.1 Catálogo de ciudades estudiadas

CIUDAD	REUNION NACIONAL SMMS	AÑO	AUTOR(ES)
1. Acapulco	VI	72	C.L. Flamand, L. Ayestarán, G. Marín, M. Palacios y J. J. Schmitter
	VIII	76	J.L. León
2. Aguascalientes	VIII	76	J.M. Orozco, R. García Fons, A. García y L. Triay
3. Campeche	VI	72	G. Springall y L. Espinosa
4. Cancún	VI	72	G. Springall y L. Espinosa
	VIII	76	G. Botas y G. Ortega
5. Celaya	IX	78	J.L. Terán, O. Mondragón y M. Aguilar
6. Cd. Juárez	VIII	76	J.L. Terán, M.F. Saldívar, F. Uranga y R.C. Avitia
7. Cd. Oregón	VII	74	J.M. Rodríguez
8. Cd. Victoria	VIII	76	J.M. Orozco, A.C. Galindo, E. Olivarez y A. Pozo
9. Coatzacoalcos-Minatitlán	VIII	76	L. Montañez
10. Colima	VIII	76	J.M. Orozco, C. Fernández y P. Preciado
	VIII	76	C. Silva y R. Esquivel
11. Córdoba	VIII	76	R. Esquivel
12. Cozumel	VI	72	G. Springall y L. Espinosa
13. Cuernavaca	IX	78	G. García A. y V.M. Bello
14. Culiacán	VII	74	B. Simpson
15. Chetumal	VI	72	G. Springall y L. Espinosa
16. Chihuahua	IX	78	C. Fernández, R. García y J. Torres
17. Chilpancingo	VIII	76	J.L. León
18. Durango	VIII	76	J.M. Orozco, T. Hernández, E. Ramírez y R. García
19. Ensenada	VII	74	J.A. Mendoza
20. Guadalajara	V	70	J. Saborio, R. Gómez, J. Muro y P. Girault
	VIII	76	R. Esquivel
21. Guanajuato	VIII	76	F. Náder, L. Montañez y E. Vázquez
22. Guaymas	VII	74	Depto. de Ingeniería Experimental, PEMEX
23. Hermosillo	VII	74	J. Springall
24. Irapuato	VIII	76	F. Náder y L. Montañez
25. Jalapa	VIII	76	R. Esquivel
26. La Paz	VII	74	C. Fernández
27. Lázaro Cárdenas (Las Truchas)	VIII	76	E. Santoyo, L. Montañez y F. Montemayor
	VIII	76	S. Covarrubias, G. Gay, A. Morales, L. Pereda y A.E. Zeevaert
28. León	VIII	76	J.M. Rodríguez, R. López y G. Ferrer
29. Los Mochis	VII	74	J.E. Castilla
30. Manzanillo	VIII	76	L. Montañez, R. Esquivel y C. Silva
31. Matamoros	VIII	76	J.A. Martínez
32. Mazatlán	VIII	76	A. Ellstein

TABLA 2.1 Catálogo de ciudades estudiadas (continuación)

CIUDAD	REUNION NACIONAL SMMS	AÑO	AUTOR(ES)
33. Mérida	VI	72	G. Springall y L. Espinosa
34. Mexicali	VII	74	J.M. Campos
35. México, D. F.	VIII	76	E. Santoyo y L. Montañez
	V	70	D. Reséndiz, G. Springall, J.M. Rodríguez y R. Esquivel
	(1)		R.J. Marsal y M. Mazari
	(2)		Varios
	(3)		Varios
36. Minatitlán-Coatza coalcos-Pajaritos	(4)		D.D.F.
	V	70	L. Vicítez, E. Soto y A. Mosqueda
	V	70	H.M. Villanueva y P. Ballesteros
	VI	72	J.A. Mier, J. Mejía, A. Nuñez y W. Paniagua
38. Morelia	VIII	76	R. Esquivel
	VII	74	O.L. Zárate
39. Navojoa	VII	74	O.L. Zárate
40. Nuevo Laredo	VIII	76	G. Rocha
41. Oaxaca	VIII	76	J.L. León
42. Orizaba	VIII	76	R. Esquivel
43. Puebla	VIII	76	G. Auvinet
44. Puerto Vallarta	IX	78	S.D. Sada y E. Zaragoza
45. Querétaro	VIII	76	J.A. Ponce
46. Reynosa	VIII	76	J.L. Terán, M.F. Saldívar, O. Mondragón y M. Ruíz
	VIII	76	J.L. Terán, M.F. Saldívar y M. Ruíz
47. Río Bravo	VIII	76	J.L. Terán, M.F. Saldívar y M. Ruíz
48. Salamanca	VIII	76	J. Vargas y R. Anzaldúa
49. San Luis Potosí	VIII	76	J.M. Rodríguez y J.M. Aranda
50. Tampico	VI	72	E.R. Benavides, F.J. Hernández, E. Moreno y O. Vilalta
	IX	78	R.B. Reyes y A. Sotelo
51. Tapachula	IX	78	R.B. Reyes y A. Sotelo
52. Tepic	VIII	76	J.L. Terán, I.J. García y R.A. Orozco
53. Tijuana	VII	74	G. Rocha
	VIII	76	E. Santoyo y L. Montañez
54. Tlaxcala	IX	78	F.J. Ruz
55. Toluca	VIII	76	E. Martínez P.
56. Torreón-Gómez Palacio	VIII	76	J.J. Schmitter y J. Uppot
57. Tula	IX	78	E. Soto y J.L. Lara
58. Tuxtla Gutiérrez	VIII	76	L. Espinosa
59. Veracruz	VIII	76	R. Esquivel
60. Villahermosa	VIII	76	L. Espinosa
61. Zacatecas	VIII	76	J.M. Orozco, S.D. Sada, A. Montero y J.C. Querol

- (1) El Subsuelo de la Ciudad de México, 1959, Marsal, R.J. y Mazari, M.
- 2) Cimentaciones en Zonas Minadas de la Ciudad de México, SMMS, 1976, varios autores.
- (3) El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Area Urbana del Valle de México, 1978, SMMS, varios autores.
- (4) Concentración de Datos Básicos de los Estudios de Mecánica de Suelos en el Distrito Federal realizados para Dependencias del D. D. F., Dirección General de Obras Hidráulicas, Departamento del Distrito Federal, México, 1976.

c) *Instituto de Ingeniería, UNAM.* Ha publicado el estudio del subsuelo de la ciudad de México, incluido en la tabla 2.1, así como una colección de artículos sobre la regionalización sísmica del país y de varios Estados en detalle; en la tabla 2.2 se mencionan las publicaciones sobre sismicidad.

TABLA 2.2 Información sísmica disponible (Instituto de Ingeniería, UNAM)

TITULO	Publicación No.	AUTOR	AÑO
Regionalización sísmica de México para fines de ingeniería	246	Esteva, L.	70
Catálogo de sismos ocurridos en la República Mexicana	272	Figueroa, J.	70
La sismicidad en el estado de Veracruz. El macrosismo del 11 de marzo de 1967	167	Figueroa, J.	68
Sismicidad en Chiapas	316	Figueroa, J.	73
Sismicidad en Baja California	321	Figueroa, J.	73
Sismicidad en Colima. Macrosismo del 30 de enero de 1973	332	Figueroa, J.	74
Sismicidad en Puebla. Macrosismo del 28 de agosto de 1973	343	Figueroa, J.	74
Sismicidad en Oaxaca	360	Figueroa, J.	75
Sismicidad en la cuenca del Valle de México	289	Figueroa, J.	71

d) *Instituto de Geología, UNAM.* Se pueden encontrar cartas geológicas de detalle de algunas zonas de la República Mexicana.

e) *Instituto de Geografía, UNAM.* Carta de climas.

2.1.3.2 Interpretación de fotografías aéreas

La interpretación geológica de las fotografías aéreas de un sitio, realizada por un ingeniero geólogo entrenado para ello, permite identificar de manera preliminar las características geológicas del sitio, tales como fallas y fracturas y los fenómenos geodinámicos relacionados con zonas de taludes inestables y zonas erosionables. Con respecto a los suelos, se pueden identificar las características probables de los suelos superficiales e inferir las del subsuelo (ref 2.1), así como definir posibles bancos de préstamo.

2.1.3.3 Recorrido de campo

El recorrido de campo lo debe realizar un ingeniero especialista en geotecnia, acompañado de un ingeniero geólogo; los objetivos serán:

- Comprobar la interpretación fotogeológica antes descrita, además de identificar y clasificar



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA

EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO
CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO

ING. JOSÉ L. SÁNCHEZ M.

OCTUBRE, 1984

CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO.

I. Introducción.

Durante muchos años el dimensionamiento de elementos estructurales se ha realizado siguiendo el criterio llamado "elástico" o, quizá - más correctamente, de "esfuerzos permisibles".

El criterio consiste en seleccionar los miembros de modo que al actuar sobre ellos las cargas esperadas (cargas de servicio o de trabajo), los esfuerzos que ocurran no excedan de cierto valor permisible.

Los esfuerzos permisibles incorporan un factor de seguridad - con respecto al esfuerzo que se supone conduciría a la pieza a su límite de resistencia.

La aplicación de la teoría elástica, esto es, la hipótesis de que el material es esforzado siempre dentro de su rango de comportamiento elástico, está implícita en el procedimiento de diseño, no sólo porque - los métodos de análisis estructural que se utilizan para la determinación de los elementos mecánicos de diseño (fuerzas normales, fuerzas cortantes y momentos flexionantes) se basan en dicha hipótesis, sino también - porque se supone que a partir de ellos se obtienen los esfuerzos actuantes aplicando teorías de resistencia de materiales también basados en la hipótesis elástica; la aplicación de la fórmula de la escuadría en el caso de piezas a flexión es típica:

$$f = \frac{M}{S}$$

En el valor de los esfuerzos admisibles, también está implícita.

la hipótesis elástica, dado que en ningún caso se acepta un esfuerzo admisible mayor que el esfuerzo de fluencia dividido entre el coeficiente de seguridad elegido, aunque desde luego, los esfuerzos permisibles pueden ser menores a este valor cuando la resistencia no queda definida por la fluencia del material sino, para esfuerzos menores, por efectos de pandeo, falla frágil o fatiga.

Esto significa que el esfuerzo máximo permisible siempre estará, en teoría, en el rango de comportamiento elástico del material.

$$f_a = \frac{f_y}{C.S.}$$

$$f_a = \frac{f_{cr}}{C.S.}$$

$$f_{cr} < f_y$$

En el caso de flexión, el dimensionamiento será:

$$S = M f_a.$$

Aunque el criterio de esfuerzos permisibles es conocido y utilizado aun por gran parte de los diseñadores de estructuras, desde hace ya tiempo se ha venido reconociendo que no es la mejor manera de atacar el problema del dimensionamiento estructural.

La hipótesis del comportamiento elástico es, para algunos materiales, una simplificación poco admisible. En el concreto, por ejemplo, la zona elástica simplemente no existe; en el acero, aunque la región elástica existe, su límite superior no puede definirse fácilmente debido a causas tales como la existencia de esfuerzos residuales, de concentraciones de esfuerzos, de asentamientos diferenciales o de cualquier otra causa que implique esfuerzos iniciales en la pieza previamente a que la carga que

debe soportar actúe.

El factor de seguridad no indica la proximidad o lejanía a las condiciones de falla de la estructura, ya que este ha sido fijado en función de un esfuerzo que no lo implica.

Por otra parte, la obtención de esfuerzos permisibles a menudo no ha sido más que un artificio para poder aplicar el método de diseño elástico; en el caso de columnas, por ejemplo, el diseño ha estado siempre basado en la resistencia última de la pieza, obtenida al margen de la teoría elástica, usando fórmulas empíricas en un principio y otras deducidas en forma teórica ultimamente; la carga de falla dividida entre el área de la sección recta de la pieza proporciona el esfuerzo crítico y éste dividido entre un coeficiente de seguridad da el esfuerzo permisible que se compara con el cociente de dividir la carga de trabajo entre el área de la sección para obtener el esfuerzo actuante, es claro que podrían compararse directamente las cargas sin necesidad de pasar por la obtención de los esfuerzos.

Teniendo en cuenta lo anterior, desde hace años, se han venido desarrollando criterios de diseño llamados con frecuencia de "diseño al límite" que están basados en la resistencia última de las piezas, que no requieren del cálculo de esfuerzos, ni actuantes ni permisibles, y que no están limitados por la teoría elástica, estos métodos se usan, desde hace tiempo intensamente en Europa y, en E.E.U.U., y en México han ido apareciendo en la mayor parte de las normas o especificaciones de diseño.

La evolución ocurrida puede ejemplificarse con los cambios que las normas del ACI para el dimensionamiento de estructuras de concreto han sufrido; el diseño al límite apareció primero como un método alternativa, en un apéndice de normas basadas en la teoría elástica. Tu-

vo después la misma importancia que el diseño elástico en siguientes especificaciones y, ahora la situación ha cambiado totalmente y el cuerpo fundamental de las normas se refiere al diseño al límite y la teoría elástica se permite pero se trata solo en su apéndice como algo de menor importancia.

El mismo cambio ha ocurrido, en forma más brusca, en el caso de las estructuras de acero, pues en las últimas especificaciones del Reglamento para las Construcciones en el D.F. aparece el criterio de dimensionamiento al límite como el básico y el de esfuerzo permisible como una alternativa poco recomendable.

Esto se debe a la idea de tratar el diseño de estructuras con el mismo criterio, independientemente del material de que se trate.

El criterio general de dimensionamiento que fija el Reglamento es en función de los llamados "Estados Límites" y se distinguen estados límite de falla y estados límite de servicio.

Los primeros corresponden al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura, los segundos corresponden a daños que afectan al correcto funcionamiento de la estructura aunque no su capacidad de carga.

Se entiende por resistencia la magnitud de las acciones que provocan un estado límite de falla.

El procedimiento general de diseño consiste en revisar que las distintas acciones que puedan actuar multiplicadas por un factor de carga adecuado produzcan un efecto menor que la resistencia de diseño.

$$R_D \geq \sum F_c \dots A$$

La resistencia de diseño se obtiene multiplicando la resistencia teórica o nominal por un llamado "factor de resistencia" que la reduce en función del tipo de falla que pueda presentarse: falla dúctil o falla frágil. Se caracteriza la primera porque se alcanzan deformaciones importantes mientras se mantiene la capacidad de carga correspondiente al estado límite, lo que permite, no solo tener una evidencia anticipada de la falla, sino también que se presenten redistribuciones de la carga a elementos menos esforzados. En el segundo caso esto no ocurre y la falla se presenta en forma brusca.

El factor de carga es uno de los coeficientes de seguridad que se tienen en este procedimiento y se fija con valores variables en función de la probabilidad de ocurrencia de la combinación de cargas que se estudie. Como la carga última, producto de la carga de trabajo por el factor de carga, se compara con la resistencia de la pieza, este factor si significa un coeficiente de seguridad real.

El dimensionamiento de piezas en flexión sería:

$$M_p = F_R Z f_y$$

$$(F.C.) M \leq M_p$$

El valor del momento plástico M_p se sustituye por $M_y = F_R S f_y$ cuando no puedan producirse las rotaciones necesarias para plastificar la sección sin pandeo local o por $M_c = F_R S f_c$ en presencia de pandeo lateral.

Bajo determinadas restricciones se permite el análisis plástico de cualquier estructura hiperestática, tomando en cuenta la redistribución de momentos que se presenta al formarse articulaciones plásticas en una o más secciones transversales.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA

EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

ASPECTOS IMPORTANTES

ING. JOSÉ L. SÁNCHEZ M.

OCTUBRE, 1984

ALGUNOS ASPECTOS IMPORTANTES EN EL DISEÑO DE EDIFICIOS ALTOS
DE CONCRETO REFORZADO

Una serie de consideraciones estructurales que siempre pueden ser importantes pero que, en general, son poco tenidas en cuenta en edificios de altura baja y media adquieren una gran trascendencia en edificios altos.

Hay que señalar, en primer término, al equilibrio que se requiere lograr entre la ductilidad, la resistencia y la rigidez de la estructura.

DUCTILIDAD

Los edificios altos son, por su propia naturaleza, deformables y ante acciones sísmicas y de viento sus deformaciones son grandes, tanto que, en ciertos puntos a lo largo de la estructura, rebasan los límites de comportamiento elástico del material.

Estas deformaciones deben ser toleradas sin que se presente la falla y para ello la estructura debe tener la ductilidad suficiente.

Se dice que ocurre la falla si la demanda de ductilidad $(\frac{D}{Y_y})$ es mayor que la ductilidad disponible $(\mu = \frac{Y_m}{Y_y})$

D es el desplazamiento requerido

Y_y es el desplazamiento correspondiente al inicio del comportamiento inelástico efectivo del material.

Y_m es el desplazamiento máximo que se puede soportar.

Bajo determinadas hipótesis es posible determinar, teóricamente, la ductilidad disponible de un miembro, de un piso o la ductilidad global de una estructura. De hecho, el factor de ductilidad μ es una función del estado de esfuerzos y de la disposición del refuerzo, tanto longitudinal como transversal.

La demanda de ductilidad no es fácil de predecir, en general se establece que, durante un sismo, una estructura debe realizar tanto trabajo como energía le es transmitida por el terreno.

Si una estructura no es capaz de proporcionar una ductilidad importante su resistencia debe ser grande, de modo que con un desplazamiento pequeño acepte una fuerza de magnitud suficiente para producir el trabajo requerido; por el contrario, si la ductilidad es grande bastarán fuerzas pequeñas para disipar la energía necesaria.

La demanda de ductilidad es mayor en las zonas más débiles de una estructura ya que se llega pronto, en ellas, a la deformación inelástica Y_y , se producen deformaciones locales muy importantes y se requiere, por tanto, contar con gran ductilidad. Si por el contrario se llega a la fluencia en muchos lugares simultaneamente, la deformación necesaria se distribuye entre ellos y la ductilidad requerida para cada una es menos importante; sin embargo aún en estructuras con una resistencia razonablemente bien distribuida entre todos sus elementos las demandas de ductilidad resultan distintas en distintas zonas. Para desarrollar un factor de ductilidad global de 3 a 5 se requiere, generalmente, contar con uno de 3 a 10 para los pisos del edificio y de 5 a 15 para algunos de sus miembros.

En edificios cuya estructura está constituida por una serie de marcos rígidos, se recomienda buscar que la fluencia se presente en las trabes y no en las columnas. Esto se basa en los siguientes hechos:

En las vigas se puede conseguir una gran ductilidad con cierta facilidad, colocando el refuerzo en cantidades y lugares adecuados, en cambio en columnas esto no resulta igualmente fácil, de hecho, una columna con carga mayor a la correspondiente a la condición balanceada es solo capaz de desarrollar una ductilidad insignificante.

Para disipar una gran cantidad de energía se requiere una ductilidad relativamente moderada en las trabes, no así en las columnas. La fluencia local en los extremos de las trabes no afecta seriamente la capacidad de carga vertical de la estructura mientras que la fluencia de los extremos de las columnas podría conducir fácilmente al colapso. Las trabes son más fáciles de reparar que las columnas.

Este criterio de diseño se conoce como de columna -- fuerte - trabe débil.

En estructuras con muros de cortante se puede lograr también un comportamiento dúctil ante cargas sísmicas; la ductilidad de un muro de cortante bien diseñado puede ser amplia, se pueden conseguir factores de ductilidad de 4 a 6 pero es necesario cuidar las características geométricas y la distribución del refuerzo.

Los muros de cortante acoplados tienen la ventaja, con respecto a los muros en voladizo, de ofrecer más de una línea de defensa, la fluencia más importante se confía al sistema de acoplamiento que se diseña de modo de aceptar -- grandes deformaciones y, similarmente a lo que sucede en -- las trabes de un marco, es más fácil de reparar que las bases de los muros.

RIGIDEZ

En la mayor parte de los edificios altos el estado - límite que rige las características principales de su estructura es su deformación, que debe mantenerse dentro de límites prefijados dando a la construcción la rigidez necesaria. El control de las deformaciones es necesario desde diferentes puntos de vista: para asegurar la estabilidad de la estructura, para no afectar el comportamiento de los elementos no estructurales y para procurar la comodidad de los ocupantes.

El sistema estructural queda, muchas veces, definido por la necesidad de controlar las deformaciones, se puede decir, por ejemplo, que las losas planas aligeradas no son normalmente aplicables como sistema estructural único, en construcciones altas, por su excesiva flexibilidad; que los marcos rígidos no resultan ya económicos para alturas mayores a 20 pisos, por requerir trabes de excesivo peralte; -- que con el uso de muros de cortante se puede llegar a 60 o más pisos; etc.

En todo caso, la rigidez del sistema estructural debe conocerse en forma aproximada. Los valores de EI deberían reflejar la cantidad de refuerzo, las condiciones de agrietamiento, los efectos de las cargas axiales y el comportamiento inelástico del acero y del concreto.

En la práctica es necesario trabajar con valores - - aproximados de la rigidez, los análisis estructurales que se realizan son normalmente análisis elásticos y se recomienda utilizar en ellos valores del momento de inercia, promedios entre el correspondiente a secciones agrietadas y a --- secciones completamente sin agrietar; se debe, en todo caso, estar consciente de que los valores de la rigidez utilizados en el cálculo son solo una aproximación más o menos burda y que la rigidez no solo es importante en la determinación de deformaciones sino que también regula el período natural de vibración de una estructura y, en consecuencia, el valor de las fuerzas sísmicas que se han de utilizar para el diseño.

RESISTENCIA

Se ha dicho, que una vez tomadas las decisiones para lograr la ductilidad y rigidez de una estructura su resistencia es un subproducto que se logra automáticamente; aunque esta afirmación no puede tomarse literalmente, hay en ella mucho de cierto, pues nos permite definir la manera de proporcionar la resistencia a una estructura de modo de lograr también un comportamiento satisfactorio.

Para dimensionar los elementos estructurales se utiliza el método de diseño por resistencia pues, desde hace tiempo, se reconoce que el método de esfuerzos de trabajo -

no permite establecer, con cierta precisión, los niveles de resistencia disponible. Se deben definir los factores de carga y los factores de resistencia para lograr que la resistencia de diseño (resistencia teórica reducida por el factor de carga) sea mayor que la resistencia requerida (efecto de las solicitaciones amplificadas por el factor de carga).

Los requisitos de ductilidad, rigidez y resistencia que se exigen para cumplir adecuadamente con las condiciones generales expuestas antes aparecen en los Reglamentos, entre nosotros esta información se toma del Reglamento para las Construcciones en el D.F. y algunas veces, de las normas del Instituto Americano del Concreto en cuyas especificaciones generales se incluye un apéndice dedicado precisamente al caso de estructuras que han de soportar sismos severos.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA

EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO
ASPECTOS GENERALES

ING. JOSÉ L. SÁNCHEZ M.

OCTUBRE, 1984

EDIFICIOS ALTOS DE CONCRETO REFORZADO

El concreto reforzado es un material de construcción ideal desde muchos puntos de vista. En nuestro medio tiene la gran ventaja de haberse manejado más que ningún otro y de que, por ello, su uso en construcción se ha hecho rutinario; no ocurre lo mismo con otros materiales tales como el acero, la mampostería o la madera.

Los materiales básicos con que se elabora el concreto se consiguen fácilmente y ocurre lo mismo con la mano de obra. No requiere protecciones especiales contra el fuego o la intemperie y se puede moldear dándole cualquier forma requerida.

La inmensa mayoría de los edificios de altura baja y media son, en nuestro medio, de concreto reforzado.

Aunque hace años, en los inicios de la construcción en concreto reforzado, se dudaba que el concreto pudiera constituir una solución adecuada en edificios altos, sabemos ahora perfectamente que, con el refuerzo adecuado, el uso de este material, representa una alternativa factible que garantiza un buen comportamiento y gran economía.

La decisión de si un edificio alto debe construirse con estructura de concreto reforzado o de acero es una de las primeras incógnitas que se plantean al iniciarse su proyecto. La respuesta debe obtenerse después de un estudio económico de alternativas.

En los últimos años se han construido en la Ciudad de México una gran cantidad de edificios altos, la mayor parte de ellos con una altura máxima de aproximadamente 100 m. (30 pisos) y casi todos han sido de concreto reforzado. Hay solo unos cuantos edificios de mayor altura que se han resuelto, salvo contadas excepciones, utilizando estructura de acero (Torre Pemex, Torre Latino, Torre de Mexicana).

Aunque son muchos los conceptos que se deben tener en consideración para tomar la decisión, un elemento de juicio es el costo directo de la construcción y, dentro de él, el de la estructura que representa un porcentaje importante del total (del 25 al 50%, en muchos casos). Se justifica, por lo tanto, realizar un estudio que permita llegar a la mejor alternativa desde este punto de vista.

Deben definirse los distintos sistemas estructurales aplicables y una vez decidido este, pasar el detalle que determine las características óptimas de los distintos elementos que forman el sistema, encontrando enseguida las canti

dades de obra y los costos correspondientes.

En distintas publicaciones se han presentado guías - que permiten tener una idea de los sistemas estructurales - más convenientes atendiendo a la altura de la construcción; una de ellas es la siguiente:

S I S T E M A	No. de Pisos
Marcos rígidos	hasta 20
Muros de cortante	hasta 35
Marcos y muros	hasta 50
Tubo en tubo	hasta 65

Para el caso específico de un edificio de 35 pisos - que se proyectó para ser construido en el centro de la Ciudad de México se estudiaron las tres siguientes alternativas básicas:

- a) Estructura de Concreto Reforzado
- b) Estructura de acero
- c) Estructura Mixta

En los tres casos, por limitaciones del proyecto, el sistema estructural se planteó con marcos rígidos.

Para tomar la decisión se realizó un dimensionamiento preliminar en los tres casos y se encontraron las cantidades de obra necesarias para la construcción de las trabes y de las columnas de la superestructura; se supuso que las losas serían las mismas en los tres casos.

Se valuó el peso de cada alternativa y se consideró que la diferencia entre esos pesos se refleja en el número de pilotes necesarios para cimentar el edificio, considerando que estos elementos son los que toman directamente la carga de la superestructura, se supuso, en forma aproximada, que las características del resto de la cimentación, losas y trabes, y las de las zonas de sótanos, no cambian con la alternativa. Los resultados obtenidos se indican en la tabla siguiente:

Aunque el costo directo constituye un elemento de juicio -- importante no es, sin duda, el más trascendente, este, en la actualidad, lo es el tiempo necesario para ejecutar la construcción.

En términos generales, se reconoce, que la construcción en acero puede ser más rápida que la que se consigue utilizando concreto reforzado; en el primer caso un nivel puede montarse en tres días mientras que en el segundo se requiere normalmente una semana como mínimo.

El tiempo queda gobernado por el procedimiento constructivo que ha de seleccionarse, por lo tanto, con el mayor cuidado.

La importancia del tiempo se hace patente si se considera que las tasas de interés, en México, son en la actualidad, del orden del 60%.

Un cálculo simplista para un edificio como el que se comenta, con un costo de aproximadamente 1500 millones de pesos, suponiendo que se requieren 36 meses para completarlo arrojaría un interés diario de aproximadamente 3 millones de pesos.

Una reducción de 6 meses de construcción podría representar un ahorro de 540 millones de pesos, esto es, una

cifra similar al costo total de la estructura. En estas condiciones es claro que cualquier ahorro que se planee y que consuma tiempo seguramente resulta irrelevante y quizá contraproducente.

Las consideraciones anteriores condujeron en este caso a considerar como más adecuada a la alternativa c.

Aunque esta alternativa tiene un peso algo superior al que corresponde a la b, este ocurre en los niveles inferiores en los que las aceleraciones sísmicas son menores, el incremento en los cortantes sísmicos es poco significativo y puede considerarse que la zona de la torre es igual en ambos casos.

Por lo que se refiere a los primeros ocho niveles, las sollicitaciones son más intensas que en el caso c pero, a pesar de ello, la solución es muy aceptable económicamente pues representa, para esta zona, un ahorro en costo de más del 40% del que se tendría usando estructura de acero.

La alternativa c presenta además una serie de ventajas que junto con la anterior compensan el menor costo que en la cimentación tendría la alternativa b.

Entre las ventajas mencionadas podrían estar las siguientes:

1. El tiempo de ejecución de la estructura de concreto de 8 niveles sumado al necesario para -- construir la cimentación, permitirá resolver, - en forma justa, los problemas relativos a la elaboración de planos de taller, a la adquisición - de los materiales necesarios para la ejecución de la estructura de acero de la torre y a su fabricación en planta, de tal modo que al terminar se la obra de concreto pueda procederse de inmediato al montaje de la estructura de acero.

Esto aceleraría, sin duda, la terminación del -- edificio.

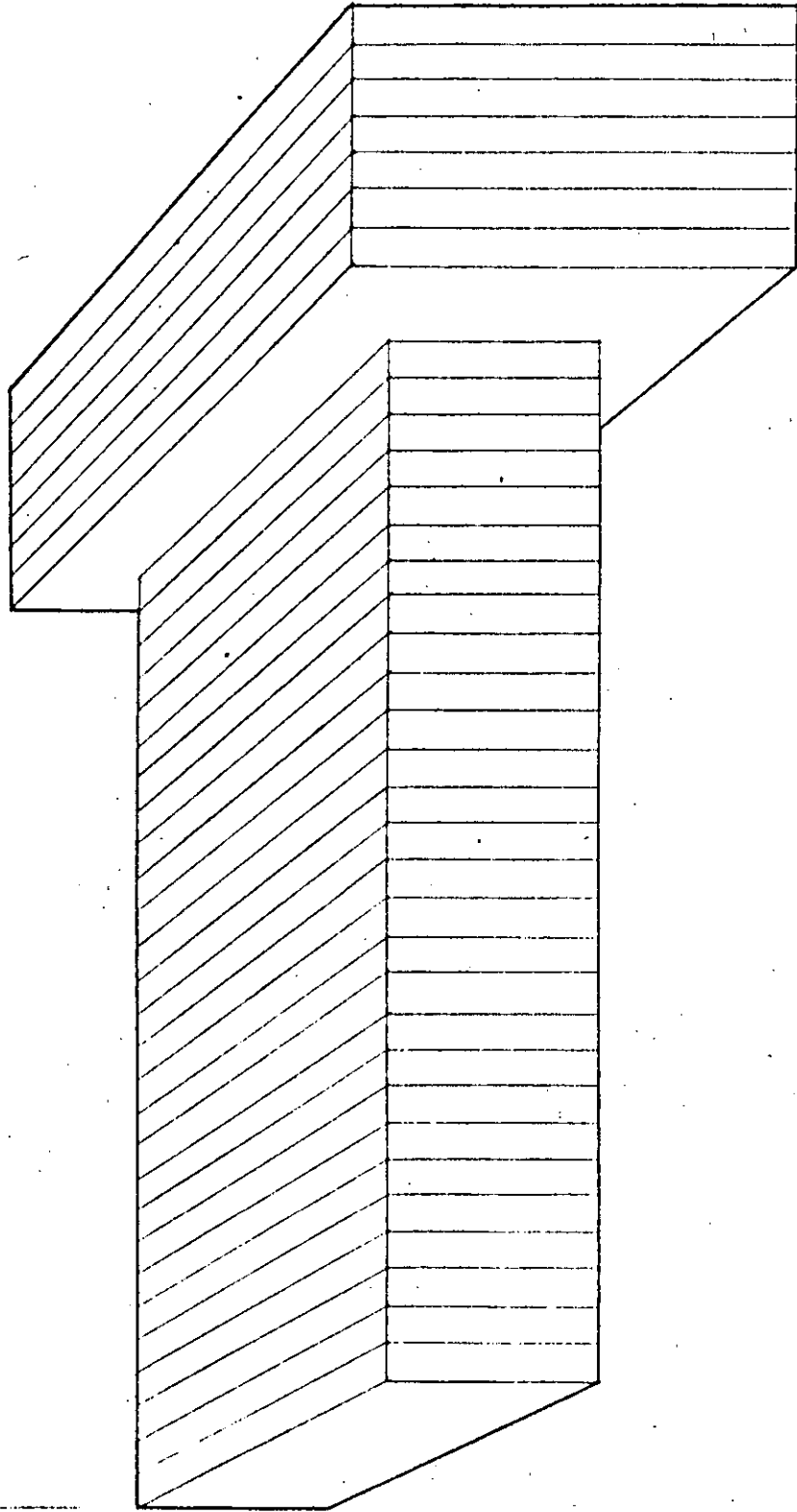
2. La estructura de concreto de 8 niveles corresponde a un edificio totalmente convencional que puede construirse fácilmente.

3. El costo de la estructura de concreto es menor - que el que correspondería a la solución metálica para esta zona del edificio.

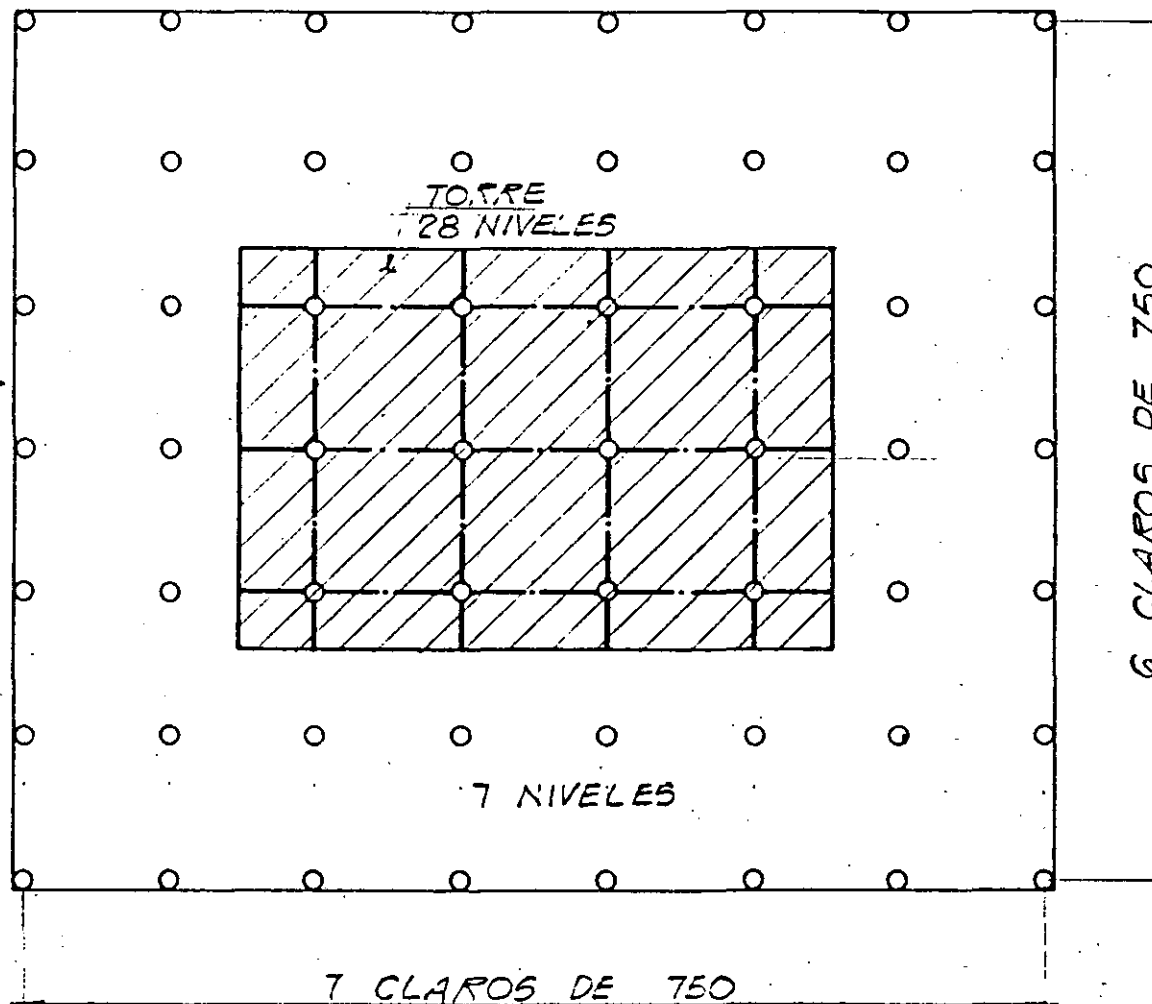
4. La solución de las rampas de acceso a los estacionamientos es menos complicada en concreto reforzado que en acero.

5. No se requiere en esta zona ningun material que proteja la estructura de fuego o de la intemperie.

$0 + N$



$N + 120$



ALTERNATIVA

A B C

CONCRETO m^3/m^2	0.3	—	0.17	TRABES Y
ACERO DE				COLUMNAS DE
REFUERZO Kg/m^2	55	—	28	CONCRETO
ACERO				TRABES Y
ESTRUCTURAL	—	115	60	COLUMNAS DE
Kg/m^2				ACERO
T/m^2	27	16	21	PESO DE LA
				SUPER -
				ESTRUCTURA



V

**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA

EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

A N E X O I

ING. JOSÉ L. SÁNCHEZ M.

OCTUBRE, 1984

encouragement that, where practical, membrane reinforcement shall be placed in the direction of principal tensile membrane forces in regions of high tension.

Section 19.4.2 and 19.4.3 — Indicates that the entire shell shall be reinforced with reinforcement in two approximately orthogonal directions.

Section 19.4.5 — Expresses the basic principle in the Code with the specific area of reinforcement required in the Commentary.

Section 19.4.9 — Clarifies that reinforcement to resist bending moment shall be placed near both surfaces of the shell since the magnitude and sign of the bending moment can change rapidly along the shell surface.

Section 19.4.12 — Because of problems in placing reinforcing on curved surfaces, experienced designers feel that the splice provisions should be more stringent than in conventional structures.

APPENDIX A — SPECIAL PROVISIONS FOR SEISMIC DESIGN

Code Appendix A — Page 77 through 81

Revise Appendix A (in total) to read as follows:

A.O — Notation

A_{cs} = cross-sectional area of a structural member measured out-to-out of transverse reinforcement, sq in.

A_{cs} = area of concrete section, resisting shear, of an individual pier or horizontal wall segment, sq in.

A_{cs} = net area of concrete section bounded by web thickness and length of section in the direction of shear force considered, sq in.

A_g = gross area of section, sq in.

A_j = minimum cross-sectional area within a joint in a plane parallel to the axis of the reinforcement generating the shear in the joint. Where a girder frames into a support of larger width, effective width of the joint shall be assumed not to exceed the width plus the overall depth of the joint, sq in.

A_{st} = total cross-sectional area of transverse reinforcement (including cross-ties) within spacing s and perpendicular to dimension h_c .

A_s = total cross-sectional area of shear reinforcement within spacing s and perpendicular to longitudinal axis of structural member, sq in.

b = effective compressive flange width of a structural member, in.

b_w = web width, or diameter of circular section, in.

d = effective depth of section.

d_b = bar diameter

E = load effects of earthquake, or related internal moments and forces

f'_c = specified compressive strength of concrete, psi

f_y = specified yield strength of reinforcement, psi

f_{yt} = specified yield strength of transverse reinforcement, psi

h = overall thickness of structural member.

h_c = cross-sectional dimension of column core measured center-to-center of confining reinforcement

h_w = height of entire wall (diaphragm) or of the segment of wall (diaphragm) considered

l_d = development length for a straight bar

l_{dh} = development length for a bar with a standard hook as defined in Eq. (A-5)

l_e = minimum length, measured from joint face along axis of structural member, over which transverse reinforcement must be provided, in.

l_w = length of entire wall (diaphragm) or of segment of wall (diaphragm) considered in direction of shear force

M_s = portion of slab moment balanced by support moment

s = spacing of transverse reinforcement measured along the longitudinal axis of the structural member, in.

s_m = maximum spacing of transverse reinforcement, in.

V_c = nominal shear strength provided by concrete

V_n = design shear force determined from Section A.7.1.1 or A.7.1.2

V_u = nominal shear strength

V_u = factored shear force at section

α_c = coefficient defining the relative contribution of concrete strength to wall strength. See Eq. (A-6)

ρ = ratio of nonprestressed tension reinforcement = A_s/bd .

ρ_w = ratio of total reinforcement area to cross-sectional area of column

ρ_s = ratio of distributed shear reinforcement on a plane perpendicular to plane of A_{cs}

ρ_v = ratio of volume of spiral reinforcement to the core volume confined by the spiral reinforcement (measured out-to-out)

ρ_w = A_{st}/A_{cs} ; where A_{st} is the projection on A_{cs} of area of distributed shear reinforcement crossing the plane of A_{cs}

ϕ = strength reduction factor

A.1 — Definitions

Base of structure — Level at which earthquake motions are assumed to be imparted to a building. This level does not necessarily coincide with the ground level.

Boundary members — Portions along wall and diaphragm, edges strengthened by longitudinal and transverse reinforcement. Boundary members do not necessarily require an increase in the thickness of the wall or diaphragm. Edges of openings within walls and diaphragms may also have to be provided with boundary members.

Collector elements — Elements that serve to transmit the inertial forces within the diaphragms to members of the lateral-force resisting systems.

Crosstie — A continuous bar having a 135-deg hook with at least a ten-diameter extension at one end and a 90-deg hook with at least a six-diameter extension at the other end. The hooks shall engage peripheral longitudinal bars.

Design load combinations — Combinations of factored loads and forces specified in Section 9.2.

Development length for a bar with a standard hook — The shortest distance between the critical section (where the strength of the bar is to be developed) and a tangent to the outer edge of the 90-deg hook.

Factored loads and forces — Specified loads and forces modified by the factors in Section 9.2.

Hoop — A closed tie or continuously wound tie the ends of which have 135-deg hooks with ten-diameter extensions, that encloses the longitudinal reinforcement.

Lateral-force resisting system — That portion of the structure composed of members proportioned to resist forces related to earthquake effects.

Lightweight-aggregate concrete — "All lightweight" or "sanded-lightweight" aggregate concrete made with lightweight aggregates conforming to Section 3.3.

Shell concrete — Concrete outside the transverse reinforcement confining the concrete.

Specified lateral forces — Lateral forces corresponding to the appropriate distribution of the design base shear force prescribed by the governing code for earthquake-resistant design.

Structural diaphragms — Structural members, such as floor and roof slabs, which transmit inertial forces to lateral-force resisting members.

Structural trusses — Assemblages of reinforced concrete members subjected primarily to axial forces.

Structural walls — Walls proportioned to resist combinations of shears, moments, and axial forces induced by earthquake motions.

Strut — An element of a structural diaphragm used to provide continuity around an opening in the diaphragm.

Tie elements — Elements which serve to transmit inertia forces and prevent separation of such building components as footings and walls.

A.2 — General requirements

A.2.1 — Scope

A.2.1.1 — Appendix A contains special requirements for design and construction of reinforced concrete members of a structure for which the design forces, related to earthquake motions, have been determined on the basis of energy dissipation in the nonlinear range of response.

A.2.1.2 — The provisions of Chapters 1 through 17 shall apply except as modified by the provisions of this Appendix.

A.2.1.3 — In regions of moderate seismic risk, reinforced concrete frames resisting forces induced by earthquake motions shall be proportioned to satisfy only Section 9 of Appendix A in addition to the requirements of Chapters 1 through 17.

A.2.1.4 — In regions of high seismic risk, all structural reinforced concrete members shall satisfy Sections A.2 through A.8 of Appendix A in addition to the requirements of Chapters 1 through 17.

A.2.1.5 — A reinforced concrete structural system not satisfying the requirements of this appendix may be used if it is demonstrated by experimental evidence and analysis that the proposed system will have strength and toughness equal to or exceeding those provided by a comparable monolithic reinforced concrete structure satisfying this appendix.

A.2.2 — Analysis and proportioning of structural members

A.2.2.1 — The interaction of all structural and nonstructural members which materially affect the linear and nonlinear response of the structure to earthquake motions shall be considered in the analysis.

A.2.2.2 — Rigid members assumed not to be a part of the lateral force resisting system may be used provided their effect on the response of the system is considered and accommodated in the structural design. Consequences of failure of structural and nonstructural members which are not a part of the lateral-force resisting system shall also be considered.

A.2.2.3 — Structural members below base of structure required to transmit to the foundation forces resulting from earthquake effects shall also comply with the requirements of Appendix A.

A.2.2.4 — All structural members assumed not to be part of the lateral force resisting system shall conform to Section A.8.

A.2.3 — Strength reduction factors

Strength reduction factors shall be as given in Section 9.3 except for the following:

A.2.3.1 — Except for determining the strength of joints, the shear strength reduction factor shall be 0.6 for any structural member if its nominal shear strength is less than the shear corresponding to development of its nominal flexural strength for the factored-load combinations including earthquake effect. Shear strength reduction factor for joints shall be 0.85.

A.2.3.2 — The strength reduction factor for axial compression and flexure shall be 0.5 for all frame members with factored axial compressive forces exceeding $(A_g f'_c / 10)$ if the transverse reinforcement does not conform to Section A.4.4.

A.2.4 — Concrete in members resisting earthquake-induced forces

A.2.4.1 Compressive strength, f'_c of the concrete shall be not less than 3000 psi.

A.2.4.2 — Compressive strength of lightweight-aggregate concrete used in design shall not exceed 4000 psi. Lightweight-aggregate concrete with higher design compressive strength may be used if demonstrated by experimental evidence that structural members made with that lightweight-aggregate concrete provide strength and toughness equal to or exceeding those of comparable members made with normal weight-aggregate concrete of the same strength.

A.2.5 — Reinforcement in members resisting earthquake-induced forces

A.2.5.1 — Reinforcement resisting earthquake-induced flexural and axial forces in frame members and in wall boundary members shall comply with ASTM A 706, ASTM A 615 grades 40 and 60 reinforcement may be used in these members if (a) the actual yield strength based on mill tests does not exceed the specified yield strength by more than 18,000 psi (retests shall not exceed this value by more than an additional 3000 psi) and (b) the ratio of the actual ultimate tensile stress to the actual tensile yield strength is not less than 1.25. Reinforcement required by design load combinations which include earthquake effect shall not be welded except as specified in Sections A.3.2.4 and A.4.3.2.

A.3 — Flexural members of frames

3 A.3.1 — Scope

Requirements of Section A.3 apply to frame members (a) resisting earthquake-induced forces (b) proportioned primarily to resist flexure, and (c) satisfying the following conditions:

A.3.1.1 — Factored axial compressive force on the member shall not exceed $(A_g f'_c / 10)$.

A.3.1.2 — Clear span for the member shall not be less than four times its effective depth.

A.3.1.3 — The width-to-depth ratio shall not be less than 0.3.

A.3.1.4 — The width shall not be less than (a) ten in. and (b) more than the width of the supporting member (measured on a plane perpendicular to the longitudinal axis of the flexural member) plus distances on each side of the supporting member not exceeding three-fourths of the depth of the flexural member.

A.3.2 — Longitudinal reinforcement

A.3.2.1 — At any section of a flexural member and for the top as well as for the bottom reinforcement the amount of reinforcement shall not be less than $(200 b_v d / f_y)$ and the reinforcement ratio, ρ , shall not exceed 0.025. At least two bars shall be provided continuously both top and bottom.

A.3.2.2 — Positive-moment strength at joint face shall be not less than one half of the negative-moment strength provided at that face of the joint. Neither the negative- nor the positive-moment strength at any section along member length shall be less than one-fourth the maximum moment strength provided at face of either joint.

A.3.2.3 — Lap splices of flexural reinforcement shall be permitted only if hoop or spiral reinforcement is provided over the lap length. Maximum spacing of the transverse reinforcement enclosing the lapped bars shall not exceed $d/4$ or four in. Lap splices shall not be used (a) within the joints, (b) within a distance of twice the member depth from the face of the joint, and (c) at locations where analysis indicates flexural yielding caused by inelastic lateral displacements of the frame.

A.3.2.4 — Welded splices and mechanical connections conforming to Sections 12.15.3.1 through 12.15.3.4 may be used for splicing provided not more than alternate bars in each layer of longitudinal reinforcement are spliced at a section and the center-to-center distance between splices of adjacent bars is 24 in. or more measured along the longitudinal axis of the frame member.

A.3.3 — Transverse reinforcement

A.3.3.1 — Hoops shall be provided in the following regions of frame members:

(1) Over a length equal to twice the member depth measured from the face of the supporting member toward midspan, at both ends of the flexural member.

(2) Over lengths equal to twice the member depth on both sides of a section where flexural yielding may occur in connection with inelastic lateral displacements of the frame.

A.3.3.2 — The first hoop shall be located not more than two in. from the face of a supporting member. Maximum spacing of the hoops shall not exceed (a) $d/4$, (b) eight times the diameter of the smallest longitudinal bars, (c) 24 times the diameter of the hoop bars, and (d) twelve in.

A.3.3.3 — Where hoops are required, longitudinal bars on the perimeter shall have lateral support conforming to Section 7.10.5.3.

A.3.3.4 — Where hoops are not required, stirrups shall be spaced at no more than $d/2$ throughout the length of the member.

A.3.3.5 — Hoops in flexural members may be made up of two pieces of reinforcement; a stirrup having 135-deg hooks with ten-diameter extensions anchored in the confined core and a cross-tie to make a closed hoop. Consecutive cross-ties shall have their 90-deg hooks at opposite sides of the flexural member. If the longitudinal reinforcing bars secured by the cross-ties are confined by a slab only on one side of the flexural frame member, the 90-deg hooks of the cross-ties shall all be placed on that side.

A.4 — Frame members subjected to bending and axial load

A.4.1 — Scope

The requirements of this section apply to frame members (a) resisting earthquake-induced forces, (b) having a factored axial compressive force exceeding $(A_c f_c' / 10)$ and (c) satisfying the following conditions:

A.4.1.1 — The shortest cross-sectional dimension, measured on a straight line passing through the geometric centroid, shall not be less than 12 in.

A.4.1.2 — The ratio of the shortest cross-sectional dimension to the perpendicular dimension shall not be less than 0.4.

A.4.2 — Minimum flexural strength of columns

A.4.2.1 — Flexural strength of any column proportioned to resist a factored axial compressive

force exceeding $(A_c f_c' / 10)$ shall satisfy Sections A.4.2.2 or A.4.2.3.

Lateral strength and stiffness of columns not satisfying Section A.4.2.2 shall be ignored in determining the calculated strength and stiffness of the structure but shall conform to Section A.8.

A.4.2.2 — The flexural strengths of the columns shall satisfy Eq. (A-1)

$$\Sigma M_c \geq (6/5) \Sigma M_j \quad (A-1)$$

ΣM_c = sum of moments, at the center of the joint, corresponding to the design flexural strength of the columns framing into that joint. Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the lowest flexural strength.

ΣM_j = sum of moments, at the center of the joint, corresponding to the design flexural strengths of the girders framing into that joint.

Flexural strengths shall be summed such that the column moments oppose the beam moments. Eq. (A-1) shall be satisfied for beam moments acting in both directions in the vertical plane of the frame considered.

A.4.2.3 — If Section A.4.2.2 is not satisfied at a joint, columns supporting reactions from that joint shall be provided with transverse reinforcement as specified in Section A.4.4 over their full height.

A.4.3 — Longitudinal reinforcement

A.4.3.1 — The reinforcement ratio, ρ , shall not be less than 0.01 and shall not exceed 0.06.

A.4.3.2 — Lap splices are permitted only within the center half of the member length and shall be proportioned as tension splices. Welded splices and mechanical connections conforming to Sections 12.15.3.1 through 12.15.3.4 may be used for splicing the reinforcement at any section provided not more than alternate longitudinal bars are spliced at a section and the distance between splices is 24 in. or more along the longitudinal axis of the reinforcement.

A.4.4 — Transverse reinforcement

A.4.4.1 — Transverse reinforcement as specified below shall be provided unless a larger amount is required by Section A.7.

(1) The volumetric ratio of spiral or circular hoop reinforcement, ρ_s , shall not be less than that indicated by Eq. (A-2).

$$\rho_s = (0.12 f_c' / f_s) \quad (A-2)$$

and shall not be less than that required by Eq. (10-5).

(2) The total cross-sectional area of rectangular hoop reinforcement shall not be less than that given by Eq. (A-3) and (A-4).

$$A_{sh} = 0.3 (sh_c f_c' / f_{sh}) [(A_g / A_{ch}) - 1] \quad (A-3)$$

$$A_{sh} = 0.12 (sh_c f_c' / f_{sh}) \quad (A-4)$$

(3) Transverse reinforcement may be provided by single or overlapping hoops. Crossties of the same bar size and spacing as the hoops may be used. Each end of the crosstie shall engage a peripheral longitudinal reinforcing bar. Consecutive crossties shall be alternated end for end along the longitudinal reinforcement.

(4) If the design strength of member core satisfies the requirement of the specified loading combinations including earthquake effect, Eq. (A-3) and (10-5) need not be satisfied.

A.4.4.2 — Transverse reinforcement shall be spaced at distances not exceeding (a) one-quarter of the minimum member dimension and (b) four in.

A.4.4.3 — Crossties or legs of overlapping hoops shall not be spaced more than 14 in. on center in the direction perpendicular to the longitudinal axis of the structural member.

A.4.4.4 — Transverse reinforcement in amount specified in Sections A.4.4.1 through A.4.4.3 shall be provided over a length l_c from each joint face and on both sides of any section where flexural yielding may occur in connection with inelastic lateral displacements of the frame. The length l_c shall not be less than (a) the depth of the member at the joint face or at the section where flexural yielding may occur, (b) one sixth of the clear span of the member, and (c) 18 in.

A.4.4.5 — Columns supporting reactions from discontinued stiff members, such as walls, shall be provided with transverse reinforcement as specified in Sections A.4.4.1 through A.4.4.3 over their full height beneath the level at which the discontinuity occurs if the factored axial compressive force in these members, related to earthquake effect, exceeds $(A_g f_c' / 10)$.

A.5 — Structural walls, diaphragms, and trusses

A.5.1 — Scope

The requirements of this section apply to structural walls and trusses serving as parts of the earthquake-force resisting systems as well as to diaphragms, struts, ties, chords and collector members which transmit forces induced by earthquake.

A.5.2 — Reinforcement

A.5.2.1 — The reinforcement ratio, ρ_s , for structural walls shall not be less than 0.0025 along the

longitudinal and transverse axes. Reinforcement spacing each way shall not exceed 16 in. Reinforcement provided for shear strength shall be continuous and shall be distributed across the shear plane.

A.5.2.2 — At least two curtains of reinforcement shall be used in a wall if the in-plane factored shear force assigned to the wall exceeds $2A_g \sqrt{f_c'}$.

A.5.2.3 — Structural-truss members, struts, ties, and collector members with compressive stresses exceeding $0.2 f_c'$ shall have special transverse reinforcement, as specified in Section A.4.4, over the total length of the member. The special transverse reinforcement may be discontinued at a section where the calculated compressive stress is less than $0.15 f_c'$. Stresses shall be calculated for the factored forces using a linearly elastic model and gross-section properties of the members considered.

A.5.2.4 — All continuous reinforcement in structural walls, diaphragms, trusses, struts, ties, chords, and collector members shall be anchored or spliced in accordance with the provisions for reinforcement in tension as specified in Section A.6.4

A.5.3 — Boundary members for structural walls and diaphragms

A.5.3.1 — Boundary members shall be provided at boundaries and edges around openings of structural walls and diaphragms for which the maximum extreme-fiber stress, corresponding to factored forces including earthquake effect, exceeds $0.2 f_c'$ unless the entire wall or diaphragm member is reinforced to satisfy Sections A.4.4.1 through A.4.4.3. The boundary member may be discontinued where the calculated compressive stress is less than $0.15 f_c'$. Stresses shall be calculated for the factored forces using a linearly elastic model and gross-section properties.

A.5.3.2 — Boundary members, where required, shall have transverse reinforcement as specified in Sections A.4.4.1 through A.4.4.3.

A.5.3.3 — Boundary members of structural walls shall be proportioned to carry all factored gravity loads on the wall, including tributary loads and self-weight, as well as the vertical force required to resist overturning moment calculated from factored forces related to earthquake effect.

A.5.3.4 — Boundary members of structural diaphragms shall be proportioned to resist the sum of the compressive force acting in the plane of the diaphragm and the force obtained from dividing the factored moment at the section by the distance between the edges of the diaphragm at that section.

A.5.3.5 — Transverse reinforcement in walls with boundary members shall be anchored within the confined core of the boundary member to develop the yield stress in tension of the transverse reinforcement.

A.5.4 — Construction joints

A.5.4.1 — All construction joints in walls and diaphragms shall conform to Section 6.4 and contact surfaces shall be roughened as specified in Section 11.7.9.

A.6 — Joints of frames

A.6.1 — General requirements

A.6.1.1 — Forces in longitudinal beam reinforcement at the joint face shall be determined by assuming that the stress in the flexural tensile reinforcement is $1.25 f_y$.

- A.6.1.2 — Strength of joint shall be governed by the appropriate strength reduction factors specified in Section 9.3.

A.6.1.3 — Beam longitudinal reinforcement terminated in a column shall be extended to the far face of the confined column core and anchored in tension according to Section A.6.4 and in compression according to Chapter 12.

A.6.2 — Transverse reinforcement

A.6.2.1 — Transverse hoop reinforcement, as specified in Section A.4.4 shall be provided within the joint, unless the joint is confined by structural members as specified in Section A.6.2.2

A.6.2.2 — Within the depth of the shallowest framing member, transverse reinforcement equal to at least one-half the amount required by Section A.4.4.1 shall be provided where members frame into all four sides of the joint and where each member width is at least three-fourths the column width.

A.6.2.3 — Transverse reinforcement as required by Section A.4.4 shall be provided through the joint to provide confinement for longitudinal beam reinforcement outside the column core if such confinement is not provided by a beam framing into the joint.

A.6.3 — Shear strength

A.6.3.1 — The nominal shear strength of the joint shall be assumed not to exceed the forces specified below for normal weight-aggregate concrete.

For confined joint $20\sqrt{f'_c} A_j$

For others $15\sqrt{f'_c} A_j$

where A_j is the minimum cross-sectional area of the joint in a plane parallel to the axis of the reinforcement generating the shear force.

• A joint is considered to be confined if members frame into all vertical faces of the joint and if at least three-quarters of each face of the joint is covered by the framing member.

6

A.6.3.2 — For lightweight-aggregate concrete, the nominal shear strength of the joint shall not exceed three-quarters of the limits given in Section A.6.3.1.

A.6.4 — Development length for reinforcement in tension

A.6.4.1 — The development length, l_{d1} , for a bar with a standard 90-deg hook in normal weight-aggregate concrete shall not be less than $8d_b$, 6 in., and the length required by Eq. (A-5).

$$l_{d1} = f_y d_b / 165 \sqrt{f'_c} \quad (A-5)$$

for bar sizes #3 through #11.

For lightweight-aggregate concrete, the development length for a bar with a standard 90-deg hook shall not be less than $10d_b$, 7.5 in., and 1.25 times that required by Eq. (A-5).

The 90-deg hook shall be located within the confined core of a column or of a boundary member.

A.6.4.2 — For bar sizes #3 through #11, the development length, l_{d1} , for a straight bar shall not be less than (a) two-and-a-half (2.5) times the length required by Section A.6.4.1 if the depth of the concrete cast in one lift beneath the bar does not exceed 12 in. and (b) three-and-a-half (3.5) times the length required by Section A.6.4.1 if the depth of the concrete cast in one lift beneath the bar exceeds 12 in.

A.6.4.3 — Straight bars terminated at a joint shall pass through the confined core of a column or of a boundary member. Any portion of the straight embedment length not within the confined core shall be increased by a factor of 1.6.

A.7 — Shear strength requirements

A.7.1 — Design forces

A.7.1.1 — Frame members subjected primarily to bending. The design shear force, V_u , shall be determined from consideration of the statical forces on the portion of the member between faces of the joints. It shall be assumed that moments of opposite sign corresponding to probable strength act at the joint faces and that the member is loaded with the factored tributary gravity load along its span. The moments corresponding to probable strength shall be calculated using the properties of the member at the joint faces without strength reduction factors and assuming that the stress in the tensile reinforcement is equal to at least $1.25 f_y$.

A.7.1.2 — Frame members subjected to combined bending and axial load. The design shear force, V_n , shall be determined from consideration of the forces on the member, with the nominal moment strengths calculated for the factored axial compressive force resulting in the largest moment, acting at the faces of the joints.

A.7.1.3 — Structural walls, diaphragms and trusses. The design shear force, V_n , shall be obtained from the lateral load analysis in accordance with the factored loads and combinations specified in Section 9.2.

A.7.2 — Transverse reinforcement in frame members

A.7.2.1 — For determining the required transverse reinforcement in frame members in which the earthquake-induced shear force calculated in accordance with Section A.7.1.1 represents one half or more of total design shear, the quantity V_n shall be assumed to be zero if the factored axial compressive force including earthquake effects is less than $(A_c f_c' / 20)$.

A.7.2.2 — Stirrups or ties required to resist shear shall be hoops over lengths of members as specified in Sections A.3.3, A.4.4, and A.6.2.

A.7.3 — Shear strength of structural walls and diaphragms

A.7.3.1 — Nominal shear strength of structural walls and diaphragms shall be determined using either Sections A.7.3.2 or A.7.3.3.

A.7.3.2 — Nominal shear strength, V_n , of structural walls and diaphragms shall be assumed not to exceed the shear force calculated from

$$V_n = A_n (2 \sqrt{f_c'} + \rho_n f_c') \quad (A-6)$$

A.7.3.3 — For walls (diaphragms) and wall (diaphragm) segments having a ratio of (h_p / l_c) less than 2.0, nominal shear strength of wall (diaphragm) may be determined from Eq. (A-7).

$$V_n = A_n (\rho_n \sqrt{f_c'} + \rho_n f_c') \quad (A-7)$$

where the coefficient ρ_n varies linearly from 3.0 for $(h_p / l_c) = 1.5$ to 2.0 for $(h_p / l_c) = 2.0$.

A.7.3.4 — In Section A.7.3.3, value of ratio (h_p / l_c) used for determining V_n for segments of a wall or diaphragm shall be the largest of the ratios for the entire wall (diaphragm) and the segment of wall (diaphragm) considered.

A.7.3.5 — Walls (diaphragms) shall have distributed shear reinforcement providing resistance in two orthogonal directions in the plane of the wall (diaphragm). If the ratio (h_p / l_c) does not exceed 2.0, reinforcement ratio, ρ_n , shall not be less than reinforcement ratio ρ_n .

ρ_n = reinforcement ratio on plane of A_n .

A.7.3.6 — Nominal shear strength of all wall piers sharing a common lateral force shall not be assumed to exceed $8A_n \sqrt{f_c'}$, where A_n is the total cross-sectional area and the nominal shear strength of any one of the individual wall piers shall not be assumed to exceed $10A_n \sqrt{f_c'}$, where A_n represents the cross-sectional area of the pier considered.

A.7.3.7 — Nominal shear strength of horizontal wall segments shall not be assumed to exceed $10A_n \sqrt{f_c'}$, where A_n represents the cross-sectional area of a horizontal wall segment.

A.8 — Frame members not proportioned to resist forces induced by earthquake motions

A.8.1 — All frame members assumed not to be part of the lateral force resisting system shall be investigated and shown to be adequate for vertical load carrying capacity with the structure assumed to have deformed laterally twice that calculated for the factored lateral forces. Such members shall satisfy the minimum-reinforcement requirements specified in Sections A.3.2.1 and A.5.2.1 as well as those specified in Chapter 7, 10, and 11.

A.8.2 — All frame members with factored axial compressive forces exceeding $(A_c f_c' / 10)$ shall satisfy the following special requirements unless they comply with Section A.4.4.

A.8.2.1 — Ties shall have 135-deg hooks with extensions not less than six tie-bar diameters of 2.5 in. Crossties, as defined in this Appendix may be used.

A.8.2.2 — The maximum tie spacing shall be s_t over a length l_c measured from the joint face. The spacing s_t shall be not more than (a) eight diameters of the smallest longitudinal bar enclosed, (b) 24 tie-bar diameters, and (c) one-half the least cross-sectional dimension of the column. The length l_c shall not be less than (a) one-sixth of the clear height of the column, (b) the maximum cross-sectional dimension of the column, and (c) 18 in.

A.8.2.3 — The first tie shall be within a distance equal to $0.5 s_t$ from the face of the joint.

A.8.2.4 — The tie spacing shall not exceed $2s_t$ in any part of the column.

A.9 — Requirements for frames in regions of moderate seismic risk

A.9.1 — In regions of moderate seismic risk, structural frames proportioned to resist forces induced by earthquake motions shall satisfy the requirements of Section A.9 in addition to those of Chapters 1 through 16.

A.7.1.2 — Frame members subjected to combined bending and axial load. The design shear force, V_n , shall be determined from consideration of the forces on the member, with the nominal moment strengths calculated for the factored axial compressive force resulting in the largest moment, acting at the faces of the joints.

A.7.1.3 — Structural walls, diaphragms and trusses. The design shear force, V_n , shall be obtained from the lateral load analysis in accordance with the factored loads and combinations specified in Section 9.2.

A.7.2 — Transverse reinforcement in frame members

A.7.2.1 — For determining the required transverse reinforcement in frame members in which the earthquake-induced shear force calculated in accordance with Section A.7.1.1 represents one half or more of total design shear, the quantity V_n shall be assumed to be zero if the factored axial compressive force including earthquake effects is less than $(A_c f_c' / 20)$.

A.7.2.2 — Stirrups or ties required to resist shear shall be hoops over lengths of members as specified in Sections A.3.3, A.4.4, and A.6.2.

A.7.3 — Shear strength of structural walls and diaphragms

A.7.3.1 — Nominal shear strength of structural walls and diaphragms shall be determined using either Sections A.7.3.2 or A.7.3.3.

A.7.3.2 — Nominal shear strength, V_n , of structural walls and diaphragms shall be assumed not to exceed the shear force calculated from

$$V_n = A_{cv} (2 \sqrt{f_c'} + \rho_s f_s) \quad (\text{A-6})$$

A.7.3.3 — For walls (diaphragms) and wall (diaphragm) segments having a ratio of (h_w / l_c) less than 2.0, nominal shear strength of wall (diaphragm) may be determined from Eq. (A-7).

$$V_n = A_{cv} (\alpha_s \sqrt{f_c'} + \rho_s f_s) \quad (\text{A-7})$$

where the coefficient α_s varies linearly from 3.0 for $(h_w / l_c) = 1.5$ to 2.0 for $(h_w / l_c) = 2.0$.

A.7.3.4 — In Section A.7.3.3, value of ratio (h_w / l_c) used for determining V_n for segments of a wall or diaphragm shall be the largest of the ratios for the entire wall (diaphragm) and the segment of wall (diaphragm) considered.

A.7.3.5 — Walls (diaphragms) shall have distributed shear reinforcement providing resistance in two orthogonal directions in the plane of the wall (diaphragm). If the ratio (h_w / l_c) does not exceed 2.0, reinforcement ratio, ρ_s , shall not be less than reinforcement ratio $\rho_{s, min}$.

ρ_s = reinforcement ratio on plane of A_{cv}

A.7.3.6 — Nominal shear strength of all wall piers sharing a common lateral force shall not be assumed to exceed $8A_{cv} \sqrt{f_c'}$ where A_{cv} is the total cross-sectional area and the nominal shear strength of any one of the individual wall piers shall not be assumed to exceed $10A_{cv} \sqrt{f_c'}$ where A_{cv} represents the cross-sectional area of the pier considered.

A.7.3.7 — Nominal shear strength of horizontal wall segments shall not be assumed to exceed $10A_{cv} \sqrt{f_c'}$ where A_{cv} represents the cross-sectional area of a horizontal wall segment.

A.8 — Frame members not proportioned to resist forces induced by earthquake motions

A.8.1 — All frame members assumed not to be part of the lateral force resisting system shall be investigated and shown to be adequate for vertical load carrying capacity with the structure assumed to have deformed laterally twice that calculated for the factored lateral forces. Such members shall satisfy the minimum-reinforcement requirements specified in Sections A.3.2.1 and A.5.2.1 as well as those specified in Chapter 7, 10, and 11.

A.8.2 — All frame members with factored axial compressive forces exceeding $(A_c f_c' / 10)$ shall satisfy the following special requirements unless they comply with Section A.4.4.

A.8.2.1 — Ties shall have 135-deg hooks with extensions not less than six tie-bar diameters of 2.5 in. Cross-ties, as defined in this Appendix may be used.

A.8.2.2 — The maximum tie spacing shall be s_t over a length l_c measured from the joint face. The spacing s_t shall be not more than (a) eight diameters of the smallest longitudinal bar enclosed, (b) 24 tie-bar diameters, and (c) one-half the least cross-sectional dimension of the column. The length l_c shall not be less than (a) one-sixth of the clear height of the column, (b) the maximum cross-sectional dimension of the column, and (c) 18 in.

A.8.2.3 — The first tie shall be within a distance equal to $0.5 s_t$ from the face of the joint.

A.8.2.4 — The tie spacing shall not exceed $2s_t$ in any part of the column.

A.9 — Requirements for frames in regions of moderate seismic risk

A.9.1 — In regions of moderate seismic risk, structural frames proportioned to resist forces induced by earthquake motions shall satisfy the requirements of Section A.9 in addition to those of Chapters 1 through 18.

A.9.2 — Reinforcement details in a frame member shall satisfy Section A.9.4 if the factored compressive axial load for the member does not exceed $(A_c f_c) / 10$. If the factored compressive axial load is larger, frame reinforcement details shall satisfy Section A.9.5 unless the member has spiral reinforcement according to Eq. (10-5). If a two-way slab system without beams is treated as part of a frame resisting earthquake effect, reinforcement details in any span resisting moments caused by lateral force shall satisfy Section A.9.6.

A.9.3 — Design shear strength of beams, columns, and two-way slabs resisting earthquake effect shall not be less than either (a) the sum of the shear associated with development of nominal moment strengths of the member at each restrained end of the clear span and the shear calculated for factored gravity loads or (b) the maximum shear obtained from design load combinations which include earthquake effect E , with E assumed to be twice that prescribed by the governing code for earthquake-resistant design.

A.9.4 — Beams

A.9.4.1 — The positive-moment strength at the face of the joint shall be not less than one-third the negative-moment strength provided at that face of the joint. Neither the negative- nor the positive-moment strength at any section along the length of the member shall be less than one-fifth the maximum moment strength provided at the face of either joint.

A.9.4.2 — At both ends of the member, stirrups shall be provided over lengths equal to twice the number depth measured from the face of the supporting member toward midspan. The first stirrup shall be located at not more than two in. from the face of the supporting member. Maximum stirrup spacing shall not exceed (a) $d/4$, (b) eight times the diameter of the smallest longitudinal bar enclosed, (c) 24 times the diameter of the stirrup bar, and (d) 12 in.

A.9.4.3 — Stirrups shall be placed at not more than $d/2$ throughout the length of the member.

A.9.5 — Columns

A.9.5.1 — Maximum tie spacing shall not exceed s_t over a length l , measured from the joint face. Spacing s_t shall not exceed (a) eight times the diameter of the smallest longitudinal bar enclosed, (b) 24 times the diameter of the tie bar, (c) one half of the smallest cross-sectional dimension of the frame member, and (d) 12 in. Length l shall not be less than (a) one-sixth of the clear span of the member, (b) maximum cross-sectional dimension of the member, and (c) 18 in.

A.9.5.2 — The first tie shall be located at not more than $s_t/2$ from the joint face.

9 A.9.5.3 — Joint reinforcement shall conform to Section 11.12.1.2.

A.9.5.3 — Tie spacing shall not exceed twice the spacings s_t .

A.9.6 — Two-way slabs without beams

A.9.6.1 — Factored slab moment at support related to earthquake effect shall be determined for load combinations defined by Eq. (9-2) and (9-3). All reinforcement provided to resist M_u , the portion of slab moment balanced by support moment, shall be placed within the column strip defined in Section 13.2.1.

A.9.6.2 — The fraction, defined by Eq. (13-1), of moment M_u shall be resisted by reinforcement placed within the effective width specified in Section 13.3.4.2.

A.9.6.3 — Not less than one-half of the reinforcement in the column strip at support shall be placed within the effective slab width specified in Section 13.3.4.2.

A.9.6.4 — Not less than one-fourth of the top reinforcement at the support in the column strip shall be continuous throughout the span.

A.9.6.5 — Continuous bottom reinforcement in the column strip shall be not less than one-third of the top reinforcement at the support in the column strip.

A.9.6.6 — Not less than one-half of all bottom reinforcement at midspan shall be continuous and shall develop its yield strength at face of support as defined in Section 13.6.2.5.

A.9.6.7 — At discontinuous edges of the slab all top and bottom reinforcement at support shall be developed at the face of support as defined in Section 13.6.2.5.

APPENDIX A — SPECIAL PROVISIONS FOR SEISMIC DESIGN

Revise Commentary Appendix A (in total) to read as follows:

A.2 — General requirements

A.2.1 — Scope

Appendix A contains specifications which are currently considered to be the minimum requirements for producing a monolithic reinforced concrete structure with adequate proportions and details to enable the structure to sustain a series of oscillations into the inelastic range of response without critical decay in strength. Demand for integrity of the structure in the inelastic

range of response is created by the rationalization of forces used for design in documents such as the 1980 report of the Seismology Committee of the Structural Engineers Association of California.¹⁰ The lateral design forces specified in Reference A.1 are considered less than those corresponding to linear response of the anticipated earthquake intensity.^{11,12,13,14,15}

As a properly detailed reinforced concrete structure responds to strong ground motion, its effective stiffness decreases and its capability to dissipate energy increases. These developments tend to reduce the response acceleration or lateral inertia forces with respect to those forces calculated for a linearly elastic model of the uncracked and lightly damped structure.¹⁶ Thus, the use of design forces representing earthquake effects such as those in Reference A.1 requires that the building be equipped with a lateral-force resisting system which will retain a substantial portion of its strength as it is subject to displacement reversals into the inelastic range. Toughness of the structure is an essential property for earthquake resistance.

The level of toughness required, and therefore of special detail needs, for a given structure depends on the quantitative relationship between earthquake intensity and structural strength. Recognizing the fact that most of the experience which has led to the development of special details for reinforced concrete construction has been obtained from events with very strong ground motions, it is proper first to consider the question of a trade-off between strength and detail requirements in an environment of high earthquake risk. Given a design earthquake intensity or a design response spectrum indexed by an effective peak acceleration, it appears plausible to soften or relinquish some of the detail requirements if the design strength is increased with respect to the minimum code requirement. However, available knowledge of ground motion and structural response to such motion does not make precise estimates of inelastic displacement possible. Furthermore, it is not currently possible to devise explicit and universally applicable relationships between the required number of inelastic displacements and required reinforcing details. The practical choice is between (a) a system with sufficient strength to respond to the ground motion within the linear or nearly linear range of response and (b) a system with adequate details to permit nonlinear response without critical loss of strength.

For applications in zones of high earthquake risk, requirements of Appendix A in Sections A.2 through A.9 have been developed in relation to the second option, on the assumption that the design forces are based on Reference A.1 or a

TABLE A. 1 — SECTIONS OF APPENDIX A TO BE SATISFIED*

Earthquake-risk level ^b	High	Moderate
Frame members resisting earthquake effects	2,3,4,6,7	9
Walls, diaphragms and trusses, resisting earthquake effects	2,5,6,7	None
Frame members not resisting earthquake effects	8	None

*In addition to requirements of Chapters 1-17 in regions of high risk and Chapters 1-18 in regions of moderate risk.

^bThe terms refer to regions with earthquake risk identified in building codes such as American National Standard Building Code, Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures, ANSI A.58.1-1962¹⁷ and Uniform Building Code, 1962 A.¹⁸ Regions of high earthquake risk correspond approximately to zones 3 and 4, and regions of moderate earthquake risk correspond approximately to zone 2 in both documents.

comparable document^{19,20} with a similar approach to the determination of design forces. The entire building, including the foundation and nonstructural members, must satisfy Sections A.2 through A.8 of Appendix A (Sections A.2.1.3 and A.2.1.4) as outlined in Table A.1.

Appendix A requires a minimum of special details for reinforced concrete buildings in zones of moderate earthquake risk. These requirements, all presented in Section A.9, apply only to reinforced concrete frames proportioned to resist forces caused by earthquake motions. There are no special requirements for other structural or nonstructural components of buildings in zones of moderate seismic risk.

Appendix A does not apply to construction in regions of low and no seismic risk.

Field and laboratory experience which has led to the special proportioning and detailing requirements in Appendix A has been predominantly with monolithic reinforced concrete building structures. Projection of these requirements to other types of reinforced concrete structures, which may differ in concept or fabrication from monolithic construction, must be tempered by relevant physical evidence and analysis. Precast and/or prestressed members may be used for earthquake resistance provided it is demonstrated that the resulting structure will provide the safety and serviceability (during and after the earthquake) levels expected from monolithic construction.

The "toughness" requirements in Section A.2.1.5 refers to the concern for the structural integrity of the entire lateral-force resisting structure at lateral displacements anticipated for ground motions corresponding to design intensity. Depending on the energy-dissipation characteristics of the structural system used, such displacements may have to be more than those for a monolithic reinforced concrete structure.

A.2.2 — Analysis and proportioning of structural elements

It is assumed that the distribution of required strength to the various components of a lateral-force resisting system will be guided by the analysis of a linearly elastic model of the system acted on by the factored forces specified by the governing code. If nonlinear response-history analyses are to be used, base motions should be selected after a detailed study of the site conditions and local seismic history.

Because the design basis admits nonlinear response, it is necessary to investigate the stability of the lateral load resisting system as well as its interaction with other structural and nonstructural members at displacements larger than those indicated by linear analysis. To handle this problem without having to resort to nonlinear-response analysis, one option is to multiply by a factor of at least two the displacements from linear analysis for the factored lateral forces, unless the governing code specifies the factors to be used as in References A.2 and A.7. For lateral-displacement calculations, assuming at least all the horizontal structural members to be fully cracked is likely to lead to better estimates of the possible drift than using uncracked stiffness for all members.

The main concern of Appendix A is the safety of the structure. The intent of Sections A.2.2.1 and A.2.2.2 is to draw attention to the influence of nonstructural members on structural response and to hazards from falling objects.

Section A.2.2.3 alerts the designer to the fact that the base of the structure as defined in analysis may not necessarily correspond to the foundation or ground level.

In selecting member sizes for earthquake-resistant structures, it is very important to consider problems related to congestion of reinforcement. The designer should assure that all reinforcement can be assembled and placed and that concrete can be cast and consolidated properly. Use of upper limits of reinforcement ratios permitted is likely to lead to insurmountable construction problems especially at frame joints.

A.2.3 — Strength reduction factors

Strength reduction factors in Chapter 9 are intended to compensate for uncertainties in estimation of strength of structural members in buildings. They are based primarily on experience and experiments with steady increase applied load or essentially constant load. Some of the strength-reduction factors have been modified in Appendix A in view of the effects on strength of large displacements into the nonlinear range of re-

sponse. As further information is obtained on the behavior of reinforced-concrete members under load cycles simulating earthquake effects, it is very likely that most strength-reduction factors will be changed to suit conditions for earthquake-resistant design.

Section A.2.3.1 refers to brittle members such as low-rise walls or portions of walls between openings of which proportions are such that it becomes impractical to reinforce them to raise their nominal shear strength above the shear corresponding to nominal flexural strength for the pertinent loading conditions. This requirement does not apply to calculations for evaluating the shear strength of connections.

Section A.2.3.2 is included to discourage the use of tied column to resist earthquake induced forces.

A.2.4 — Concrete in elements resisting earthquake-induced forces

Requirements of this section refer to concrete quality in frames, trusses, or walls proportioned to resist earthquake-induced forces. The maximum design compressive strength of lightweight aggregate concrete to be used in structural design calculations is limited to 4000 psi primarily because of paucity of experimental and field data on the behavior of members, made with lightweight-aggregate concrete, subjected to displacement reversals in the nonlinear range. If convincing evidence is developed for a specific application, the limit on maximum compressive strength of lightweight-aggregate concrete may be increased to a level justified by the evidence.

A.2.5 — Reinforcement in members resisting earthquake-induced forces

Use of longitudinal reinforcement with strength substantially higher than that assumed in design will lead to higher shear and bond stresses at the time of development of yield moments. These conditions may lead to brittle failures in shear or bond and should be avoided even if such failures may occur at higher loads than those anticipated in design. Therefore, a ceiling is placed on the actual yield strength of the steel (Section A.2.5.1a).

The requirement for an ultimate tensile stress larger than the yield strength of the reinforcement (Section A.2.5.1b) is based on the assumption that the capability of a structural member to develop inelastic rotation capacity is a function of the length of the yield region along the axis of the member. In interpreting experimental results, length of the yield region has been related to the relative magnitudes of ultimate and yield moments.⁴⁵ According to that interpretation the

larger is the ratio of ultimate to yield moment; the longer is the yield region. Appendix A requires that the ratio of actual tensile strength to actual yield strength is not less than 1.25. Members with reinforcement not satisfying that condition can also develop inelastic rotation, but their behavior is sufficiently different to exclude them from direct consideration on the basis of rules derived from experience with members reinforced with strain-hardening steel.

Section A.2.5.2 has been included because welding or tack-welding of crossing reinforcing bars can lead to local embrittlement of the steel. If such welding will facilitate fabrication or field installation, it must be done only on bars added expressly for construction. No welding is permitted on reinforcement required by design load combinations including earthquake effect unless welding is performed to splice the bar using a controlled procedure with adequate inspection.

A.3 — Flexural members of frames

A.3.1 — Scope

This section refers to girders of frames resisting lateral loads induced by earthquake motions. If any frame member is subjected to a factored axial compressive force exceeding $(A_g f'_c / 10)$, it is to be proportioned and detailed as described in Section A.4.

Experimental evidence¹² indicates that, under reversals of displacement into the nonlinear range, behavior of continuous members having length-to-depth ratios of less than four is significantly different from the behavior of relatively slender members. Design rules derived from experience with relatively slender members do not apply directly to members with length-to-depth ratios less than four, especially with respect to shear strength.

Geometric constraints indicated in Sections A.3.1.3 and A.2.1.4 were derived from practice with reinforced concrete frames resisting earthquake induced forces.¹¹

A.3.2 — Longitudinal reinforcement

Section 10.3.3 limits the tensile reinforcement ratio in a flexural member to a fraction of the amount that would produce "balanced" conditions. For a section subjected to bending only and loaded monotonically to yielding, this approach is feasible because the likelihood of compressive failure can be estimated reliably with the behavioral model assumed for determining the reinforcement ratio corresponding to "balanced" failure. The same behavioral model (because of incorrect assumptions such as linear strain distribution, well-defined yield point for the steel, limiting compressive strain in the concrete of

0.003, and compressive stresses in the shell concrete) fails to describe the conditions in a flexural member subjected to reversals of displacements well into the inelastic range. Thus, there is little rationale for continuing to refer to "balanced conditions" in earthquake-resistant design of reinforced concrete structures.

The limiting reinforcement ratio of 0.025 is based primarily on considerations of steel congestion and, indirectly, on limiting shear stresses in girders of typical proportions. The requirement of at least two bars, top and bottom, refers again to construction rather than behavioral requirements.

Lap splices of reinforcement (Section A.3.2.3) are prohibited at regions where flexural yielding is anticipated because such splices are not considered reliable under conditions of cyclic loading into the inelastic range. Transverse reinforcement for lap splices at any location is mandatory because of the likelihood of loss of shell concrete.

A.3.3 — Transverse reinforcement

This reinforcement is required primarily to confine the concrete and maintain lateral support for the reinforcing bars in regions where yielding is expected. Examples of hoops suitable for flexural members of frames are shown in Fig. A-2.

In case of members with varying strength along the span or members for which the permanent load represents a large proportion of the total design load, concentrations of inelastic rotation may occur within the span. If such a condition is anticipated, transverse reinforcement must be provided also in regions where yielding is expected.

A.4 — Frame elements subjected to bending and axial load

A.4.1 — Scope

This section contains rules intended primarily for columns of frames serving to resist earthquake forces. Frame members which are not columns but do not satisfy Section A.3.1 are to be proportioned and detailed according to this section.

The geometric constraints in Sections A.4.1.1 and A.4.1.2 follow from previous practice.¹¹

A.4.2 Relative strength of columns

The intent of Section A.4.2.2 is to reduce the likelihood of yielding in columns.

If Section A.4.2.2 cannot be satisfied at a joint, any positive contribution of the column or columns involved to the lateral strength and stiffness of the structure is to be ignored. The engineer is cautioned not to ignore any negative contributions of the presence of the column in

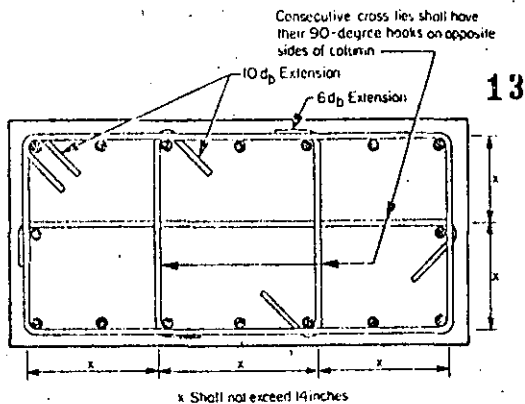


Fig. A-1 — Example of transverse reinforcement in columns

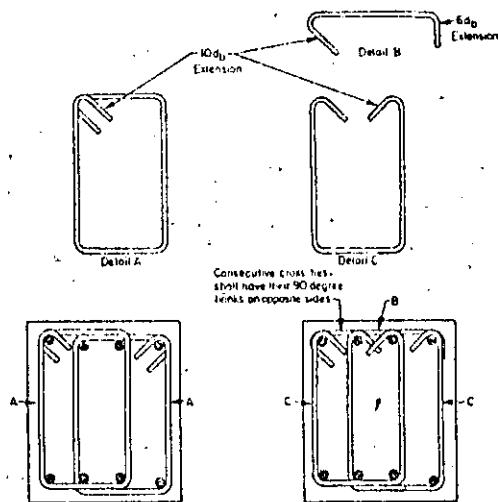


Fig. A-2 — Examples of overlapping hoops

question to building behavior. For example, ignoring the stiffness of the columns ought not be used as a justification for reducing the design base shear. If inclusion of those columns in the analytical model of the building results in an increase in torsional effects, the increase must be provided for in accordance with the requirements of the governing code.

A.4.3 — Longitudinal reinforcement

The lower bound to the reinforcement ratio in members carrying axial forces as well as bending refers to the traditional concern for the effects of time-dependent deformations of the concrete and the desire to have a sizeable difference between the cracking and yielding moments. The upper bound reflects concern for steel congestion, load

transfer from floor elements to column in low-rise construction, and the development of large shear stresses.

Spalling of the shell concrete, which is likely to occur near the ends of the column in frames of typical configuration, makes lap splices in these locations vulnerable. If lap splices are to be used at all, they must be located near the mid-height where stress reversal is likely to be limited to a smaller stress range than at locations near the joints.

Welding and mechanical splices may occur at any level but no more than half the bars may be spliced at any one section.

A.4.4 — Transverse reinforcement

The reason for the requirements in this section is concern for confining the concrete and providing lateral support to the reinforcement.

For axially compressed members subjected to steadily increasing load, the effect of helical (spiral) reinforcement on strength of confined concrete has been well established.¹⁰ Eq. (10-3) follows from the arbitrary design concept that, under axial loading, maximum column capacity before loss of shell be equal to that at large compressive strains with the spiral reinforcement stressed to its useful limit. The toughness of the axially loaded "spiral" column is not directly relevant to its role in the earthquake-resistant frame where toughness is related to its performance under reversals of moment as well as axial load. For earthquake-resistant construction, there is no reason to modify Eq. (10-5) other than adding the varying lower bound given by Eq. (A-2) which governs for larger columns with gross cross-sectional area, A_g , less than approximately 1.25 times the core area, A_c .

A conservative evaluation of the available data^{10, 11, 12, 13} pertaining to the effect of rectangular transverse reinforcement on behavior of reinforced concrete suggests that such reinforcement improves ductility consistently but its effect on strength is difficult to express reliably in terms of the apparently critical material properties. There is no intelligible relationship for determining an explicit equivalence between spiral and rectangular transverse reinforcement. Considering that the basis for determining the amount of spiral reinforcement Eq. (10-5) is not directly relevant to loading conditions encountered under earthquake effects, it is plausible to determine the required amount of rectangular confining reinforcement on the general premise that, to provide confinement comparable to that of spiral reinforcement, there should be more of it. Eq. (A-3) and (A-4), which apply to rectangular rein-

forcement, compare to Eq. (10-5) and (A-2), respectively, but Eq. (A-2) and (A-4) require more transverse reinforcement per unit length of member.

Eq. (A-3), which governs for large sections, is ignored if the ratio of required to provided strength is low.

Transverse reinforcement required by Eq. (10-5), (A-2), (A-3), and (A-4) is to be distributed over regions where inelastic action is considered to be likely (Section A.4.4.4).

Fig. A-1 shows an example of transverse reinforcement provided by one hoop and three cross-ties. Fig. A-2 shows examples of transverse reinforcement details for flexural elements.

Dynamic response analyses and field observations indicate that columns supporting discontinued stiff members, such as walls or trusses, tend to develop considerable inelastic response. Therefore, it is required that these columns have special transverse reinforcement throughout their length. This rule covers all columns beneath the level at which the stiff member has been discontinued unless the factored forces corresponding to earthquake effect is low (Section A.4.4.5).

A.5 — Structural walls, diaphragms, and trusses

A.5.1 — Scope

This section contains requirements for the dimensions and details of relatively stiff structural systems including parts of roof and floor systems transmitting inertia forces, as well as walls and trusses. Stubby frame members, which constitute parts of the lateral force resisting system, are also to be proportioned in accordance with the requirements of this section.

A.5.2 — Reinforcement

Reinforcement minima (Sections A.5.2.1 and .2) follow from preceding codes of practice. The uniform-distribution requirement of the shear reinforcement is related to the intent to control the width of inclined cracks. The requirement for two layers of reinforcement in walls carrying substantial design shears is based on the observation that, under ordinary construction conditions, the probability of maintaining a single layer of reinforcement near the middle of the wall section is quite low. Furthermore, presence of reinforcement close to the surface tends to inhibit fragmentation of the concrete in the event of severe cracking during an earthquake.

Compressive stress calculated for the factored forces on a linearly elastic model based on gross section of the structural member is used as an index value to determine whether confining re-

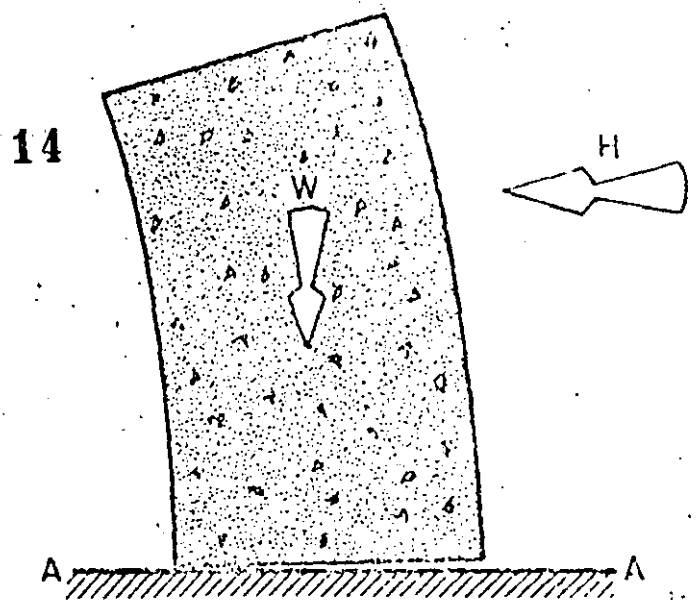


Fig. A-3 — Loading conditions on a structural wall

inforcement is required. A calculated compressive stress of $0.2 f'_c$ in a member is assumed to indicate that integrity of the entire structure is dependent on the ability of that member to resist substantial compressive force under severe cyclic loading. Therefore, transverse reinforcement, as specified in Section A.4.4., is required in such members to provide confinement for the concrete and the compressed reinforcement (Section A.5.2.3).

Because the actual forces in longitudinal reinforcing bars of stiff members may exceed the calculated forces, it is required (Section A.5.2.4) that all continuous reinforcement be developed fully.

A.5.3 — Boundary members for structural walls

A simplified diagram showing the forces on the critical section A-A of a structural wall acted on by permanent loads, W and the maximum shear and moment induced by earthquake in a given direction are shown in Fig. A-3. Under loading conditions described, the compressed flange resists the acting gravity load plus the total tensile force generated in the vertical reinforcement (or compressive force associated with the bending moment at section A-A). Recognizing that this loading condition may be repeated many times during the strong motion, it becomes essential to confine the concrete in all wall flanges where compressive forces are likely to be large as implied by the design compressive stress exceeding $0.2 f'_c$ (Sections A.5.3.1 and A.5.3.2). The stress is to be calculated for the factored forces on the section assuming linear response of the gross concrete section. The compressive stress of $0.2 f'_c$ is used as an index value and does not

necessarily describe the actual state of stress that may develop at the critical section under the influence of the actual inertia forces for the anticipated earthquake intensity.

The requirement in Section A.5.3.3 is based on the assumption that the boundary member may have to carry all compressive forces at the critical section at the time when maximum lateral forces are acting on the structural wall. Design requirements involve only the section properties. The cross section of the boundary member must have adequate strength (determined as an axially loaded short column with the appropriate strength-reduction factors) to resist the factored axial compressive force at the critical section.

If required, boundary members in diaphragms are proportioned to resist an axial force determined in the same manner as for wall boundary members (Section A.5.3.4).

Because horizontal reinforcement in walls requiring boundary members is likely to act as web reinforcement, it should be fully anchored in boundary members which act as flanges (Section A.5.3.4). Achievement of this anchorage is made difficult by possible development of large transverse cracks in the boundary members. Wherever feasible, standard 90 deg hooks or mechanical anchorage schemes should be considered.

A.6 — Joints of frames

A.6.1 — General requirements

Development of inelastic rotations at the faces of joints of reinforced concrete frames is associated with strains in the flexural reinforcement well in excess of the yield strain. Consequently, joint shear force generated by the flexural reinforcement is calculated for a stress of $1.25 f_y$ in the reinforcement (Section A.6.1.1). A detailed explanation of the reasons for the possible development of stresses in excess of the yield strength in girder tensile reinforcement is provided in Reference A.8.

A.6.2 — Transverse reinforcement

However low the calculated shear force in a joint of a frame resisting earthquake-induced forces, confining reinforcement (Section A.4.4) must be provided through the joint around the column reinforcement (Section A.6.2.1). As specified in Section A.6.2.2, confining reinforcement may be reduced if horizontal members frame into all four sides of the joint.

Section A.6.2.3 refers to a joint where the width of the girder exceeds the corresponding column dimension. In that case, girder reinforcement not confined by the column reinforcement must be

provided lateral support either by a girder framing into the same joint or by transverse reinforcement.

15

A.6.3 — Shear strength

The requirements in Appendix A for proportioning joints are based on Reference A.9, in that behavioral phenomena within the joint are interpreted in terms of a nominal shear strength of the joint. Because tests of joints¹⁰ and deep beams¹¹ indicated that shear strength was not as sensitive to joint (shear) reinforcement as implied by the expression developed by ACI Committee 326¹² for beams and adopted to apply to joints by ACI Committee 352, it was elected to set the strength of the joint as a function of only the compressive strength of the concrete (Section A.6.3) and to require a minimum amount of transverse reinforcement in the joint (Section A.6.2).

A.6.4 — Development length of bars in tension

Minimum development length for deformed bars with standard hooks embedded in normalweight concrete is determined using Eq. (A-4). Eq. (A-4) is based on the requirements of Section 12.5. Because Appendix A stipulates that the hook is to be embedded in confined concrete, the coefficients 0.7 (for concrete cover) and 0.8 (for ties) have been incorporated in the constant used in Eq. (A-4). The development length that would be derived directly from Section 12.5 is increased to reflect the effect of load reversals.

The development length in tension for a reinforcing bar with a standard hook is defined as the distance, parallel to the bar, from the critical section (where the bar is to be developed) to a tangent drawn to the outside edge of the hook. The tangent is to be drawn perpendicular to the axis of the bar. (Fig. A-4)

Factors such as the actual stress in the reinforcement being more than the yield force and the effective development length not necessarily starting at the face of the joint are supposed to have been implicitly considered in the development of the expression for basic development length which has been used as the basis for Eq. (A-5).

For lightweight-aggregate concrete, the length required by Eq. (A-5) is to be increased by 25 percent to compensate for variability of bond characteristics of reinforcing bars in various types of lightweight-aggregate concrete.

Section A.6.4.2 specifies the minimum development length for straight bars as a multiple of the length indicated by Section A.6.4.1. Case (b) of Section A.6.4.2 refers to "top" bars.

If the required straight embedment length of a reinforcing bar extends beyond the confined vol-

ure of concrete (as defined in Sections A.3.3, A.4.4, or A.6.2), the required development length is increased on the premise that the limiting bond stress outside the confined region is less than that inside.

$$\ell_{dm} = 1.6(\ell_d - \ell_{dc}) + \ell_{dc} \quad (A)$$

or

$$\ell_{dm} = 1.6 \ell_d - 0.6 \ell_{dc} \quad (B)$$

The notation used in Eq. (A) and (B) is defined below.

- ℓ_{dm} = required development length if bar is not entirely embedded in confined concrete.
- ℓ_d = required development length for straight bar embedded in confined concrete (Section A.6.4.3).
- ℓ_{dc} = length of bar embedded in confined concrete.

Lack of reference to #14 and #18 bars in Section A.6.4 is due to paucity of information on anchorage of such bars subjected to load reversals simulating earthquake effects.

A.7 — Shear-strength requirements

A.7.1 — Design forces

In determining the equivalent lateral forces representing earthquake effects for the type of frames considered, it is assumed that frame members will dissipate energy in the nonlinear range of response. Unless a frame member possesses a strength that is a multiple, on the order of three to four, of the design forces, it must be assumed that it will yield in the event of the design earthquake. The design shear force must be a good approximation of the maximum shear that may develop in a member. Therefore, required shear strength for frame members is related to flexural strength of the designed member, rather than to factored shear force indicated by lateral-load analysis. Conditions described by Sections A.7.1.1 and A.7.1.2 reflect this requirement illustrated in Fig. A-5. Because girders are assumed to develop extensive nonlinear response, required shear strengths of the girders are determined using stresses in longitudinal reinforcement ($1.25 f_y$) which recognize the possibility of strain hardening.** Column design shears (Section A.7.1.2) are determined on the basis of limiting moments calculated from interaction diagrams. In both cases, strength-reduction factors are assumed to be unity.

Design shears for structural walls, trusses, and diaphragms are obtained from lateral-load analy-

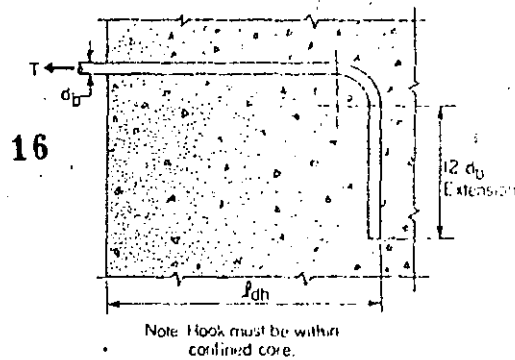


Fig. A-4 — Standard hook

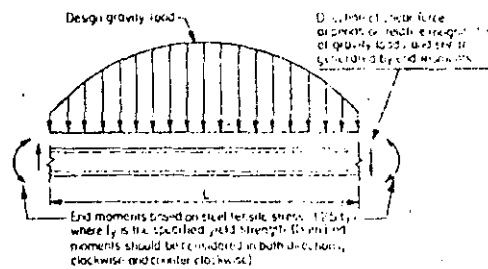


Fig. A-5 — Design shears for girders and columns

sis with the appropriate load factors. However, the designer should consider the possibility of yielding in components of such structures, as in the portion of a wall between two window openings, in which case the actual shear may be well in excess of the shear indicated by lateral-load analysis based on factored design forces.

The term "probable strength" in Section A.7.1 refers to moment strength calculated with $\phi = 1.0$ and $f_s = 1.25 f_y$.

A.7.2 — Transverse reinforcement in frame elements

Experimental studies of reinforced concrete members subjected to cyclic loading have demonstrated that more shear reinforcement is required to insure a flexural failure if the member is subjected to alternating nonlinear displac-

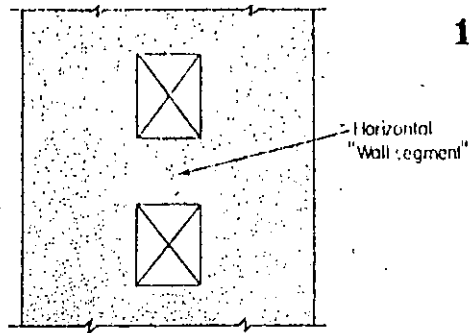


Fig. A-6 — Wall with openings

ments than if the member is loaded in one direction only; the necessary increase of shear reinforcement being higher in the case of no axial load.^{17,18} This observation is reflected in the specifications (Section A.7.2.1) by eliminating the term representing the contribution of concrete to shear strength. However, this stratagem, chosen for its relative simplicity, should not be interpreted to mean that no concrete is required to resist shear. On the contrary, it may be argued that the concrete core resists all the shear with the shear (transverse) reinforcement confining and thus strengthening the concrete. The confined concrete core plays an important role in the behavior of the beam and should not be reduced to a minimum just because the design expression does not recognize it explicitly.

Because spalling of the concrete shell is anticipated during strong motion, especially at and near regions of flexural yielding, all web reinforcement must be provided in the form of closed hoops as defined in Section A.7.2.2.

A.7.3 — Reinforcement in structural walls and diaphragms

Section A.7.3 is concerned with proportioning and detailing of structural walls and floor diaphragms which resist shear forces caused by earthquake motions. Shear-strength requirements for walls and diaphragms are identical. All references to walls in the following discussion should be understood to include diaphragms as well.

Section A.7.3 includes two procedures for determining shear strength of walls: A simple one (Section A.7.3.2) and one (Section A.7.3.3) which recognizes the higher shear strength of walls and wall segments with low ratios of height (h_w) to base length (l_w). If the engineer elects to use Section A.7.3.2, Section A.7.3.3 is to be ignored. Similarly, if Section A.7.3.3 is chosen, Section A.7.3.2 is to be ignored.

Eq. (A-6) in Section A.7.3.2 is given in terms of the net area of the section resisting shear. For a rectangular section without openings, the term A_w refers to the gross area of the cross-section rather than to the product of the width and the effective depth. The definition of A_w in Eq. (A-6) facilitates design calculations for walls with uniformly distributed reinforcement and walls with openings.

The only difference between Section A.7.3.2 and Section A.7.3.3, is in coefficient ϕ_v of Eq. (A-7). Recognizing the higher strength of "stubby" walls or walls with high shear-to-moments ratios^{17,18} coefficient ϕ_v varies from 3.0 for walls or wall segments with (h_w/l_w) ratios of 1.5 or less to the value used in Eq. (A-6) for (h_w/l_w) values equal to or exceeding 2.0.

The ratio (h_w/l_w) may refer to overall dimensions of a wall or of a segment of the wall bounded by two openings or an opening and an edge. The intent of Section A.7.3.4 is to make certain that any segment of a wall is not assigned a unit strength larger than that for the whole wall. However, a wall segment with a ratio of (h_w/l_w) higher than that of the entire wall must be proportioned for the unit strength associated with the ratio (h_w/l_w) based on the dimensions for that segment.

To restrain the inclined cracks effectively along their trajectories, reinforcement included in ϕ_v and ϕ_c should be appropriately distributed along the length and height of the wall (Section A.7.3.5). Chord reinforcement provided near wall edges in concentrated amounts for resisting bending moment is not to be included in determining ϕ_v and ϕ_c . Within practical limits, shear reinforcement distribution should be uniform and at a small spacing.

A wall segment refers to a part of a wall bounded by openings or by an opening and an edge. Traditionally, a "vertical" wall segment bounded, say, by two window openings has been referred to as a pier.

If the factored shear force at a given level in a structure is resisted by several walls or several piers of a perforated wall, the average unit shear strength assumed for the total available cross-sectional area is limited to $8\sqrt{f'_c}$ with the additional requirement that the unit shear strength assigned to any one pier does not exceed $10\sqrt{f'_c}$. The upper bound of strength to be assigned to any one member is imposed to limit the degree of redistribution of shear force.

"Horizontal wall segment" in Section A.7.3.7 refers to wall sections between two vertically aligned openings (Fig. A-6). It is, in effect, a pier rotated through 90 deg.

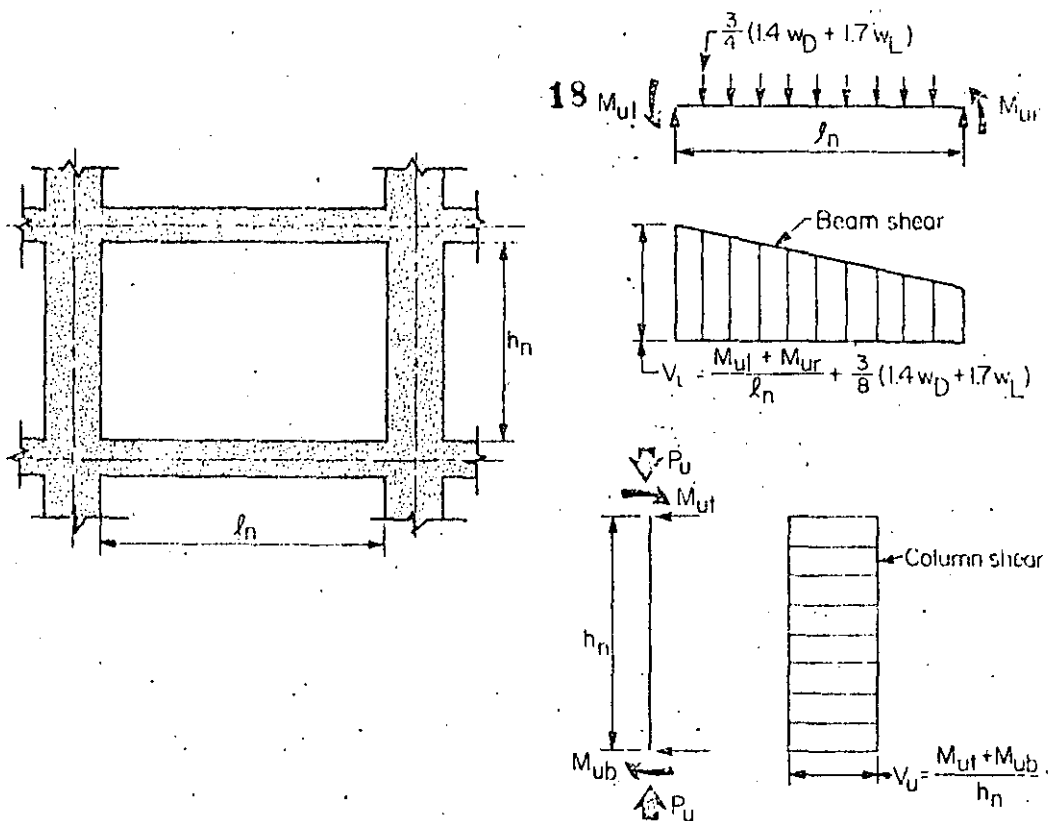


Fig. A-7 — Design shears for frames in regions of moderate seismic risk (Section A.9)

A.8 — Frame elements not proportioned to resist forces induced by earthquake motions

The intent of Section A.8.1 is to insure that the parts of the structural system, designed for gravity loading only, will continue to be functional at lateral displacements for which the lateral-force resisting system has been designed. Consequently, the gravity-load system need only accommodate the specified lateral displacements without reduction in gravity-load carrying capacity. Reduction in flexural stiffness of reinforced concrete members of the gravity-load system may be recognized in calculations. It is not necessary to reinforce the gravity-load system for moments related to lateral forces, provided adequate confinement is provided in regions where plastic hinges may form.

A.9 — Requirements for frames in regions of moderate seismic risk

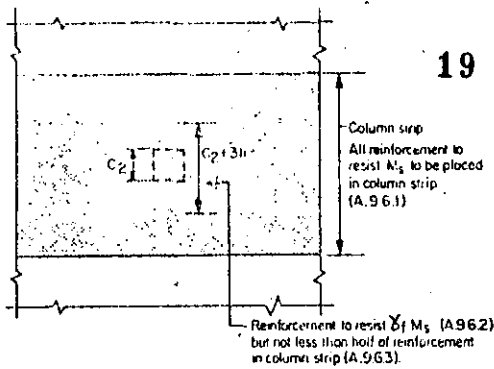
In regions of moderate seismic risk, Appendix A applies only to reinforced concrete frames proportioned to resist earthquake effect. There are

no special requirements for walls and other structural components (Table A-1). It is anticipated that reinforced concrete walls designed in accordance with the main part of the ACI Building Code will possess sufficient toughness at the low drift levels which they would be likely to attain in regions of moderate seismicity. The requirements for moderate-risk zones are based on the presumption that a region will be included in that zone only if it is known with reasonable confidence that the probable earthquake intensity in that region is a fraction of that in a high-risk zone.

The objective of the requirements in Section A.9.3 is to reduce the risk of failure in shear during an earthquake. The designer is given two options by which to determine the factored shear force.

According to option (a) of Section A.9.3, the factored shear force is determined from the nominal moment strength of the member and the gravity load on it. Examples for a beam and a column are illustrated in Fig. A-7.

To determine the maximum beam shear, it is assumed that its nominal moment strengths ($\phi =$



Note: Applies to both top and bottom reinforcement.

Fig. A-8 — Location of reinforcement in slabs

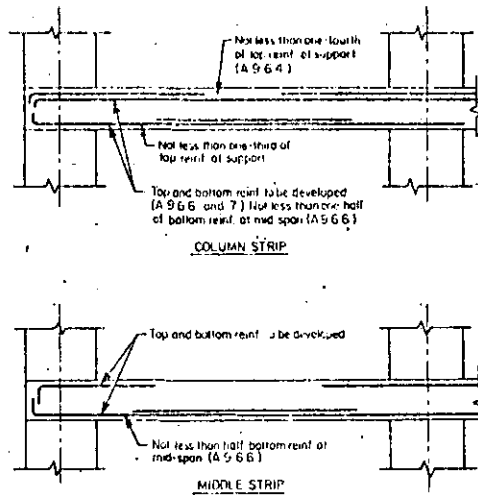


Fig. A-9 — Arrangement of reinforcement in slabs

1.0) are developed simultaneously at both ends of its clear span. As indicated in Fig. A-7, the shear associated with this condition $((M_u + M_u)/2)$ added algebraically to the effect of the factored gravity loads indicates the shear for which the beam must be designed. For this example, both the dead load, w_d , and the live load, w_l , have been assumed to be uniformly distributed.

Determination of the specified design shear for a column is also illustrated for a particular example in Fig. A-7. The factored design axial load, P_u , must be chosen to develop the largest moment strength of the column.

In all applications of option (a) of Section A.9.3, shears must be calculated for moment, acting clockwise and counter-clockwise. Fig. A-7 dem-

onstrates only one of the two conditions which must be considered for every member.

Option (b) bases V_u on the load combination including the earthquake effect, E . It should be emphasized that it is E which must be doubled. For example, the load combination defined by Eq. (9-2) would be:

$$U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 3.74E)$$

where E is the value specified by the governing code.

The three articles of Section A.9.4 contain requirements for providing beams with a threshold level of toughness. It is expected that in most cases stirrups required by Section A.9.3 for design shear force will be more than those required by Section A.9.4. Requirements of Section A.9.5 serve the same purpose for columns.

Section A.9.6 is intended to apply to two-way slabs without beams (such as flat slabs).

It should be noted that using load combinations defined by Eq. (9-2) and (9-3) may result in moments requiring both top and bottom reinforcement at the supports.

The moment M_u refers, for a given design load combination with E acting in one horizontal direction, to that portion of the factored slab moment which is balanced by the supporting members at a joint. It is not necessarily equal to the total design moment at support for a load combination including earthquake effect. In accordance with Section 13.3.4.2, only a fraction (γM_u) of the moment M_u is assigned to the slab effective width.

Application of the various articles of Section A.9.6 are illustrated in Fig. A-8 and A-9.

REASON: Appendix A addressing the Code special provisions for earthquake resistance is a complete revision to reflect an overall update to the current state-of-knowledge for design and detailing monolithic reinforced concrete structures for earthquake resistance, including new reinforcement detailing requirements for certain earthquake resisting systems located in regions of moderate seismic risk (Section A.9).

References

A.1. "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary," Structural Engineers Association of California, San Francisco, 1960, 21 pp.
 A.2. Applied Technology Council, "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings," Special Publication No. 510, U.S. National Bureau of Standards, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., 1978, 504 pp.
 A.3. Blume, John A.; Newmark, Nathan M.; and Corning, Leo H., "Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions," Portland Cement Association, Skokie, 1961, 318 pp.
 A.4. Clough, Ray W., "Dynamic Effects of Earthquakes," Proceedings, ASCE, V. 86, 514, Apr. 1960, pp. 49-65.

A.5. Housner, C. W., "Limit Design of Structures to Resist Earthquakes," *Proceedings, World Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, 1958*, pp. 51-1 to 5-13.

A.6. Gulkan, Pelat, and Sozen, Mete A., "Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 71, No. 12, Dec. 1974, pp. 604-610.

A.7. "Earthquake-Resistant Design Requirements for VA Hospital Facilities," Office of Construction, Veterans Administration, Washington, D.C., Mar. 1975.

A.8. ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures," (ACI 325R-76), American Concrete Institute, Detroit, 1976, 19 pp.

A.9. Hirose, M., "Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members," *Report No. 76*, Building Research Institute, Ministry of Construction, Tokyo, Mar. 1977 (in Japanese). Also, data summarized in Civil Engineering Studies, *Structural Research Series No. 452*, University of Illinois, Urbana, 1978.

A.10. Richart, F. E.; Brandtzaeg, A.; and Brown, R. L., "The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression," *Engineering Experiment Station Bulletin No. 190*, University of Illinois, Urbana, Apr. 1929, 74 pp.

A.11. Burdette, Edwin G., and Hilsdorf, Hubert K., "Behavior of Laterally Reinforced Concrete Columns," *Proceedings, ASCE*, V. 97, S12, Feb. 1971, pp. 587-602.

A.12. Roy, H. E. H., and Sozen, Mete A., "Ductility of Concrete," *Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, SP-12, American Concrete Institute, Detroit, 1965, pp. 213-235.

A.13. Sheikh, Shamim A., and Uzumeri, Sukru M., "Strength and Ductility of Tied Concrete Columns," *Proceedings, ASCE*, V. 106, ST5, May 1980, pp. 1079-1102.

A.14. Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O., "The Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *CEISRL Report No. 77.1*, University of Texas, Austin, Jan. 1977.

A.15. Popov, E. P.; Bertero, V. V.; and Krawinkler, H., "Cyclic

Behavior of Three R/C Flexural Members with High Shear," *EEERC Report No. 72-5*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Oct. 1972.

A.16. Wight, James K., and Sozen, Mete A., "Shear Strength Decay of RC Columns Under Shear Reversals," *Proceedings, ASCE*, V. 101, ST5, May 1975, pp. 1053-1065.

A.17. ACI-ASCE Committee 326, "Shear and Diagonal Tension," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 59, No. 1, Jan. 1962, pp. 1-30; No. 2, Feb. 1962, pp. 277-334; and No. 3, Mar. 1962, pp. 352-396.

A.18. ACI Committee 408, "Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension," (ACI 408.1R-79), American Concrete Institute, Detroit, 1979, 3 pp.

A.19. Barda, Felix; Hanson, John M.; and Corley, W. Gene, "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements," *Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones*, SP-53, American Concrete Institute, Detroit, 1977, pp. 149-202.

A.20 *Uniform Building Code*, International Conference of Building Officials, Whittier, 1982, 760 pp.

The foregoing proposed revisions to the Building Code were submitted to letter ballots of ACI Committee 318 on an item-by-item basis. During the period, the committee membership varied in number from 37 to 39. All of the above items were approved by the necessary two-thirds vote. The proposed Code changes have been processed in accordance with the Institute's standardization procedure and have been approved for publication and discussion with a view to their being submitted to letter ballot of the Institute membership for consideration as revisions to ACI 318-77.

The Commentary revisions as reported by Committee 318 were also submitted to letter ballots of the committee on an item-by-item basis. During the period, the committee membership varied in number from 37 to 39. All of the Commentary items were approved by at least a two-thirds vote.

Discussion closes March 1, 1983, and will be published in the June, 1983 issue of *Concrete International, Design & Construction*.

ACI Committee 318

Proposed Revisions to: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77) and Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77)

Chester P. Siess
Chairman

Gerald B. Neville
Secretary

Claude J. Baker
William C. Black
Eugene H. Boeke, Jr.
Kenneth B. Bondy
John E. Breen
James R. Cagley
T. Z. Chastain
W. Gene Corley
William D. Cromartie
Noel J. Everard
Phil M. Ferguson
Clifford L. Freyermuth

Richard D. Gaynor
Jacob Grossman
C. Raymond Hays
Edward S. Hoffinan
Eugene P. Holland
William W. Hotaling, Jr.
Francis J. Jacques
Daniel P. Jenny
Ib Falk Jorgensen
Fritz Kramrisch
James Letter
James G. MacGregor
Alan H. Matlock

Edward O. Pfrang
Clarkson W. Pinkham
Stanley Prill
Richard A. Ramsey
Paul F. Rice
Francisco Robles
Charles G. Salmon
Mete A. Sozen
Harry Stavrides
J. D. Sykes, Jr.
George Winter
Loring A. Wyllie, Jr.

Consulting Members

Edward Cohen

William V. Wagner, Jr.

Liaison Members

David E. Allen
Jesus H. Arango
Aibin Bao
Culberto Diaz-Gomez

Carlos E. Duvoy
Cesar Hernandez
Peter Lenkei

R. J. W. Milne
Hajime Okamura
Yves Saillard
Mark D. Turner



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA

EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO
COMPORTAMIENTO INELÁSTICO Y DUCTILIDAD

ING. JOSÉ L. SÁNCHEZ M.

OCTUBRE, 1984

COMPORTAMIENTO INELASTICO Y DUCTILIDAD

En el dimensionamiento de estructuras ante las sollicitaciones que impone un movimiento sísmico no es conveniente, y a menudo ni siquiera posible, proporcionar la resistencia necesaria para que se mantenga un comportamiento totalmente elástico durante todo el movimiento.

Es por ello que la estructura requiere contar con cierto grado de ductilidad para que las deformaciones inelásticas sean aceptables.

Los conceptos de resistencia y ductilidad son importantes en el análisis inelástico de estructuras y en el estudio del comportamiento sísmico de sistemas estructurales.

En el simul simplista de la figura 1 puede identificarse el significado de algunos de los conceptos más importantes que intervienen en el rango de comportamiento inelástico de una estructura.

Se muestra el comportamiento de una probeta a tensión; la prueba se realiza con dos aceros con distintas resistencias, P_{y1} y P_{y2} , que quedan definidas en el momento en que se inicia, para cada uno de ellos, la fluencia del material.

Al actuar la sollicitación P se presenta una deformación δ . La deformación inelástica requerida en cada una de las probetas, $(\delta - \delta_{y1})$ ó $(\delta - \delta_{y2})$ constituye la demanda de ductilidad del sistema.

La primera probeta falla con una deformación δ_{n1} , la segunda con δ_{n2} , las deformaciones inelásticas correspondientes, $(\delta_{n1} - \delta_{y1})$ ó $(\delta_{n2} - \delta_{y2})$ constituyen, para cada una de ellas, la ductilidad disponible.

Es evidente que la ductilidad disponible debe ser mayor que la demanda de ductilidad.

La relación entre la máxima deformación inelástica y la deformación al inicio de la fluencia es el Factor de ductilidad.

En estructuras complejas la demanda de ductilidad podría determinarse, teóricamente al menos, mediante un análisis sísmico inelástico; para ello se requeriría, como dato, la rigidez en cada instante durante el movimiento, ya que esta es variable fuera del rango elástico, esta información podría obtenerse de un diagrama de histéresis que establece la relación carga-deformación cuando la estructura se somete a ciclos de carga y descarga similares a los que provoca el movimiento.

Con diagramas de histéresis sumamente simplistas se han realizado análisis de este tipo que, si bien no se justifican para el diseño práctico de estructuras, han permitido establecer conclusiones de tipo general, que permiten fijar criterios razonables de diseño.

La ductilidad disponible podría definirse a partir del mecanismo de falla de la estructura, al que se llegaría mediante la formación sucesiva de articulaciones plásticas, en los lugares más esforzados, a medida que la carga y la deformación se incrementan,

Las primeras articulaciones plásticas giran hasta que se presenta la última necesaria para convertir a la estructura en un mecanismo, es evidente, entonces, que algunas zonas se deforman más que otras y deben soportar deformaciones inelásticas importantes, sin fallar,

Si alguna zona fallará localmente al no poder admitir las deformaciones que se le imponen, esta falla fijaría la ductilidad disponible del conjunto.

Se definen así, durante el comportamiento inelástico de una estructura, la ductilidad total o de conjunto, la ductilidad de piso y la ductilidad local, dependiendo de cual sea la situación a que se llega en cada caso particular.

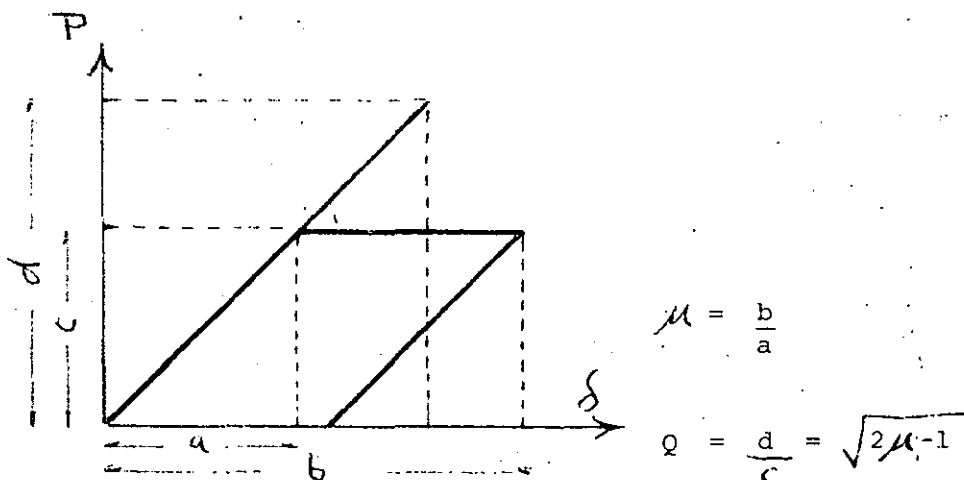
Las dificultades de realizar un análisis inelástico son claras, es por ello que se han buscado métodos simplificadorios que permitan obtener resultados aceptables partiendo de los que se obtengan de un análisis convencional elástico.

Entre estas simplificaciones se han manejado principalmente dos; una de ellas se basa en la hipótesis de que la energía disipada por el sistema debería ser la misma bien se comporte elásticamente o no; la otra se basa en suponer que la deformación máxima que adquiere el sistema es la misma independientemente de que su comportamiento sea elástico ó inelástico.

Aunque el primer criterio pudiera parecer más lógico, el segundo concuerda bien con lo observado en estructuras típicas.

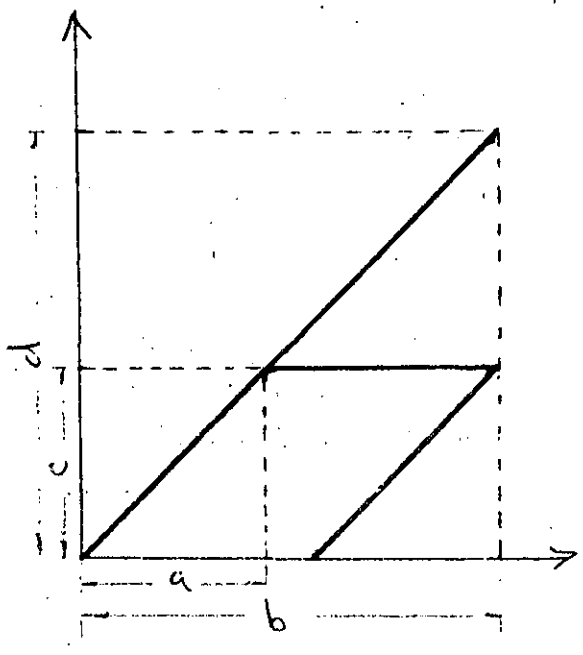
En ambos casos el método consiste en reducir los resultados correspondientes a las fuerzas que se presentan en el sistema según un análisis elástico, dividiéndolas entre un factor que se define como el coeficiente de ductilidad.

En las figuras siguientes se muestran gráficamente ambos criterios y el valor que el coeficiente reducción alcanza en cada uno de ellos.



criterio de igual energía

Figura 2



$$\mu = \frac{b}{a}$$

$$Q = \mu = \frac{d}{c}$$

Intero de Igual desplazamiento
Figura 3

El Reglamento para las construcciones en el D.F., utilizan el segundo criterio, dando el valor de Q para los sistemas estructurales que se presentan más frecuentemente.

El desplazamiento elástico, se supone, es también el inelástico; este desplazamiento se limita a valores máximos admisibles por condiciones de servicio, con lo que se fija también indirectamente un límite a la ductilidad que se demanda. Los desplazamientos entre niveles se limitan también y se fijan relaciones entre las resistencias de los distintos elementos para que no se exijan ductilidades locales excesivas.

DUCTILIDAD DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO SUJETOS A FLEXION.

La ductilidad se mide con la relación de la deformación última a la que corresponde al inicio de la fluencia.

En una pieza a flexión, la curvatura correspondiente al inicio de la fluencia se suele determinar bajo la hipótesis de que hasta ese momento el comportamiento del concreto es elástico lineal, lo que es bastante aproximado para valores del esfuerzo menores a 0,7 f'c

La curvatura correspondiente al momento último depende de la profundidad del eje neutro $c = \frac{a}{\beta_1}$

se toma normalmente igual a 0.8 y el valor de a depende de que, bajo la deformación última que acepta el concreto, el acero de compresión fluya o nó.

En el primer caso
$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0.85 f'_c b}$$

En el segundo el valor de a puede obtenerse de la ec. :

$$\frac{1}{2} \left(\frac{a}{d} \right)^2 + \frac{a}{d} \left(\frac{\rho' E_c E_s - \rho f_y}{1.7 f'_c} \right) - \frac{\rho' E_c E_s \beta_1 d'}{1.7 f'_c d} = 0$$

Por lo que se refiere a E_c se ha propuesto, por evidencia experimental:

$$E_c = 0.003 + 0.02 \frac{b}{\delta} + 0.2 \rho_s$$

En que:

δ es la distancia de la sección crítica al punto de la inflexión, b el ancho de la pieza y ρ_s la relación del volumen de refuerzo transversal al volumen del núcleo.

DEFORMACIONES POR FLEXION

Las deformaciones por flexión se calculan a partir de la relación Momento - corvatura y el diagrama de momentos

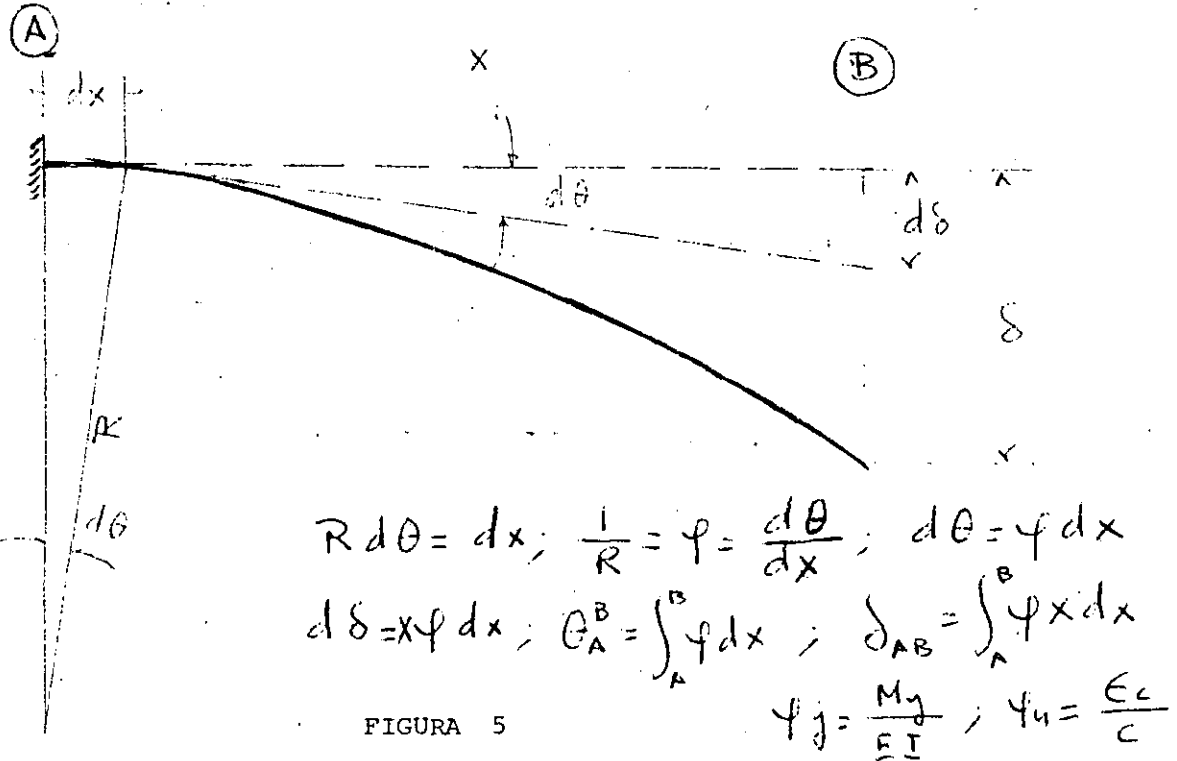
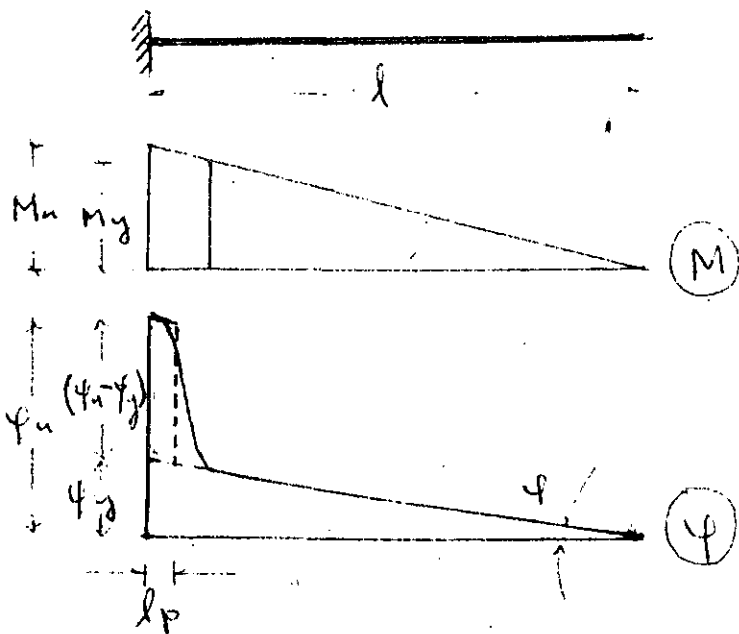


FIGURA 5



$$\theta_{AB} = \theta_e + \theta_r = \psi_j \frac{l}{2} + (\psi_u - \psi_j) l_p$$

$$\delta_{AB} = \psi_j \frac{l}{2} \frac{2}{3} l + (\psi_u - \psi_j) l_p \left(l - \frac{l_p}{2} \right)$$

FIGURA 6

Para valorar la rigidez a la flexión EI , debe tenerse en cuenta que parte del concreto a lo largo de la pieza está agrietado.

La rigidez se encuentra entre la que correspondería a la sección -- agrietada y la que corresponde a la que no lo está.

El ACI propone la siguiente impresión empírica:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right) I_g + \left[1 - \left[\frac{M_{cr}}{M_a} \right]^2 \right] I_{cr}$$

M_{cr} = Momento de agrietamiento.

M_a = momento ~~de~~ actuante

I_g = momento de inercia de la sección bruta

I_{cr} = momento de inercia de la sección agrietada.

El factor de ductilidad para un cantiliver será:

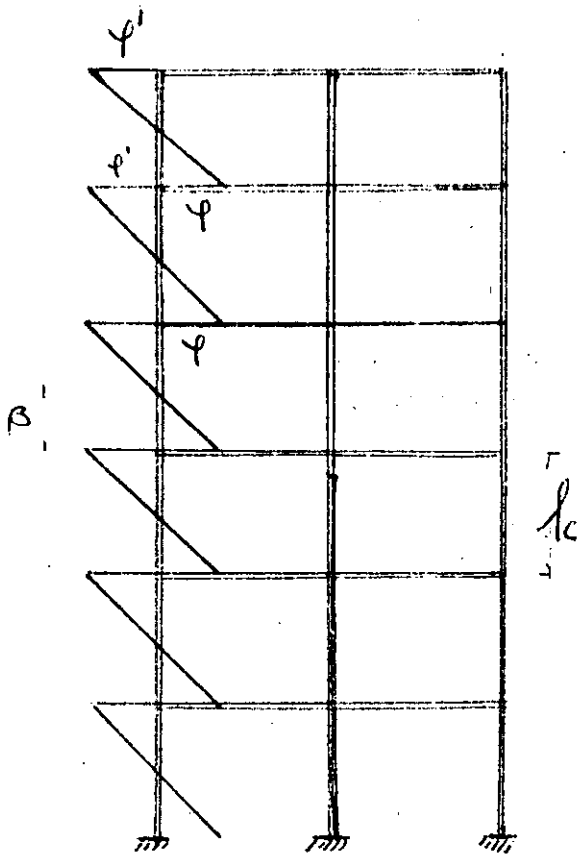
$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = 1 + \left(\frac{y_u - y_y}{y_y} \right) \frac{I_p (1 - 0.5 I_p)}{I^2 / 3}$$

Si se quiere tener un factor de ductilidad de 4 se requerirá la siguiente ductilidad de curvatura :

l/l_p	0.1	0.2	0.5
y_u/y_y	10.5	5.6	3.9

De una manera análoga podría determinarse el factor de ductilidad de un marco, dependiendo de las características de su mecanismo de colapso.

En el momento de que se llega a la primera fluencia del marco, la distribución de curvaturas en él es como sigue:



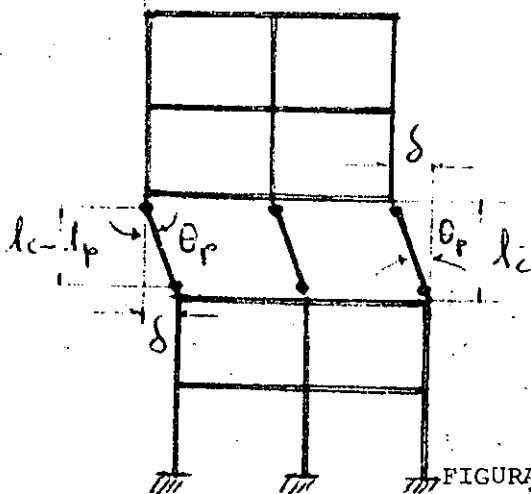
La deformación lateral en cualquier nivel se puede calcular tomando momentos con respecto a ^{ese} nivel del diagrama de curvatura abajo de él.

$$\delta_y = \frac{l_c^2}{6} \sum_{i=1}^r \frac{\varphi_i}{\beta_i} [6\beta_i(r-i+0.5) - 3(r-i) - 1]$$

FIGURA 7

A partir del momento en que se llega a δ_y ocurre una deformación adicional bajo carga constante por deformación plástica en las secciones críticas de las columnas, en el piso crítico.

Para el llamado mecanismo de colapso de columna, en el caso de que -- los dos extremos de la columna sean iguales, se tiene

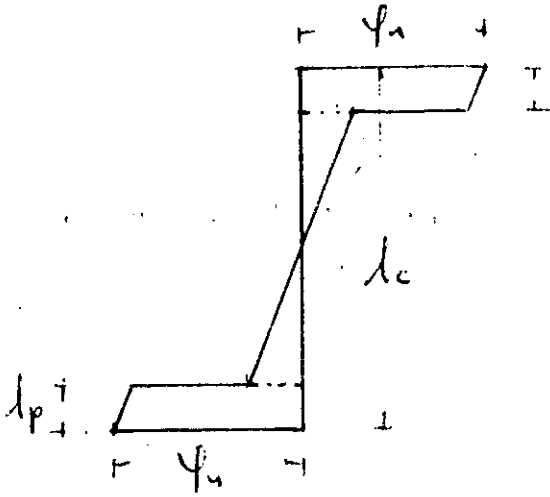


$$\delta_u = \delta_y + \theta_p (l_c - l_p)$$

$$M = 1 + \frac{\theta_p (l_c - l_p)}{\delta_y}$$

FIGURA 8

El diagrama de curvatura en la columna es;



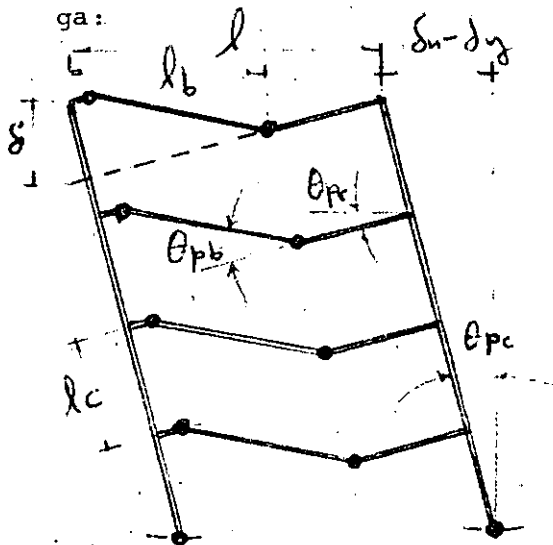
La rotación de la articulación plástica que define la ductilidad será:

$$\theta_p = (\psi_u - \psi_l) l_p$$

FIGURA 9

Si se quiere un $\mu = 4$ y se considera $l_p = 0.7 h$ y $l_c = 8 h$, siendo h el peralte de la columna, se puede establecer que $\frac{\psi_u}{\psi_l} = 12.5 r - 3.2$ lo que da para un edificio de 10 plantas 122 aprox.

Para el caso en que el mecanismo de colapso sea del tipo llamado de viga:



$$\theta_{pc} = \frac{\delta_u - \delta_y}{r l_c}; \quad r = n^{\circ} \text{ de niveles}$$

$$\delta = l \theta_{pc} = l_b \theta_{pb}$$

Sustituyendo el valor de θ_{pc}

$$\theta_{pb} = \frac{l}{l_b} \frac{\delta_u - \delta_y}{r l_c}$$

$$\therefore \delta_u = \delta_y + \frac{r l_c l_b}{l} \theta_{pb}$$

FIGURA 10

$$\mu = 1 + \frac{r l_c l_b}{l \delta_y} \theta_{pb}$$

$$\theta_{pb} = (\psi_{ub} - \psi_{yb}) l_{pb}$$

Si se quiere, en este caso, $\mu = 4$, considerando por ejemplo $l = 8d$ siendo d el peralte de la viga y $l_b = \frac{2}{3} l$; $l_p = 0.7d$

$$\text{para } r = 3, \quad \psi_u / \psi_y = 16$$

$$\text{para } r = 10, \quad \psi_u / \psi_y = 18$$

El factor de ductilidad en términos de la articulación en la base de la columna del primer piso es :

$$\mu = 1 + r l_c \frac{\theta_{pc}}{\delta_y}$$

$$\theta_{pc} = (\psi_{uc} - \psi_{yc}) l_{pc}$$

Para obtener $\mu = 4$ cuando $r = 10$ se requiere

$$\frac{\psi_{uc}}{\psi_{yc}} \text{ de } 12$$

Es evidente que es preferible el mecanismo de viga, para ello se deben hacer las columnas suficientemente rígidas y las bases de las columnas detallarse cuidadosamente para que pueda asegurarse la rotación plástica requerida.

En general se recomienda que la ductilidad de curvatura debe ser del orden de 4 veces las que corresponden al factor de ductilidad requerida.

$$\frac{\psi_u}{\psi_y} > 4, \mu$$

Edificios de Concreto Reforzado
Interacción suelo Estructura

José L. Sánchez M.

INTERACCION SUELO ESTRUCTURA

Las características del suelo sobre el que se desplanta un edificio influyen tanto en el diseño de su estructura como en el de su cimentación. Para tener en cuenta este problema se han propuesto una gran cantidad de modelos distintos.

En nuestro medio ha sido Leonardo Zeevaert quien, ordenando los elementos que intervienen en el problema, ha propuesto métodos prácticos de solución y ha abierto el camino para el desarrollo de nuevos estudios al respecto.

Se requiere establecer el efecto de las características del suelo en el comportamiento de la estructura y su cimentación tanto ante cargas gravitacionales como ante la acción sísmica (fig. 1).

Es común estudiar primero el efecto de la carga vertical permanente, para ello, la estructura y su cimentación pueden suponerse apoyados en una serie de soportes interdependientes que idealizan el suelo. Se debe obtener la rigidez de cada uno de esos soportes ya que su determinación, que de hecho constituye el problema de interacción, permite transformar el modelo descrito en otro atacable con métodos standard de análisis estructural (fig. 2).

Para ello pueden encontrarse, primero, coeficientes de influencia de esfuerzos, esto es, los esfuerzos que ocurren en distintos lugares del subsuelo cuando en una zona de la superficie se aplica un esfuerzo unitario (I_{ji}^N : esfuerzo bajo el punto j , en el estrato N , cuando en el punto i de la superficie se aplica una presión unitaria).

Conocidos estos esfuerzos puede determinarse la deformación de un estrato bajo un punto, multiplicándolo por un coeficiente α^N (coeficiente de deformación volumétrica del estrato N) $\Delta\delta_{ji} = \alpha^N I_{ji}^N$. El hundimiento total, debido a la presión unitaria, será la suma de todos los estratos bajo él, esto es: $\delta_{ij} = \sum I_{ji}^N \alpha^N$. Como las presiones no son unitarias sino que tienen un valor q_i y actúan simultáneamente en todos los puntos i , el hundimiento de un punto j será la suma de los hundimientos producidos por cada presión unitaria δ_{ij} por el valor de la presión q_i correspondiente; $\delta_j = \sum \delta_{ji} q_i$.

El conjunto de todos los δ_{ji} es la matriz EMA que permite el cálculo de los hundimientos (fig. 3).

Los valores de las constantes de rigidez se encuentran mediante el procedimiento iterativo de la fig. 4 y con ellos se puede proceder al análisis estructural que proporcione los elementos para el dimensionamiento tanto -

de la estructura como de su cimentación (fig. 2).

Un estudio similar puede hacerse para determinar las características de los soportes horizontales que idealizan el suelo y definen su respuesta ante fuerzas sísmicas ---- (fig. 7), en este caso debe tenerse en cuenta que, durante un sismo, mientras el suelo se desplaza en una dirección, la fuerza cortante con que responde el edificio se presenta en sentido contrario (fig. 6). El parámetro del suelo que se debe conocer es M_e , módulo de deformación horizontal que Zeevwest obtiene en función del módulo de elasticidad dinámico al esfuerzo cortante.

Determinados los soportes que pueden idealizar al -- suelo tanto en el sentido vertical como horizontal puede - procederse al análisis sísmico dinámico del conjunto suelo estructura.

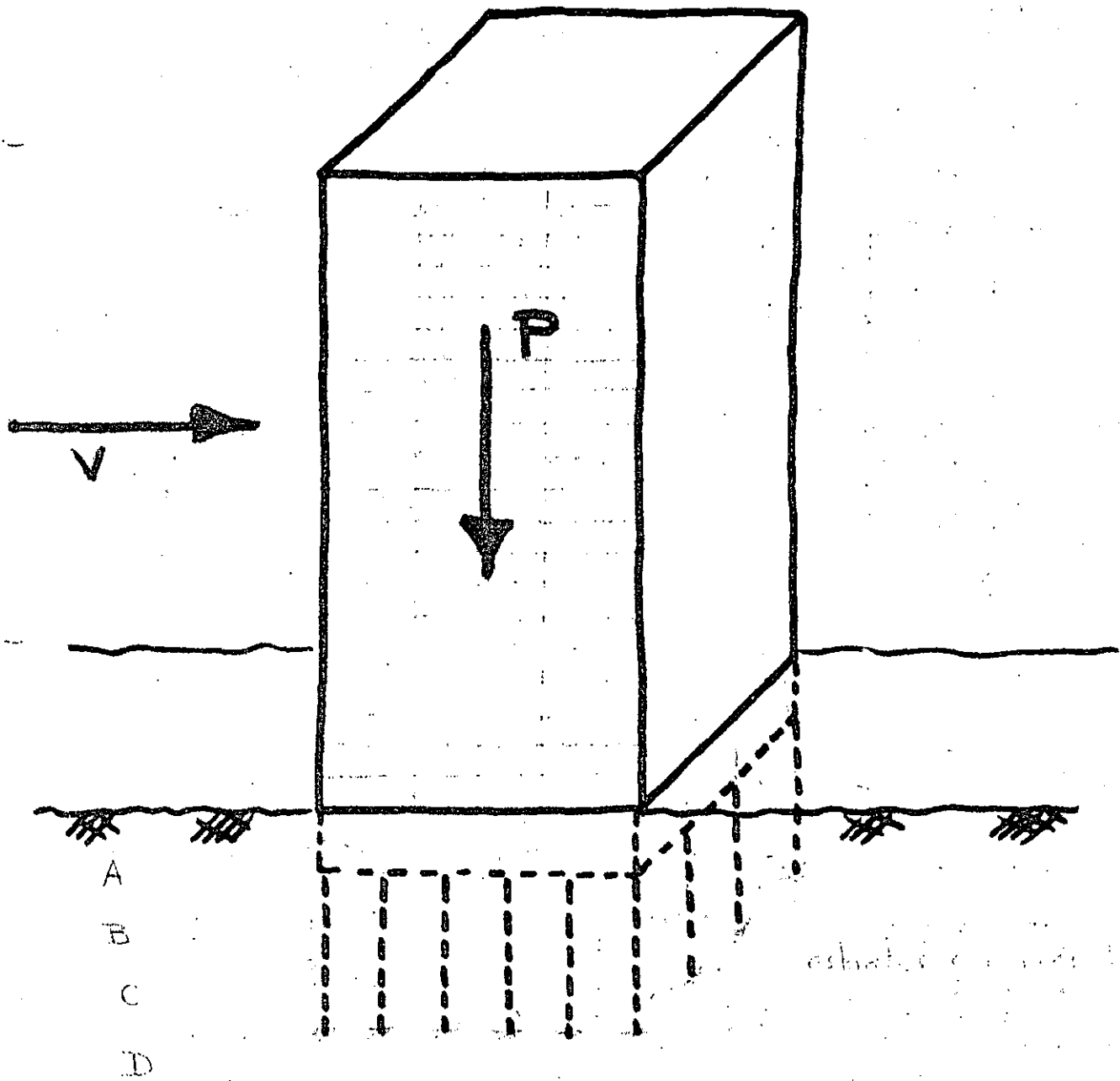
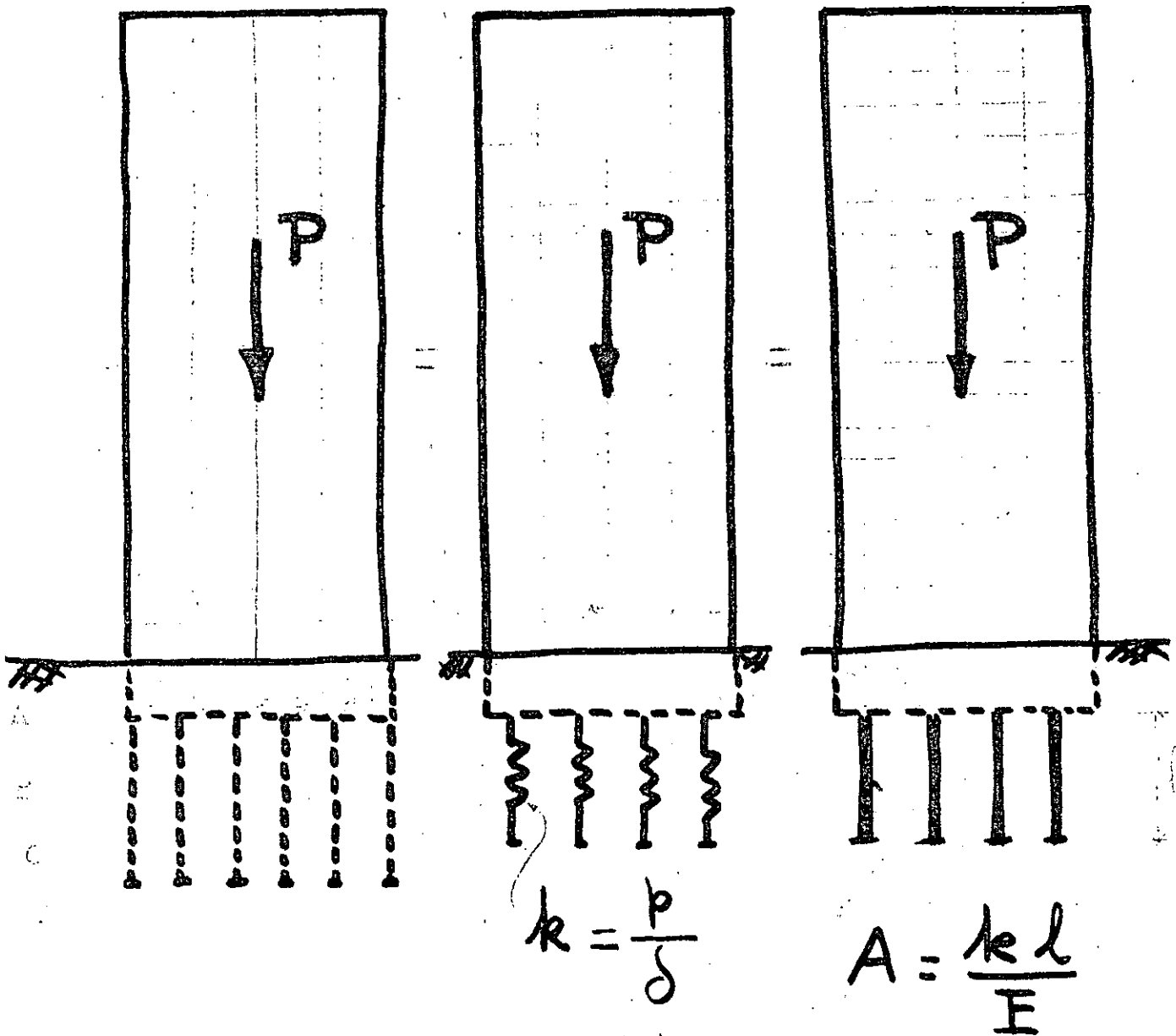


FIG. 1

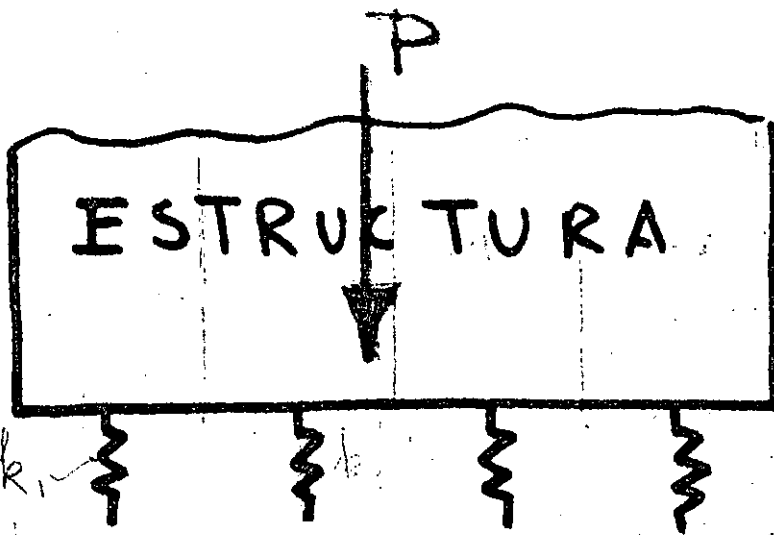
CARGA VERTICAL

16



Modelos analíticos

FIG. 2



$q = 1$
PUNTO ESTRATO

	1	2	3	4
A	I_{11}^A	I_{21}^A	I_{31}^A	
B	I_{11}^B	I_{21}^B	I_{31}^B	
C	I_{11}^C	I_{21}^C	I_{31}^C	

COEFICIENTES DE INFLUENCIA

α

α^A

α^B

α^C

I_{ji}^2

$$\Delta \delta_{ji} = \alpha^N I_{ji}^N$$

$$\delta_{ji} = \sum I_{ji}^2 \alpha^N$$

$$|\delta_{ji}| = |I_{ji}^2| |\alpha|$$

$$\delta_j = \sum \delta_{ji} q_i$$

$$|\delta_j| = |\delta_{ji}| |q_i|$$

DEFORMACION DE UN EST. POR UNA PRESION 1

DEFORMACION DE UN PUNTO POR UNA PRESION 1

MATRICIALMENTE

DEFORMACION DE UN PUNTO POR TODAS LAS CARGAS

MATRICIALMENTE (EMA)

- 1.- Suponer k
- 2.- Analizar y encontrar fuerzas en resortes
- 3.- Encontrar q
- 4.- Aplicar EMA
- 5.- Calcular k y comparar con k supuesto.
- 6.- Regresar a 1 las veces necesarias para que 2 k s consecutivos coincidan.

CARGA VERTICAL + ¹⁹SISMO

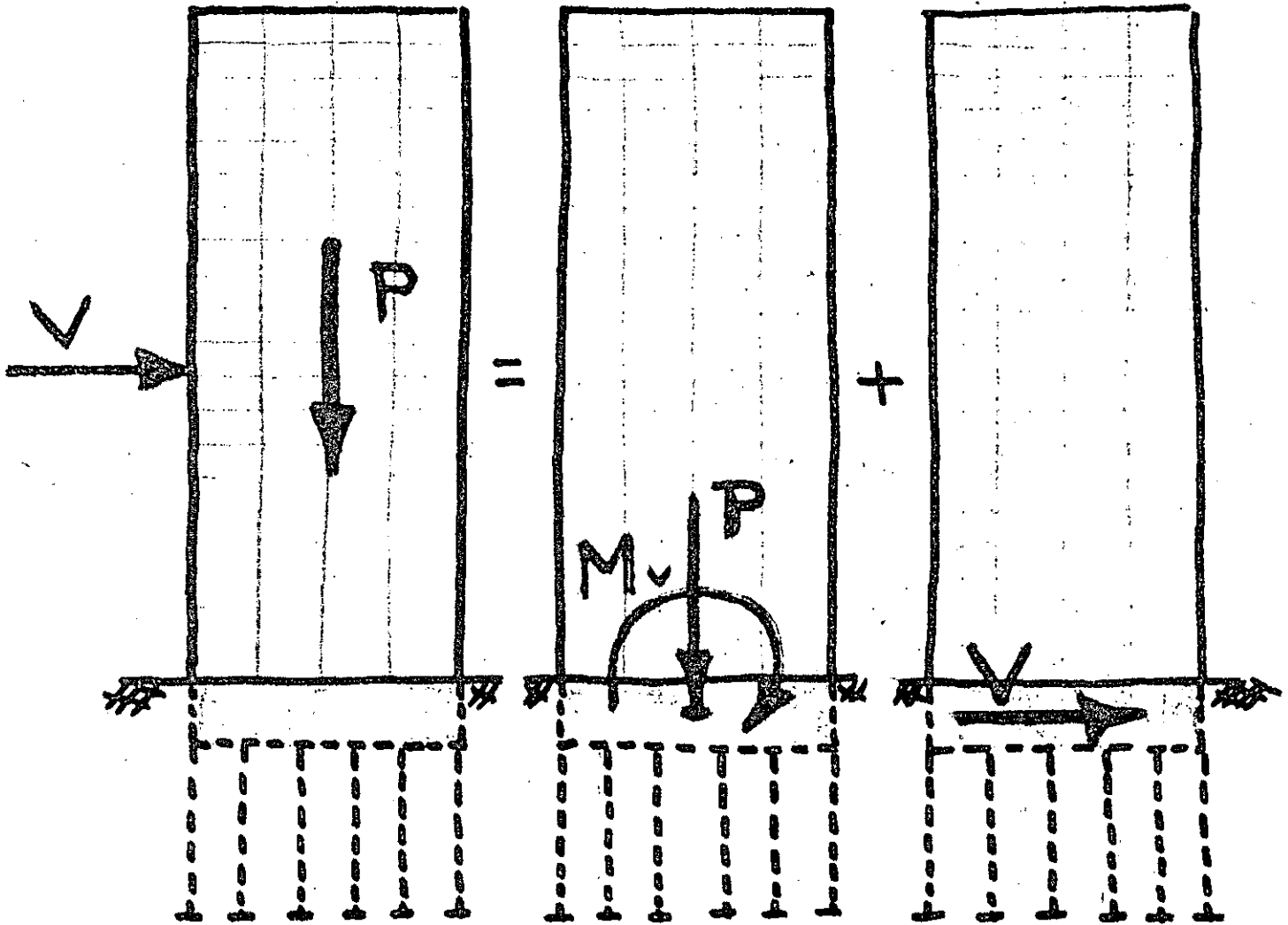
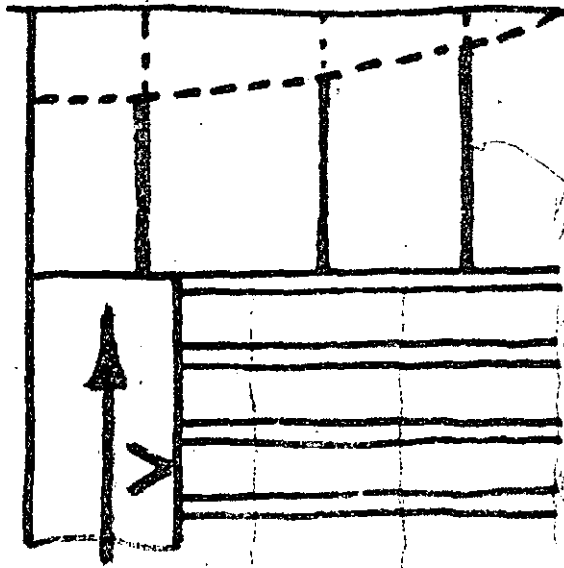
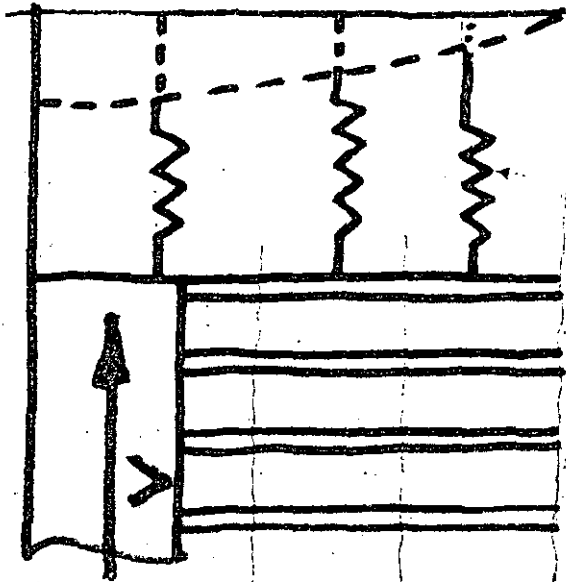
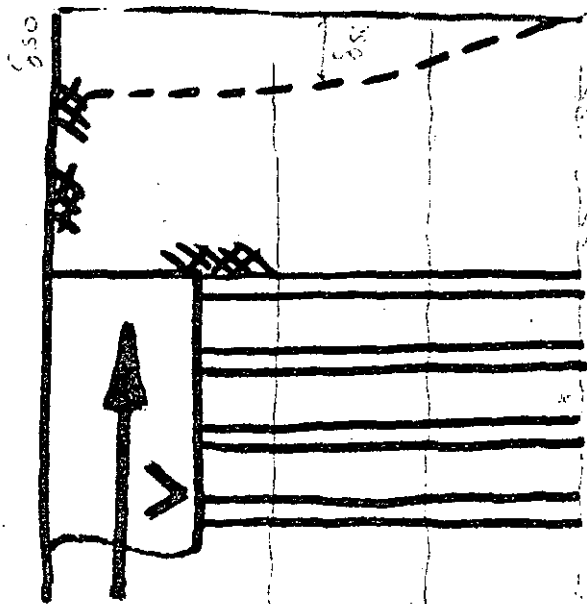


FIG. 5



20

$$R = \frac{P}{S}$$

$$A = \frac{AE \delta}{E}$$

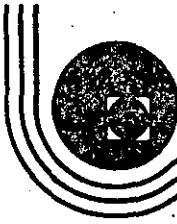
$$\delta_{50} = \sum \frac{PL}{AE}$$

δ_{50} = deflection measured at 50%

$T = \frac{PL}{AE} = \text{spring constant } k$ (the more springs in parallel, the stiffer the spring)

$$\delta_{50} = \sum \frac{PL}{k} = \sum \frac{PL}{\frac{AE}{L}}$$

FIG. 6



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA.

EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

A N E X O II

ING. JOSÉ L. SÁNCHEZ M.

OCTUBRE, 1984

3

diseño: consideraciones generales

Luis Esteve

3.1 NATURALEZA Y OBJETIVOS DEL DISEÑO POR SISMO

El diseño en ingeniería tiene sus raíces en la necesidad social de optimizar. Esto implica considerar líneas alternativas de acción, evaluar sus consecuencias y hacer la mejor elección. En la ingeniería sísmica cada línea posible de acción incluye la adopción de un sistema estructural y un criterio de diseño sísmico, mientras que la evaluación de las consecuencias implica estimar la respuesta estructural y, consecuentemente, el costo esperado del daño. La elección se basa en la comparación de costos iniciales, de mantenimiento y de reparación para las varias alternativas. Aunque a los autores de los reglamentos de diseño tales conceptos puedan parecer obvios, éstos no siempre se encuentran asentados explícitamente en tales reglamentos ni presentes en la mente de aquéllos que aplican prescripciones de diseño a problemas prácticos. Igualmente ocultas dentro de las reglamentaciones para el diseño sísmico están las aproximaciones implícitas en los criterios comunes para la predicción de la respuesta estructural; la exactitud de sus predicciones es a menudo dependiente del tipo de sistema estructural considerado. Los coeficientes del cortante basal y los espectros de respuesta de diseño se consideran como medidas de parámetro de respuesta, ya que los últimos se expresan generalmente en términos de aceleraciones y fuerzas laterales equivalentes actuando en sistemas lineales. Pero estas variables no son más que medidas indirectas del comportamiento del sistema durante la ocurrencia de sismos; sirven para controlar los

valores de variables de mayor significación tales como las deflexiones laterales de sistemas no lineales reales, ductilidades totales y locales y márgenes de seguridad con respecto a fallas por inestabilidad (efectos de segundo orden). Puesto que las relaciones de las variables de control a las respuestas reales son afectadas por el tipo y características del sistema estructural, se obtendrán mejores diseños si estas relaciones se entienden y se toman en cuenta, en vez de aplicar ciegamente las recomendaciones de los reglamentos. En el diseño sísmico, más que en cualquier otra disciplina de la ingeniería, es muy fácil incurrir en la aplicación estricta (pero ciega) de las reglamentaciones más avanzadas y, sin embargo, producir una estructura destinada a tener un comportamiento deficiente. En este capítulo no se intenta resumir las especificaciones modernas de diseño; más bien, estudiar los conceptos principales en que se basan, analizando sus virtudes y puntos débiles y especificando las condiciones en las cuales pueden esperarse resultados aceptables.

Los valores codificados de intensidades de diseño y de valores permisibles de variables de control, se derivan de estudios formales o informales sobre costos y beneficios. La meta general de la optimización, implícita en tales estudios, se puede expresar en términos de objetivos

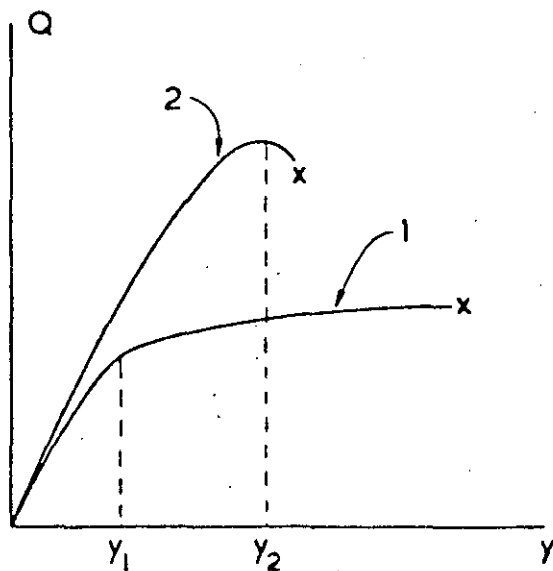


Fig. 3.1 Curvas dúctiles y frágiles.

directos y particulares; el diseño sísmico tiende a proporcionar niveles adecuados de seguridad con respecto al colapso frente a sismos excepcionalmente intensos, así como con respecto al daño a construcciones vecinas; busca también proteger las estructuras contra daños materiales excesivos bajo la acción de sismos de intensidad moderada, y poder asegurar simplicidad en las reparaciones o reconstrucciones requeridas, así como proporcionar protección contra la acumulación de daño estructural durante una serie de sismos. Finalmente, deben garantizarse la seguridad y la comodidad de los ocupantes y del público en general, asegurándose de que la respuesta estructural durante sismos de intensidad moderada no exceda de ciertos niveles dados de tolerancia, y de que el pánico no se presente durante sismos de intensidad moderada y alta, particularmente en edificios donde haya frecuentes concentraciones de personas.

El logro de los objetivos previos requiere mucho más que el mero dimensionamiento de miembros estructurales para ciertas fuerzas internas dadas. Se requiere la consideración explícita de esos objetivos y de los problemas relacionados con respuestas estructurales no lineales, y con el comportamiento de los materiales, miembros y conexiones cuando éstos se encuentran sujetos a varios ciclos de inversión de cargas de gran magnitud. Implica igualmente la identificación de condiciones de servicio y la formulación de criterios de aceptación respecto a ellos.

3.2 RESPUESTA ESTRUCTURAL Y VARIABLES DE CONTROL

3.2.1 Ductilidad y resistencia

Se dice que un sistema estructural es dúctil si es capaz de sufrir deformaciones considerables bajo carga aproximadamente constante, sin padecer daños excesivos o pérdida de resistencia por aplicaciones subsiguientes de carga. Las curvas 1 y 2 de la figura 3.1 muestran relaciones típicas entre la carga Q y la deflexión Y durante la aplicación primaria de carga en sistemas dúctiles y frágiles, respectivamente. La curva 1 corresponde a la respuesta bajo carga lateral de un marco de concreto reforzado, detallado adecuadamente, cuyos efectos de esbeltez no son significativos; la curva 2 es típica de estructuras de mampostería, a base de bloques huecos con poco refuerzo. Sin embargo, cuando se deba considerar el efecto de varios ciclos de carga, no se puede inferir un comportamiento dúctil únicamente de la observación de curvas tales como éstas, asociadas meramente con la primera aplicación de carga; el daño producido durante los primeros ciclos puede menoscabar la capacidad del sistema de absorber energía en ciclos posteriores, así como reducir la rigidez, tal como se muestra en la figura 3.2 (b), típica de muros de cortante de mampostería confinados por losa de con-

creto refrendado.^{3.1} En este caso la pérdida de rigidez está asociada con el agrietamiento por tensión diagonal en el muro de relleno y las consiguientes deformaciones residuales. Los ciclos histeréticos prácticamente estables encontrados para las juntas^{3.2} de acero estructural, como se muestran en la figura 3.2 (a), equivalen a un daño insignificante.

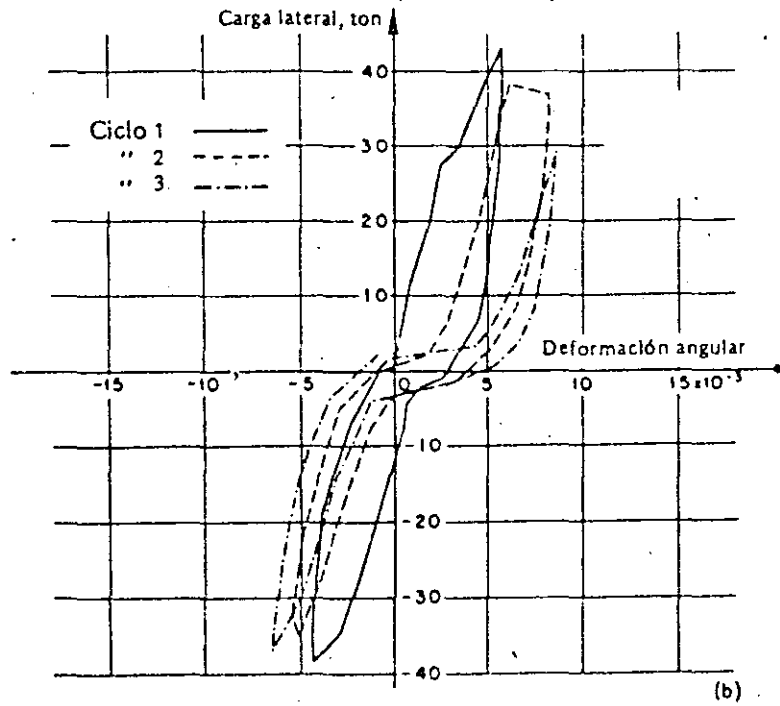
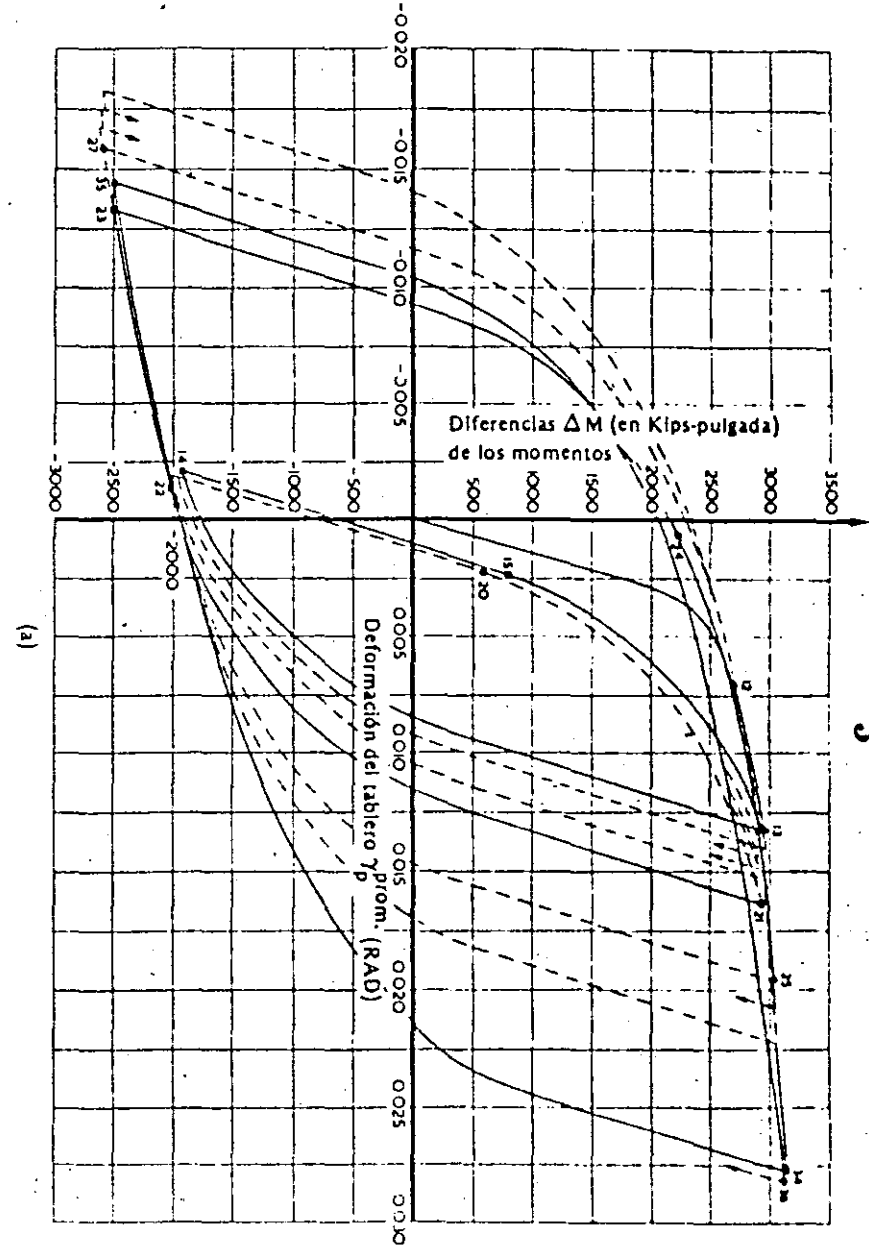


Fig. 3.2(b) Rigidez degradante (según Esteva^{3.1}).

Como se explica en la sección 3.2.2, la capacidad de los sistemas estructurales para responder a excitaciones dinámicas representadas por curvas carga-deflexión, similares a la figura 3.2 (a), sirve de apoyo a los criterios comunes de diseño por sismo, que requieren que las estructuras soporten sólo una fracción de las cargas laterales que tendrían que resistir si se exigiese que éstas permanecieran dentro del rango elástico de comportamiento durante sismos intensos. De esta manera, la seguridad contra el colapso se puede lograr haciendo a la estructura fuerte,

Fig. 3.2(d) Rigidez no degradante (según Krawinkler y colaboradores^{3.2}).



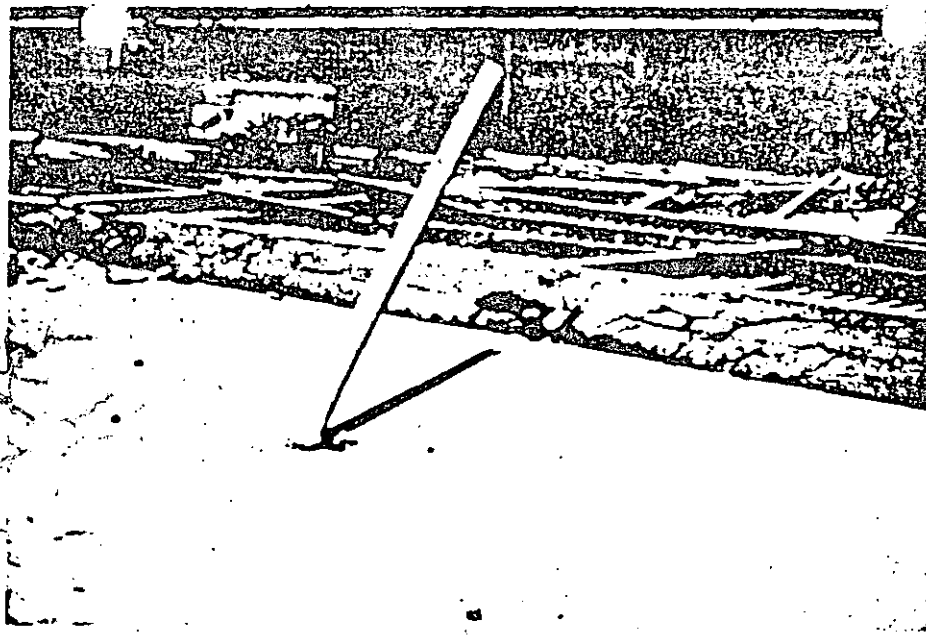


Fig. 3.3 Falla por inestabilidad.

dúctil o diseñándola para una combinación económica de ambas propiedades. Para algunos tipos de materiales y miembros estructurales, es difícil lograr una buena ductilidad y debe diseñarse entonces para cargas laterales relativamente altas; en otros casos es más barato proporcionar una buena ductilidad que una alta resistencia lateral, lo cual se refleja en la práctica del diseño. Sin embargo, la ductilidad en los materiales no implica necesariamente ductilidad en el sistema, puesto que los efectos $P-\Delta$ (o sea la interacción entre deflexiones laterales y las fuerzas internas producidas por las cargas de gravedad actuando en la estructura deformada) pueden conducir a una falla por inestabilidad cuando la rigidez lateral efectiva es muy baja (véase figura 3.3).

El comportamiento dúctil no lineal de sistemas complejos resulta generalmente como consecuencia de deformaciones dúctiles *locales* o *concentradas*, que tienen lugar en aquellas secciones de una estructura en donde se alcanza la deformación de fluencia (figura 3.4). La ductilidad local se puede expresar numéricamente ya sea como la relación de curvatura total a curvatura en el límite de fluencia en una sección dada, o como la relación de rotación total a rotación en el límite de fluencia

en el extremo de un miembro.^{3.3} La ductilidad *total* o *global* es una propiedad de la curva carga-deformación expresada en términos de la resultante de las cargas externas actuantes en una porción grande de un sistema dado. Por ejemplo, los marcos de edificios son a menudo considerados como sistemas de cortante, con el fin de estimar su respuesta dinámica no lineal frente a excitaciones sísmicas; la ductilidad global se puede expresar entonces en términos de las curvas que relacionan las fuerzas cortantes con las distorsiones laterales. Los valores numéricos de las ductilidades locales determinados con los criterios alternativos anteriores no coinciden entre sí, ni la ductilidad total en un entrepiso dado idealizado como un segmento de viga de cortante coincide con los valores de las ductilidades concentradas, desarrolladas en las localidades correspondientes del entrepiso, ya que la ductilidad total es función de la relación de las contribuciones a la distorsión del entrepiso, de las deformaciones dúctiles concentradas y de las deformaciones elásticas distribuidas. Puesto que las vigas son generalmente capaces de desarrollar mayores ductilidades que las columnas sujetas a grandes cargas de compresión, muchos marcos de edificios se diseñan con el criterio "columna fuerte-viga débil", según el cual se adoptan diferentes factores de carga para diferentes fuerzas internas con la idea de que la fluencia sea más probable en los extremos de las vigas que en los de las columnas. En estas circunstancias se introduce un acoplamiento considerable entre las deformaciones no lineales de entrepisos adyacentes, y el modelo viga-cortante deja de tener validez. Tenga o no validez el modelo de que se

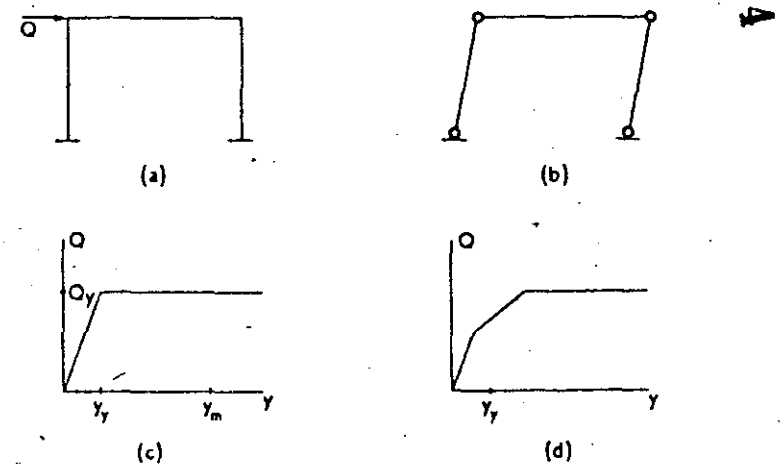


Fig. 3.4 Ductilidad local y general bajo cargas laterales; a) cargas, b) mecanismo de falla, c) fluencia simultánea, d) fluencia escalonada.

trata, las ductilidades nominales de entrepiso son sólo indicadores de sus valores locales, y los factores que contribuyen a concentraciones de la ductilidad se deberán considerar en el diseño.

En la figura 3.4 se muestra la relación entre ductilidad local y ductilidad total para un marco simple. La figura 3.4(b) muestra el caso ideal en que las gráficas momento-curvatura en secciones críticas son elásticas, y la fluencia se alcanza simultáneamente en los cuatro extremos de las columnas. Si al marco se le imponen deformaciones adicionales bajo carga constante, las curvaturas locales en las secciones bajo fluencia se incrementarán de y_y a y_m [figura 3.4 (c)]. La ductilidad local se puede medir por la relación de los valores finales y de fluencia de las curvaturas mencionadas. La ductilidad total está dada por y_m/y_y y es función de la ductilidad local y de las longitudes de los segmentos de miembro a lo largo de los cuales las curvaturas sean más grandes que sus valores en la fluencia. Estas longitudes son función del tipo de material, de los detalles locales y de la variación relativa de las ordenadas del momento flexionante y de la resistencia estructural de la sección.

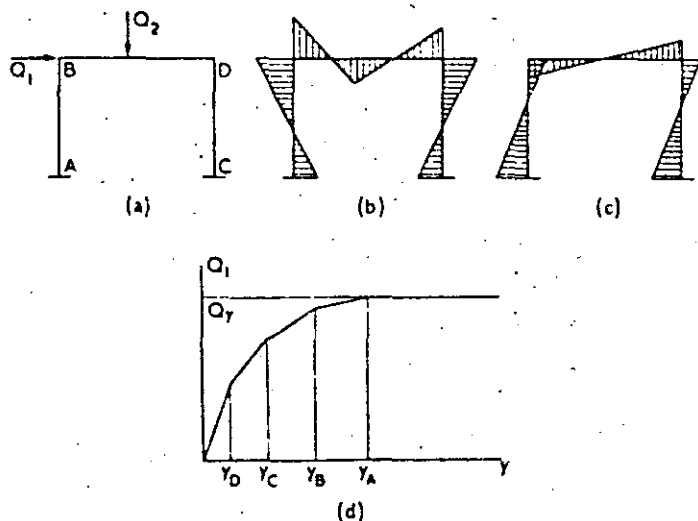


Fig. 3.5 Comportamiento inelástico, bajo cargas verticales y laterales; a) cargas, b) momentos por carga vertical, c) momentos por carga lateral, d) curva resultante carga-deflexión.

Considerar ahora un marco sujeto a un sistema constante de cargas verticales Q_2 (figura 3.5) que produce un estado inicial de fuerzas internas. Si un sistema Q_1 de cargas laterales se aplica gradualmente, las orde-

nadas de los diagramas de momento flexionante (b) y (c) se sumarán en determinadas secciones y se restarán en otras. La fluencia ocurrirá consecutivamente, digamos en el orden DCBA, dando lugar a la curva carga-deformación mostrada en la figura 3.5 (d). Las ductilidades locales diferirán en las localidades mencionadas; dependerán, entre otras cosas, del orden en que alcancen sus momentos plásticos. Cuando las cargas axiales son importantes, pueden tener gran influencia en tales momentos.

Las siguientes secciones describen las relaciones cuantitativas entre la demanda de ductilidad, resistencia y rigidez en sistemas estructurales simples, así como los problemas que surgen cuando se trata de extrapolar esas relaciones a sistemas complejos, característicos de los encontrados por los ingenieros en la práctica del diseño.

↪

Respuesta dinámica de sistemas simples no lineales. Una idealización común de las estructuras dúctiles es el sistema elastoplástico cuya curva de carga-deflexión es como la que se muestra en la figura 3.6 (b), con rigidez k en el intervalo de comportamiento lineal, con un coeficiente de amortiguamiento viscoso c y una masa en la parte superior igual a m . Durante la respuesta del sistema a un temblor intenso, el máximo desplazamiento relativo D excederá de la deformación de fluencia y_y , mientras que la máxima fuerza lateral permanecerá con el valor de fluencia Q_y si se desprecian los efectos $P-\Delta$. Se dice que ocurre la falla si la demanda de ductilidad D/y_y es mayor que la ductilidad disponible μ . La figura 3.7 muestra un diagrama con las deformaciones plásticas requeridas para que la demanda de ductilidad sea igual a la ductilidad disponible para distintos valores de este parámetro, para el intervalo de períodos naturales más importantes en la práctica (calculados en términos de la rigidez inicial del sistema elastoplástico) y para una relación de amortiguamiento $\xi = 0.5 c / (km)^{1/2}$ igual a 0.02. Las pseudoaceleraciones kD/m se pueden leer en la escala correspondiente del mismo diagrama. Analizando estas curvas se ve que siempre que el período natural no sea muy corto, las deformaciones plásticas requeridas y , por consiguiente, los coeficientes de cortante basal, varían inversamente con la ductilidad. A la misma conclusión se llega si se lee a lo largo de la escala de pseudoaceleraciones espectrales. Sin embargo, esta influencia favorable de la ductilidad en reducir el coeficiente de cortante basal requerido, es menos pronunciada en el intervalo de períodos naturales cortos, digamos menores que $2\pi v/a$, donde v y a son respectivamente valores pico de la velocidad y de la aceleración del terreno; conforme el sistema se vuelve más rígido T tiende a cero y la pseudoaceleración espectral tiende a a , independientemente del valor de μ , aceptando que este valor permanezca acotado.

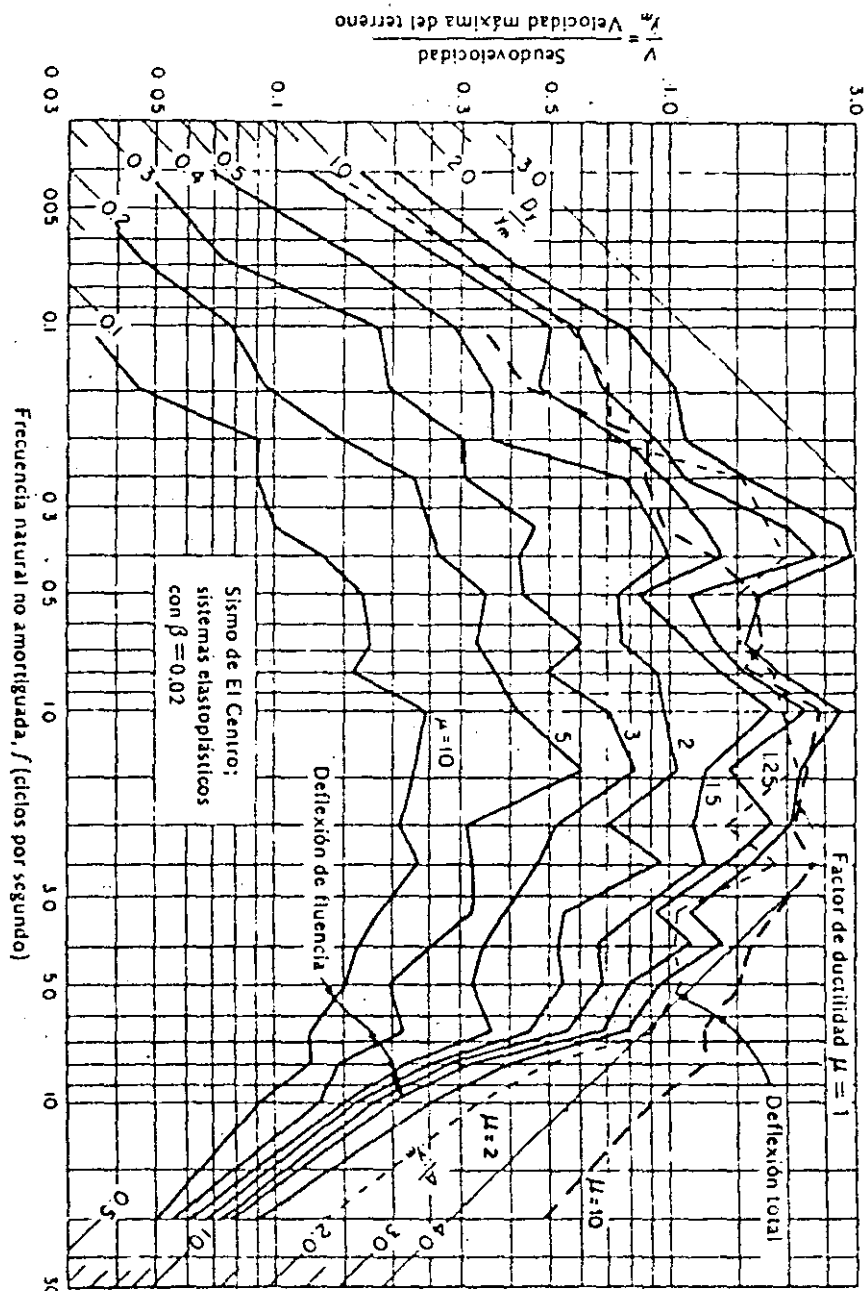


Fig. 3.7 Espectros de deformación para sistemas elastoplasticos con 2% de amortiguamiento critico sujetos al sismo de El Centro de 1940 (según Newmark 3.33).

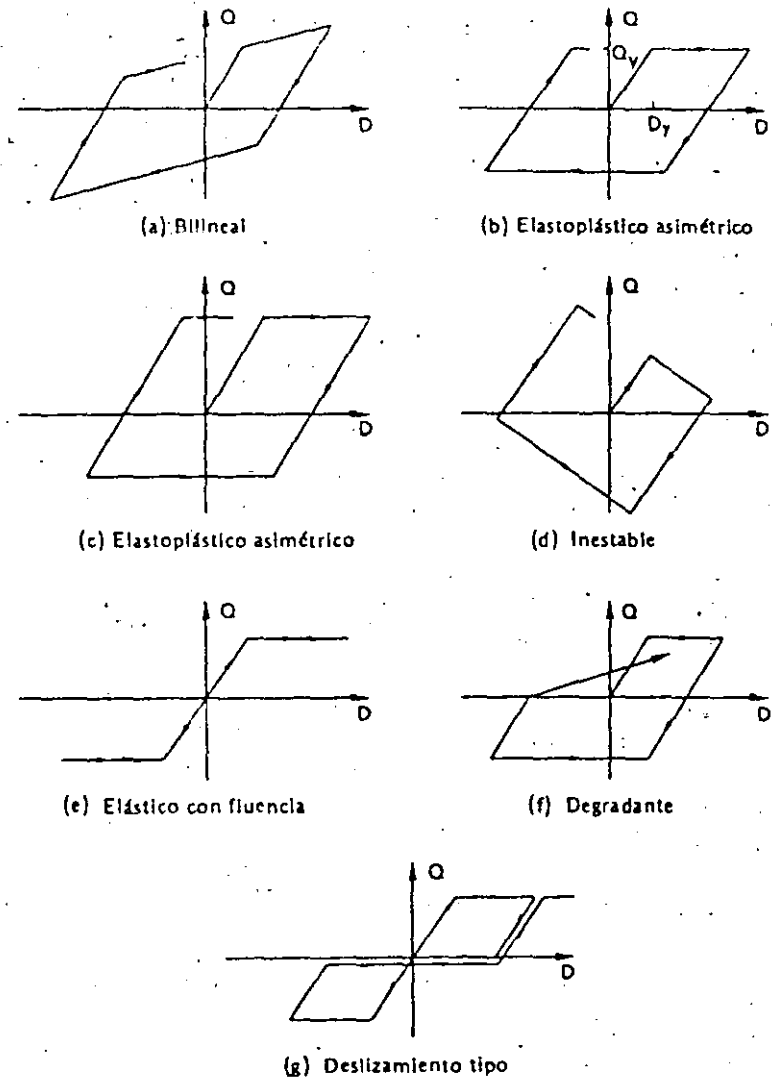


Fig. 3.6 Modelos de comportamiento no lineal.

Los valores reales de los desplazamientos laterales relativos son iguales a μy_y , lo que implica que para períodos naturales grandes y moderados, estos desplazamientos son prácticamente insensibles a μ , mientras que para períodos naturales muy cortos tienden a ser proporcionales a μ . Los resultados descritos se pueden expresar de la siguiente manera: si un sistema elastoplastico simple con período natural T debe

desarrollar un factor de ductilidad μ durante un sismo, el coeficiente de cortante basal requerido se puede obtener aplicando un factor de reducción al valor espectral correspondiente de un sistema elástico con igual período natural y amortiguamiento; para valores moderados y grandes de T , el factor de reducción es igual aproximadamente a μ^{-1} , mientras que para períodos naturales pequeños estará comprendido entre μ^{-1} y 1. Los desplazamientos relativos serán igual a μ veces los del sistema elástico sujeto al cortante basal reducido, o sea, serán iguales aproximadamente a los del sistema elástico sujeto al sismo real no reducido, si T no es muy pequeño, o a μ veces los valores anteriores si T es casi cero; esto se observa comparando las líneas continuas con las discontinuas en la figura 3.7.

Se han derivado conclusiones semejantes de otros informes acerca de sismos obtenidos en terreno firme. Aunque se puede esperar que tales conclusiones sean válidas cualitativamente para condiciones de suelo blando, las correspondientes relaciones cuantitativas están aún por derivarse.

Las conclusiones anteriores deben modificarse cuando se consideren sistemas cuya respuesta no se pueda idealizar como elastoplástica. En las figuras 3.6 (e)-(f) se muestran otras idealizaciones comunes. Las resistencias laterales requeridas para no exceder demandas dadas de ductilidad en estos sistemas son generalmente de 10 a 50 % mayores que las requeridas para los sistemas elastoplásticos comunes.^{3.5-3.9} En el caso elastoplástico asimétrico, la resistencia a la fluencia es diferente para cada dirección de aplicación de la carga. Esto se presenta, por ejemplo, en el sistema ilustrado en la figura 3.8 en el que las fuerzas de gravedad incrementan o disminuyen la resistencia lateral del segundo nivel según

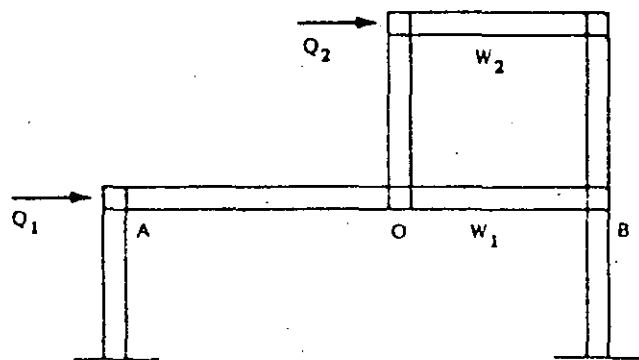


Fig. 3.8 Estructura con curva carga-deflexión asimétrica.

que la reacción vertical a la fuerza Q_2 , transmitida a la viga AB en O, esté dirigida hacia arriba o hacia abajo. Las curvas con deslizamiento (figura 3.9) generalmente se presentan en los casos en que las cargas laterales se toman por medio de elementos estructurales que sólo son capaces de resistir esfuerzos de tensión, como es el caso de los contravientos. Las curvas elásticas con fluencia reflejan fielmente el comportamiento de vigas de concreto presforzado sujetas a momentos extremos antisimétricos; tales curvas se caracterizan a menudo por lazos histeréticos muy estrechos. Las curvas degradantes se encuentran frecuentemente en sistemas en los que una porción considerable de la resistencia lateral se debe a miembros construidos con materiales frágiles, y en los que no se han tomado precauciones adecuadas para prevenir daño excesivo en cada ciclo de aplicación de las cargas; tal es el caso, por ejemplo, de los diafragmas de cortante a base de mampostería o el de los marcos de concreto reforzado deficientemente detallados.

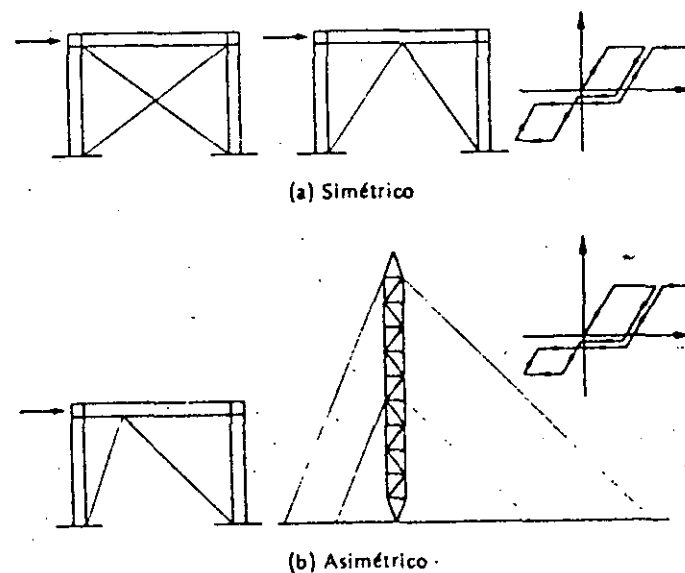


Fig. 3.9 Sistema tipo deslizamiento.

Las curvas inestables [figura 3.6 (d)] se producen por la influencia de cargas verticales considerables, actuando sobre los desplazamientos de la estructura deformada. La influencia de los efectos de inestabilidad en las demandas de ductilidad y en la seguridad contra colapso puede ser

mucho más drástica que la asociada con las características de las curvas analizadas con anterioridad, y en la práctica se toman en cuenta especificando factores de amplificación para deflexiones laterales y fuerzas internas que explican los incrementos asociados con efectos de segundo orden.

idealizados ya sea como vigas de cortante o como un conjunto de vigas y columnas donde la fluencia se restringe a ocurrir en las articulaciones plásticas localizadas en los extremos de las barras. En las figuras 3.10 y 3.11 se han graficado algunos resultados para vigas de cortante y marcos, respectivamente. Cada grupo de resultados corresponde a un grupo diferente de sismos simulados, con un contenido de frecuencia similar al observado en condiciones normales sobre terreno firme en la costa occidental de los Estados Unidos. Se diseñaron estructuras para las ordenadas promedio, con respecto a cada grupo de movimientos del espectro elastoplástico de respuesta, correspondiente a un factor de ductilidad de 4. Los sistemas en la figura 3.10 se diseñaron únicamente para la contribución del modo fundamental de vibración, mientras que los de la figura 3.11 se diseñaron para la superposición de sus cuatro modos naturales de acuerdo con el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados recomendando en la referencia 3.10. En todos los casos el

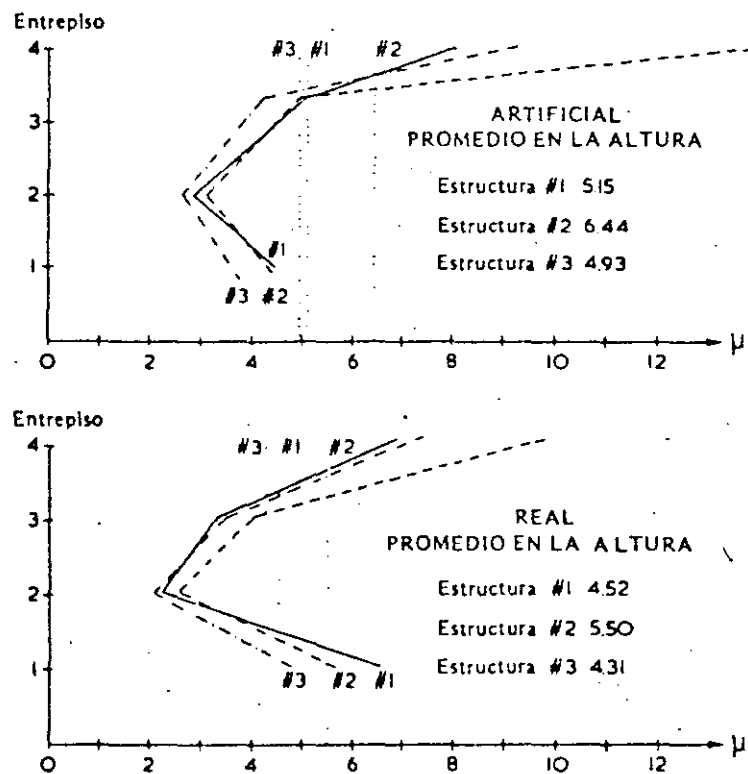


Fig. 3.10 Demandas de ductilidad en sistemas de cortante sujetos a sismos reales y simulados (según Frank y colaboradores^{3,3}).

Demandas de ductilidad en sistemas complejos. Las demandas de ductilidad local varían de punto a punto; su distribución depende de la distribución de la resistencia local a través del sistema, teniendo lugar una interacción considerable entre la energía disipada en diferentes secciones. Los modelos generales de las demandas de ductilidad en sistemas complejos han sido estudiados casi exclusivamente en marcos de edificio;

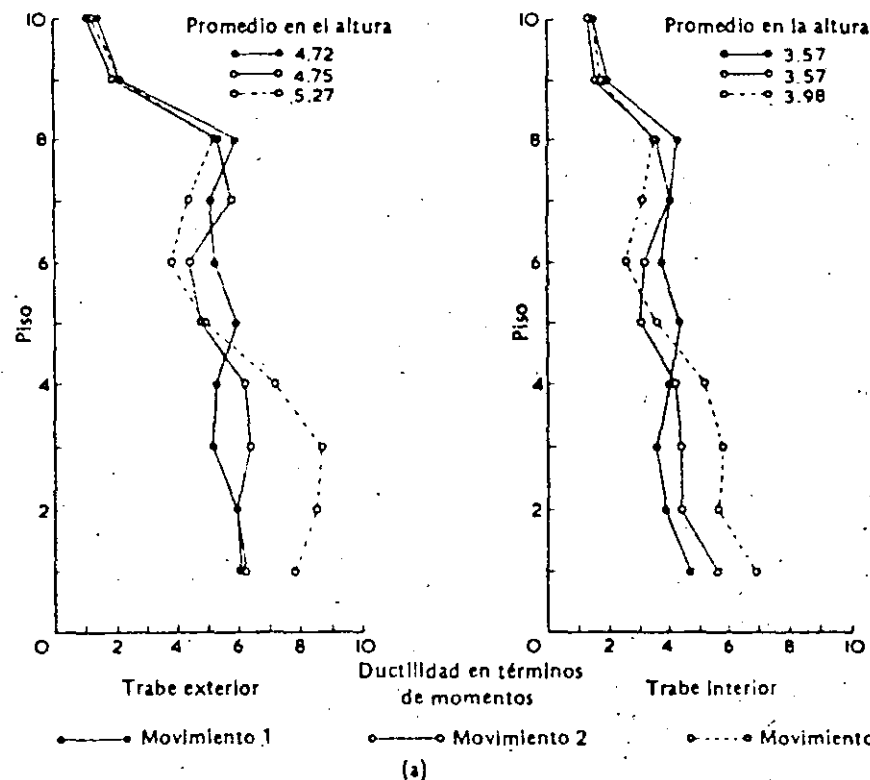


Fig. 3.11 (a) Factores de ductilidad máximos en tubos para el diseño por gravedad y sismo.

factor de carga se tomó igual a 1. Las ductilidades se expresaron en términos de las deflexiones de entrepiso para las vigas de cortante, y de curvatura local en las articulaciones para los marcos; sus valores absolutos no pueden ser comparados. Su variabilidad a través del edificio es sin embargo evidente, como lo es la ocurrencia de grandes ductilidades en las partes superiores de sistemas en los que se ha despreciado la respuesta asociada con los modos naturales superiores.

Se ha observado una variabilidad más pronunciada en las demandas de ductilidad en algunos sistemas de cortante, con períodos fundamentales más cortos que el período dominante del movimiento del terreno, y también en aquellos sistemas cuyos factores de seguridad respecto a los cortantes de piso de diseño varían considerablemente a través de la altura del edificio.³⁻¹¹ Tal variabilidad puede provenir de necesidades arquitectónicas, lo cual a menudo conduce a que algunos entrepisos resulten con elementos más resistentes de lo necesario para quedar de acuerdo con el coeficiente sísmico adoptado. Cuando esto sucede, la contribución relativa de cada entrepiso a la disipación histerética de la energía cinéti-

a cambia, y aquellos entrepisos con los menores factores de seguridad quedan sujetos a mayores demandas de ductilidad que si el factor de seguridad fuese uniforme a través de la estructura. Cuando tales demandas incrementadas de ductilidad no pueden satisfacerse con una capacidad adecuada de deformación dúctil, el coeficiente de fuerza lateral debe aumentarse. Los efectos de esbeltez pueden llegar a ser considerables debido a los grandes desplazamientos implicados.

3.2.2 Rigidez y deformaciones

La rigidez estructural regula el período natural y, por consiguiente, las fuerzas sísmicas; estas últimas son menores para períodos más largos, o sea para rigideces pequeñas, pero entonces los desplazamientos y las deformaciones pueden resultar excesivos. Además de garantizar factores adecuados de seguridad contra el colapso, los criterios sísmicos deben tender a controlar las deformaciones, puesto que éstas son directamente responsables de los daños a los elementos no estructurales, del impacto con estructuras adyacentes, del pánico y de la incomodidad.

La rigidez es también la variable principal que regula la seguridad contra la inestabilidad. Los desplazamientos laterales y las fuerzas internas producidas por el movimiento horizontal del terreno se amplifican por la interacción entre las cargas de gravedad y los desplazamientos mencionados. La función de amplificación no varía de manera lineal con respecto a la rigidez lateral, y alcanza valores muy altos cuando esta última variable se acerca a cierto valor crítico. En estructuras dúctiles, la seguridad contra una falla por inestabilidad es una función de la rigidez efectiva, o sea de la pendiente de la línea que une el origen de la gráfica fuerza-deflexión con el punto que representa la deflexión máxima y la correspondiente fuerza lateral (en sistemas elasto-plásticos, esto es lo mismo que el valor de la rigidez inicial dividida por el factor de ductilidad). La creciente tasa de variación de la función de amplificación mencionada con respecto a la rigidez lateral, cuando ésta se aproxima a su valor crítico, impide la posibilidad de diseñar estructuras muy dúctiles con fuerzas laterales pequeñas (figura 3.3).

3.2.3 Daño y absorción de energía

La respuesta dúctil histerética proporciona una manera de transformar y disipar la energía cinética impartida a una estructura a través de su base. Tal respuesta implica normalmente algún grado de daño, y posiblemente el deterioro del sistema para resistir futuros sismos intensos. El daño puede acumularse durante eventos sucesivos y la capacidad del sistema puede verse seriamente afectada. Las decisiones concernientes a la extensión y nivel del daño que es aconsejable admitir son fundamentalmente de índole económica. En general, el grado de daño estructural y sus efectos perjudiciales en el funcionamiento futuro, puede ser controlado a cierto

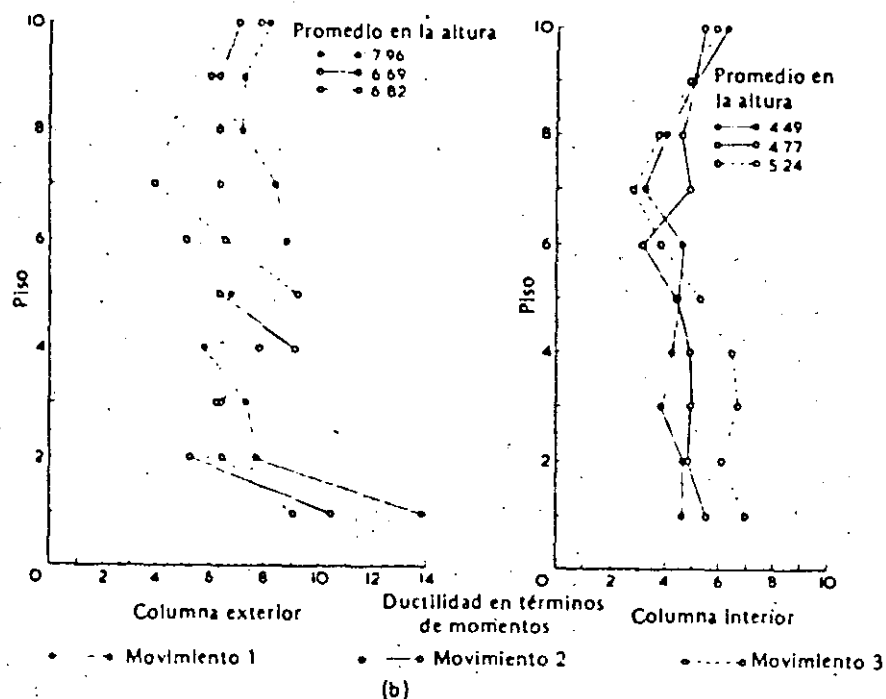


Fig. 3.11(b) Factores de ductilidad máximos en columnas para el diseño por gravedad y sismo.

costo por medio de una selección adecuada de materiales y de detalles constructivos, como se describe en el capítulo 8. El daño a elementos no estructurales puede prevenirse aislando a éstos de las deformaciones de la estructura. Sin embargo, puede ser aconsejable desde un punto de vista económico aprovechar la disipación de energía asociada con el daño. Se pueden usar para este propósito elementos arquitectónicos o aditamentos apropiados (figura 3.12). En ambos casos deberá considerarse en el diseño el mantenimiento o reemplazo de tales aditamentos.

El uso de bandas metálicas alrededor de los muros divisorios, como se muestra en la figura 3.12 (a), puede servir para limitar las fuerzas laterales que la estructura transmitirá a los muros divisorios, y al mismo tiempo aprovechar la capacidad de éstos de resistir tales fuerzas y utilizar la capacidad de absorción de energía de las bandas.^{3.10} En otros casos puede ser conveniente diseñar aceptando de antemano un daño considerable en los muros divisorios.

Los pernos de anclaje que ceden durante movimientos intensos del terreno, pueden proporcionar protección a chimeneas muy esbeltas contra pandeo local o falla por flexión de conjunto^{3.12} a costa de de-

formaciones irreversibles. A fin de lograr un desempeño adecuado de los pernos de anclaje durante una serie de sismos, es necesario ajustar las tuercas después de cada sismo y reemplazar aquellos pernos para los que la suma de las deformaciones previas residuales sea excesiva (véase la sección 4.8).

Se presentan frecuentemente grandes deformaciones concentradas en vigas de acoplamiento que conectan muros de cortante [figura 3.16 (b)], o en los extremos de vigas que llegan a bordes de muros de cortante, y por esto constituyen zonas adecuadas para colocar dispositivos absorbentes de energía.

El aislamiento parcial de las cimentaciones de edificios del movimiento del terreno ha sido propuesto como un medio para controlar la respuesta estructural y el daño no estructural.^{3.13-3.15} Los sistemas aislantes pueden consistir en cojinetes de material muy flexible, grupos de rodillos o algo semejante. Los desplazamientos relativos entre la cimentación y el terreno pueden ser controlados por medio de dispositivos pasivos absorbentes de energía, localizados en la entrecara cimentación-suelo [figura 3.12 (b)].

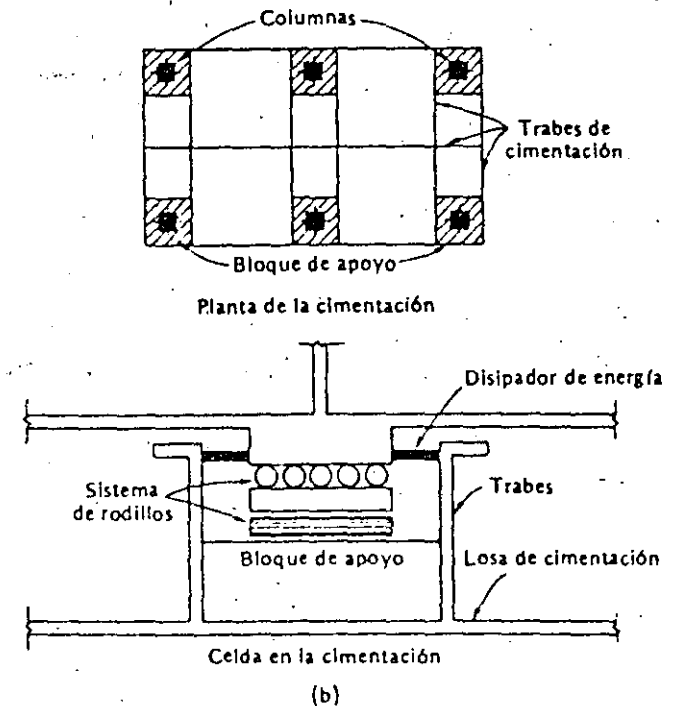
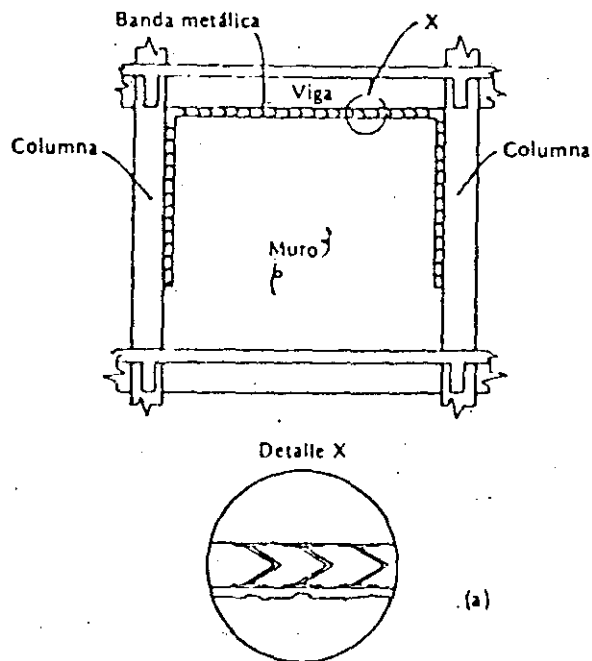


Fig. 3.12. Dispositivos para absorber energía y sistemas aislantes de sacudidas. a) Banda metálica para muros divisorios (según Newmark y Rosenblueth^{3.10}). b) Soporte con rodillo (según Ruiz y colaboradores^{3.15}).

Fig. 3.12 Continuación.

3.3 PRINCIPIOS DE DISEÑO

3.3.1 Requisitos de diseño y principios básicos

El arte del diseño antisísmico no consiste sólo en crear estructuras capaces de resistir un conjunto dado de cargas laterales, aunque tal capacidad es parte de un buen diseño. Implica más bien producir sistemas caracterizados por una combinación óptima de propiedades tales como resistencia, rigidez y capacidad de absorber energía y de deformarse dúctilmente, que les permitirá responder a sismos frecuentes de intensidad moderada sin sufrir daños serios, y a sismos excepcionales de gran severidad sin poner en peligro su estabilidad, su contenido o a sus ocupantes. Lograr este propósito implica mucho más que la mera aplicación de especificaciones; exige un entendimiento de los factores básicos que determinan la respuesta sísmica de las estructuras, así como ingenio para crear sistemas con las propiedades requeridas.

Las especificaciones establecen niveles óptimos de diseño de acuerdo con análisis implícitos de costos y beneficios que equilibran los costos iniciales de construcción con los costos esperados por daños y fallas. En ellas también se recomiendan criterios y algoritmos adecuados para la evaluación de los parámetros de diseño ligados con los niveles de diseño óptimo. Tales recomendaciones tienen el propósito de poner en práctica los criterios de diseño suficientemente sencillos, a costa de reducir el intervalo de condiciones en el que proporcionen predicciones exactas de respuesta. El ingeniero tiene que reconocer las posibles desviaciones y aplicar principios básicos, antes de tratar de extrapolar requerimientos generales al problema particular de que se trata.

Los criterios estáticos de diseño sísmico están formulados en términos de los coeficientes por los que las masas de cada estructura deben ser multiplicadas para obtener las cargas laterales de diseño; sin embargo, en muchos casos, esos coeficientes se derivan de la respuesta dinámica de vigas de cortante lineal con distribución aproximadamente uniforme de masa y rigidez. Debe entenderse claramente el significado de las cargas laterales mencionadas; su finalidad es proporcionar un diagrama de cortantes de piso que corresponda a niveles congruentes de seguridad; pero fallan en predecir otros efectos significativos. Así, por ejemplo, se requieren factores de reducción para los momentos de volteo, para tomar en cuenta el hecho de que los cortantes máximos de piso no ocurren simultáneamente, y deben usarse algoritmos especiales para determinar efectos locales, tales como la respuesta de apéndices y esfuerzos de diagrama en los sistemas de piso, que correspondan a niveles de seguridad congruentes con los esperados para los cortantes de entrepiso.

Los criterios dinámicos de diseño requieren generalmente un análisis modal, por lo que la variación de masas y rigideces se toma en cuenta en la estimación de los coeficientes de carga lateral. Sin embargo, el análisis modal falla en predecir la influencia del comportamiento no lineal, excepto en aquellos casos sencillos en que la disipación histerética de energía se distribuye uniformemente a través del sistema, y es incapaz de predecir concentraciones de la demanda de ductilidad e interacciones no lineales para la acción simultánea de varios componentes del movimiento del terreno. Cualquiera que sea el criterio de diseño que se adopte, deben detectarse las desviaciones de las condiciones reales de aquéllas que implican una disipación uniforme de energía, y evaluar su posible influencia en el comportamiento estructural.

Dado un conjunto de requisitos de diseño y de variables de control de respuesta, debe aplicarse un criterio de análisis estructural, capaz de predecir con suficiente exactitud tales variables, para determinar las fuerzas internas y la configuración deformada. La acción simultánea de los componentes significativos del movimiento del terreno debe considerarse, incluyendo un factor de escala aplicado a cada componente para tomar en cuenta su valor probable cuando ocurra el valor máximo absoluto de su combinación (véase el capítulo 2). El criterio adoptado de análisis estructural debe ser tal que reconozca las concentraciones posibles de comportamiento no lineal, y que alcance una probabilidad suficientemente baja de que ocurran en localidades no deseables como consecuencia de inexactitudes de tal criterio. Esto significa que para la predicción de los desplazamientos y de las fuerzas internas en particular, los efectos $P-\Delta$ deben considerarse por lo menos mediante un análisis aproximado que dé indicaciones de la necesidad de un análisis más refinado. Algunos reglamentos de construcción establecen reglas sencillas para decidir cuándo se pueden desprestigiar los efectos $P-\Delta$.^{3.16} La contribución de los llamados elementos no estructurales a la rigidez no debe desprestigiar, a menos que tales elementos queden adecuadamente aislados de la estructura, o bien se pueda mostrar que no impedirán el buen funcionamiento de ésta.

Debe prestarse atención a las fuerzas de inercia asociadas con todos los componentes importantes de aceleración local, por ejemplo, la aceleración angular (inercia rotacional) de techos en forma de paraguas o segmentos de chimeneas, y aceleraciones verticales de trabes de gran claro en puentes o instalaciones industriales. Ambos tipos de aceleración se producen por movimientos horizontales, verticales o rotacionales del terreno.

Deben proporcionarse trayectorias adecuadas de esfuerzos para garantizar que las fuerzas de diseño pueden transmitirse a la cimentación. La deformabilidad de la subestructura y del terreno debajo de ella debe considerarse cuando se define la matriz de rigidez de todo el sistema, o la condición de apoyo de la superestructura sobre la cimentación. La distribución de presiones de contacto entre el terreno y la subestructura debe calcularse considerando que en la entrecara no hay transmisión de esfuerzos de tensión, a menos que se tomen medidas al respecto, tales como la construcción de anclajes o pilastras con capacidad de resistir tensiones.

Debe estudiarse la seguridad de los elementos tanto estructurales como no estructurales para resistir aceleraciones locales; en particular, por medio de un anclaje y refuerzo adecuados debe prevenirse el desplome de muros y parapetos ocasionado por fuerzas normales a sus planos.

3.3.2 Sistemas estructurales

La selección de un sistema estructural está determinada por muchos factores. En los párrafos siguientes se ilustran algunos criterios básicos al analizar varios problemas típicos.

Elementos rigidizantes. Los marcos continuos pueden resistir generalmente fuerzas sísmicas desarrollando trayectorias de esfuerzos bastante uniformes; su principal ventaja es su fácil diseño y construcción para resistir grandes demandas de ductilidad. Sin embargo, su eficiencia, basada en la resistencia a flexión de vigas y columnas, es menor que la de sistemas cuya resistencia se deriva fundamentalmente de elementos sometidos a cortante simple o a fuerzas axiales. Además de permitir el desarrollo de mayores capacidades laterales sin un costo excesivo, los sistemas de rigidización pueden ser decisivos en el control de daño asociado con distorsiones laterales. Sin embargo, consideraciones económicas y arquitectónicas pueden impedir el uso de estos elementos en algunos casos y en otros pueden presentar desventajas técnicas importantes. En edificios altos, un aumento de la rigidez se logra por medio de diafragmas y contravientos; los primeros se construyen de mampostería o de concreto reforzado, los segundos de concreto reforzado o de acero (figura 3.13). El uso de contravientos debe preferirse al de diafragmas en edificios bajos y en estructuras industriales, excepto en aquellos casos en que los diafragmas se requieran por motivos arquitectónicos. En edificios altos y de mediana altura lo contrario es generalmente correcto, principalmente debido a las grandes dimensiones de las secciones transversales requeridas para los contravientos y los serios problemas que presentan al anclaje sobre todo en estructuras de concreto.

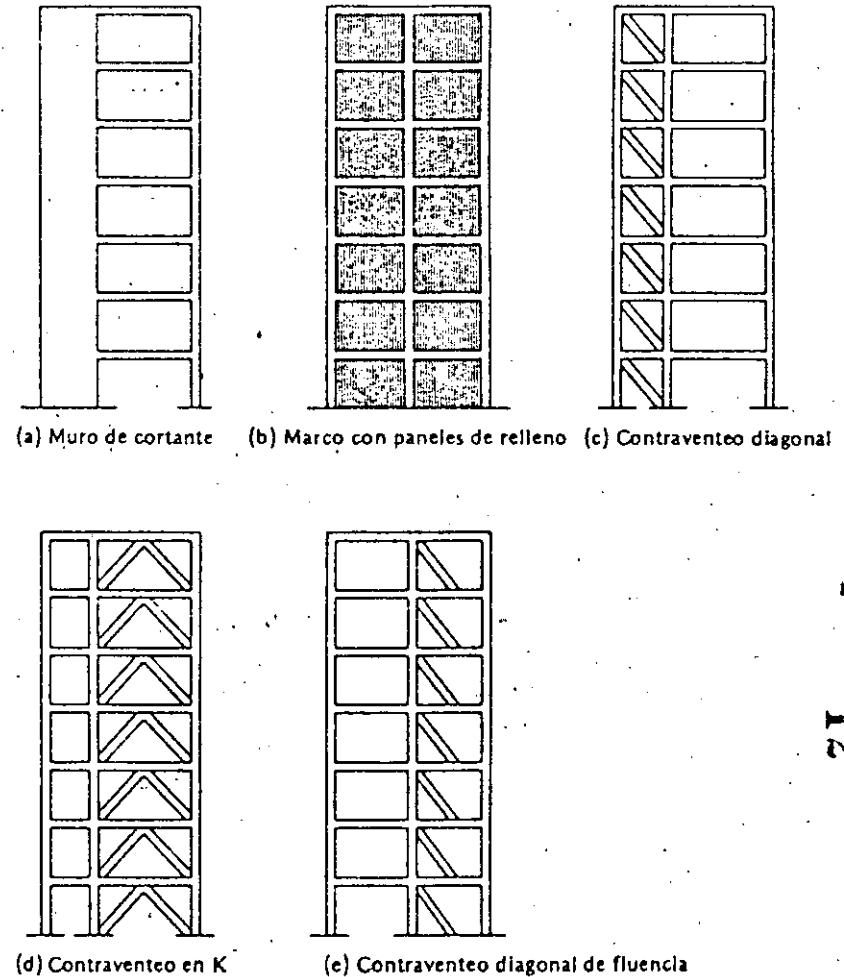


Fig. 3.13 Sistemas de rigidización.

La eficiencia de las crujeas contraventeadas y de los muros de cortante se reduce al incrementarse la relación de aspecto (relación de la altura al ancho). El porqué de esto se puede entender con la figura 3.14, que compara las configuraciones deformadas de una crujea contraventeadada o de un muro actuando como una viga sometida a flexión empotrada en su base, y un marco continuo actuando esencialmente como una viga de cortante al estar ambos sujetos a un sistema de fuerzas laterales. Para una misma deflexión en la parte superior, cerca de la base, pendientes

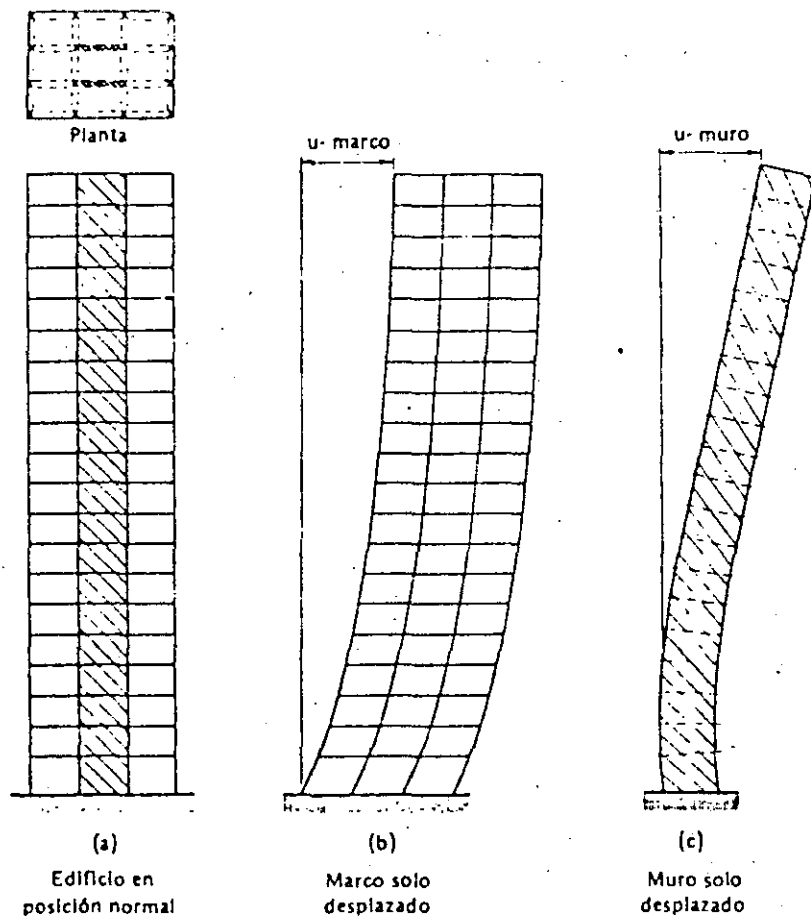


Fig. 3.14 Respuesta a carga lateral de muros de cortante y marcos reticulados (según Newmark).

de la viga a flexión serán mucho más pequeñas que las de la viga de cortante, pero cerca de la parte superior se cumplirá justo lo contrario. Cuanto mayor sea la relación de aspecto de la viga a flexión, mayor será la importancia de este efecto. Se concluye que cuando la combinación de un marco continuo y un muro esbelto resisten un sistema de fuerzas laterales, el muro esbelto tomará parte significativa del cortante total de entrepiso en los niveles bajos; no será así en los niveles superiores, donde el muro tenderá a apoyarse en el marco en vez de ayudar a resistir el cortante total de entrepiso.

La ocurrencia de grandes rotaciones de las secciones horizontales de muro da lugar a excesivas deformaciones locales y demandas de ductilidad en los extremos de las vigas conectadas a los bordes del muro. Estos problemas pueden verse agravados por la ocurrencia de desplazamientos considerables asociados con la flexibilidad de la cimentación en la base del muro. La adopción de secciones transversales como las que se muestran en la figura 3.15 puede mejorar significativamente la eficiencia de muros esbeltos de cortante, al incrementarse su rigidez a la flexión; empero la manera más efectiva de reducir las deflexiones totales por flexión, es logrando que la mayor porción posible de una cruzía dada contribuya a la rigidez total. En sistemas contraventeados esto se puede lograr adoptando configuraciones como las de la figura 3.16 (a). En donde los requerimientos arquitectónicos impongan la adopción de un número de muros separados en un mismo plano, una solución consistiría en acoplar varios de ellos y hacerlos trabajar en conjunto por medio de vigas de acoplamiento suficientemente rígidas y resistentes [figura 3.16 (b)]. Surge entonces el problema de lograr una ductilidad adecuada en tales vigas (véase el capítulo 5).

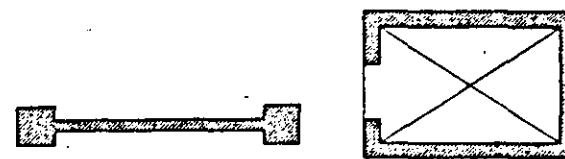


Fig. 3.15 Secciones eficientes para muros de cortante.

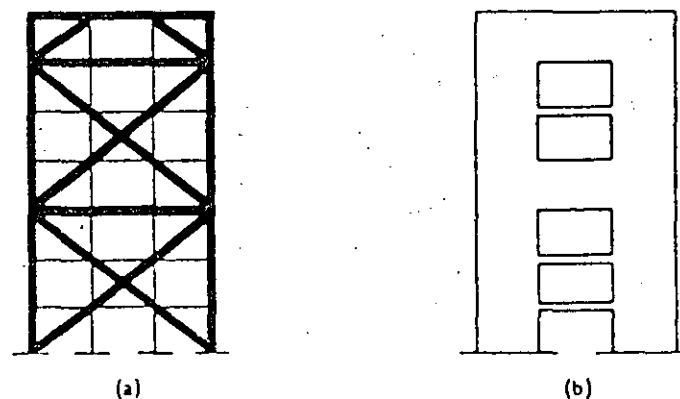


Fig. 3.16 Uso eficiente de elementos rigidizantes. a) Contraventeo en cruz, b) muros de cortante y vigas de acoplamiento.

El uso de elementos rigidizantes puede acarrear otros problemas: la flexibilidad de la cimentación y de los diafragmas de piso puede ser significativa en comparación con la de los elementos rigidizantes, y tener que considerarse al obtener la distribución de fuerzas internas. La deformabilidad de los diafragmas horizontales en su plano puede llegar a ser muy importante en edificios muy largos, en los que los muros de cortante localizados cerca de los extremos del edificio resisten las fuerzas laterales. No sólo la rigidez, sino también la resistencia de los diafragmas de piso en su propio plano se convierte entonces en una variable importante.

Simetría. La seria influencia de la asimetría en el comportamiento estructural ha sido reconocida y quizá se le ha dado mucha importancia. Los esfuerzos para eliminar sus efectos se han concentrado en el problema de ajustar las rigideces para evitar excentricidades torsionantes. Sin embargo aún si las excentricidades calculadas son despreciables pueden desarrollarse momentos de torsión importantes, por ejemplo, cuando las altas rigideces de ciertos miembros estructurales en un extremo del edificio estén equilibradas por elementos muy disímiles en el otro, ya que los valores relativos de las rigideces calculadas pueden ser poco confiables. Adicionalmente pueden ocurrir excentricidades de magnitud variable como consecuencia de un comportamiento no lineal, aun en aquellos casos en que un análisis lineal común prediga esfuerzos no torsionantes. Por esta razón, es deseable que las estructuras sean simétricas no sólo respecto a rigideces, sino también respecto a tipos de miembros estructurales.

Uniformidad. La adopción de claros muy distintos en un marco da lugar a fuerzas cortantes y momentos flexionantes muy grandes en las vigas de los claros más cortos. Estas fuerzas internas pueden alcanzar valores excesivos en estructuras altas y dar lugar a variaciones objetables en las cargas axiales de las columnas adyacentes; estas variaciones pueden a su vez afectar el diseño de las cimentaciones. En edificios bajos estos efectos pueden ser insignificantes; el grado de uniformidad que puede ser deseable en edificios altos puede entonces ser objetable en los de baja altura, si ello impide aprovechar los puntos localizados irregularmente indicados por el arquitecto. Por ejemplo, en la estructura de concreto reforzado cuya planta se muestra en la figura 3.17 (a), la distribución de los muros de servicios permite situar las columnas en los puntos A, B, C y D. Tales columnas reducirían el claro de las vigas y, por consiguiente, serían deseables en un edificio de dos a cinco niveles, también serían objetables probablemente en un edificio con más de ocho o diez niveles. Sin embargo, puede ser ventajoso en algunos casos

localizar columnas en puntos que impliquen marcadas discrepancias entre los claros de un edificio alto. Es entonces aconsejable disminuir la rigidez de las vigas que conectan tales columnas, especialmente reduciendo su peralte, como se muestra en la figura 3.17 (b).

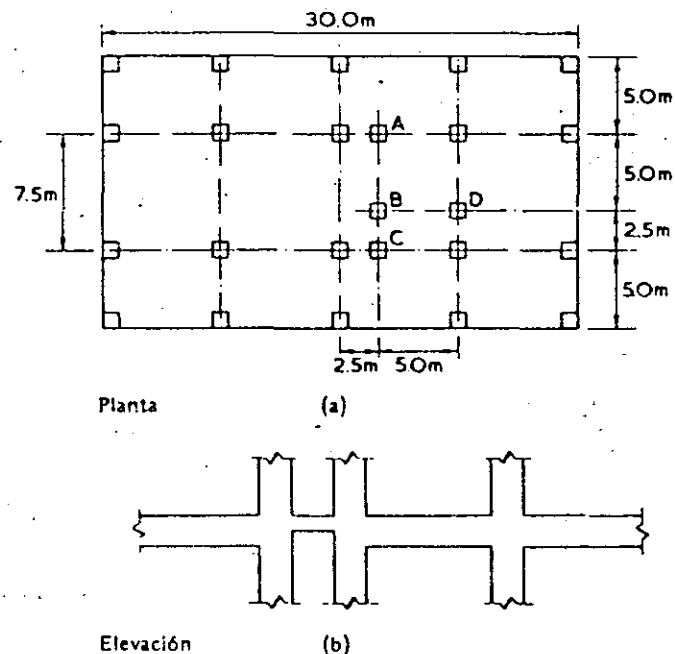


Fig. 3.17 Solución estructural para un edificio con claros desiguales (según Newmark y Rosenblueth^{3,10}).

Como consecuencia de los desplazamientos verticales producidos por el alargamiento y acortamiento de columnas, los problemas derivados de la rigidez excesiva de las vigas de claro corto tienden a aumentar. La reducción de la rigidez indicada en un buen diseño por cargas laterales podría ser entonces inconveniente debido a las limitaciones relacionadas con las deflexiones por carga vertical; es entonces aconsejable proyectar articulaciones plásticas en los extremos de los elementos en consideración.

Los edificios con plantas irregulares que incluyen dos o más secciones interconectadas por corredores estrechos (figura 3.18) presentan problemas especiales de análisis y diseño: pueden generarse esfuerzos excesivamente grandes en los diafragmas del corredor, así como fuerzas por

torsión en las secciones del edificio como consecuencia de la interacción entre tales secciones. La evaluación de tales efectos es en general una tarea difícil que incluye la consideración explícita de la deformabilidad del diafragma. El problema puede ser atacado con éxito por medio de juntas verticales de construcción correctamente localizadas y detalladas.

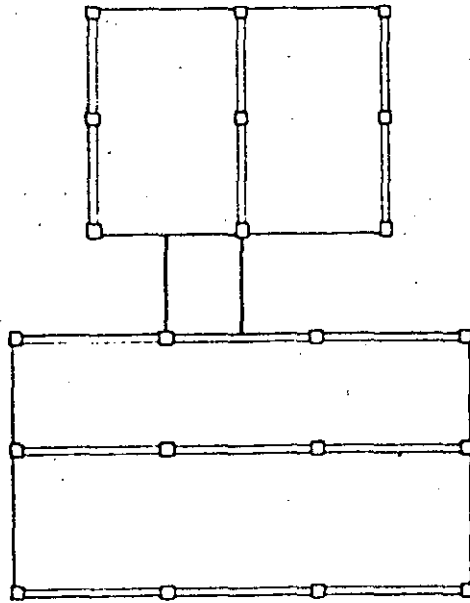


Fig. 3.18 Secciones de un edificio interconectadas por corredores estrechos.

Líneas de defensa escalonadas. Un gran número de edificios basan su resistencia lateral en la contribución de elementos frágiles que se agrietan al absorber energía durante las fases más intensas de un sismo. El diseño de tales edificios se hace a menudo evitando toda reducción en las ordenadas espectrales elásticas a causa de la ductilidad, ya que el agrietamiento puede ser equivalente al colapso. Sin embargo, su comportamiento se mejora notablemente y las fuerzas de diseño para una confiabilidad dada se reducen considerablemente si se proporciona al sistema una segunda línea de defensa, capaz de desarrollar una fracción de la resistencia lateral de los elementos frágiles, y de mostrar comportamiento dúctil después del agrietamiento del primer sistema que es generalmente más

fuerte y más rígido. Esta propiedad ha sido reconocida en algunos reglamentos de construcción^{3.16, 3.20} que especifican aproximadamente iguales ductilidades para marcos rígidos estructurales que para sistemas duales que resisten las fuerzas laterales por una combinación de sistemas verticales de contraventeo, muros de cortante a base de concreto reforzado o de mampostería y de marcos dúctiles, siempre que éstos tomen por lo menos 25 % de las fuerzas sísmicas prescritas.

3.3.3 Diseño por ductilidad y absorción de energía

La ductilidad, tanto global como local, no puede ser garantizada por el uso de un material dúctil; ambas propiedades dependen de los tipos de los modos de falla potencial y de los valores relativos de los factores de seguridad respecto a cada uno de ellos. Así, la aparición de la inestabilidad impide aprovechar plenamente la ductilidad inherente en el material usado en la estructura de la figura 3.3. En tanto que la relación esfuerzo-deformación del material se puede representar por la figura 3.6 (b), la relación entre fuerza lateral y desplazamiento se describe mejor en la figura 3.6 (d), y esta curva no dúctil dominará el comportamiento del sistema a menos que la rigidez lateral se incremente o la carga vertical disminuya; sólo la primera de esas alternativas es comúnmente factible. Igualmente el pandeo local prematuro del patín de una viga puede impedir el desarrollo de una articulación plástica dúctil en la misma sección transversal.

Para lograr un comportamiento dúctil, se deben identificar los modos potenciales de falla, determinar aquéllos caracterizados por un comportamiento dúctil y adoptar un conjunto de factores de seguridad que conduzcan a una probabilidad suficientemente baja para el caso en que los estados límite respecto a los modos frágiles sean alcanzados antes que los asociados con los modos dúctiles. Por ejemplo, los factores de reducción para cargas laterales especificadas en el Reglamento de la Construcción de la Ciudad de México^{3.16} para marcos comunes de concreto reforzado, corresponden a una ductilidad supuesta de 4, pero el Reglamento permite que ese parámetro sea tomado igual a 6 si se satisfacen ciertos requisitos; por ejemplo, se especifican factores de carga de 1.4 para los estados límite bajo falla frágil, como los asociados con fuerza cortante, torsión y pandeo, superposición de cargas permanentes y sismo, en vez de 1.1 aplicable a estados límite dúctiles.

Detalles y conexiones. Ya que la ductilidad global de las estructuras comunes depende generalmente de las ductilidades locales de pequeñas zonas, es imperativo un diseño y detallado cuidadoso de tales zonas. En marcos de edificios la fluencia se restringe generalmente a las articulaciones plásticas, localizadas en secciones donde la relación de capaci-

dad a acción alcanza su valor más bajo. Como regla es factible y conveniente tener tales secciones en los extremos de los miembros. En los capítulos 4 y 5 se tratan los criterios específicos de diseño que garantizan la formación de articulaciones plásticas dúctiles en secciones pre-determinadas.

Los modos frágiles de comportamiento son a menudo consecuencia de un exceso de capacidad resistente en alguna región particular, en la que tienen lugar cambios drásticos en las propiedades mecánicas de los miembros estructurales. Como regla la fragilidad en el comportamiento puede ser adscrita en tales casos a pandeo local no lineal o a concentraciones de esfuerzo normalmente no consideradas en el diseño ordinario. Entre las regiones vulnerables típicas se encuentran las conexiones entre miembros estructurales. En estructuras de acero, el comportamiento frágil local se debe generalmente a pandeo local o a fallas en la soldadura, mientras que en concreto reforzado se debe más bien a problemas de adherencia, tensión diagonal y transferencia de esfuerzo entre el refuerzo de diferentes miembros.

A causa de la complejidad de la distribución de esfuerzos normalmente involucrada, el problema en general se refiere no sólo a la fragilidad sino también a la ignorancia o descuido en la evaluación de la capacidad estructural de la junta. En los capítulos 4 y 5 se proporcionan recomendaciones prácticas para la evaluación de esta capacidad. La condición de que la probabilidad de falla frágil sea suficientemente más pequeña que la de falla dúctil, se logra adoptando factores de seguridad más grandes con respecto a la capacidad de la junta que con respecto a la de los miembros que conecta; sin embargo, la diferencia en los factores de seguridad no es a menudo suficiente para las incertidumbres asociadas con el comportamiento de las juntas.

Ductilidad de miembros y subsistemas. En miembros y subsistemas, las relaciones de los factores de seguridad con respecto a los modos frágiles y dúctiles dependen de las capacidades de las secciones críticas con respecto a varias combinaciones de fuerzas internas, y de las relaciones entre esas fuerzas internas cuando el miembro o el subsistema se deforman más allá de los estados límite de falla de las secciones críticas. Así, una viga de concreto reforzado sometida en sus extremos a momentos M_1 y M_2 debidos a cargas permanentes y a momentos sísmicos M'_1 y M'_2 que crecen de cero hasta sus valores finales, alcanzará su capacidad a flexión si $M_1 + M'_1$ o $M_2 + M'_2$ alcanzan la resistencia correspondiente. La falla será dúctil si la viga es subreforzada o sea si rige la falla por tensión por flexión. La falla frágil tendrá lugar si el miembro es sobreforzado o si el desarrollo de la capacidad a flexión es im-

pedido por una falla prematura por tensión diagonal. Al crecer los pares M'_1 y M'_2 los cortantes en los extremos toman el valor $[V = V_0 \pm (M'_1 + M'_2)/L]$, donde V_0 es el efecto de las cargas permanentes y L es el claro del miembro el cual falla prematuramente en tensión diagonal si el cortante en cualquier extremo alcanza la capacidad de la viga antes de que los momentos $M_1 + M'_1$ y $M_2 + M'_2$ alcancen las correspondientes resistencias a flexión.

Valores grandes de L implican valores pequeños de la fuerza cortante para valores dados de M'_1 y M'_2 y es probable que rija la falla por flexión; el comportamiento dúctil se presentará en miembros subreforzados. Para valores pequeños de L se tendrá el caso opuesto: se alcanzará la falla frágil por tensión diagonal antes que la falla dúctil, a menos que se tomen precauciones especiales para garantizar que el factor de seguridad con respecto al primer modo sea mayor que aquél aplicable al segundo.

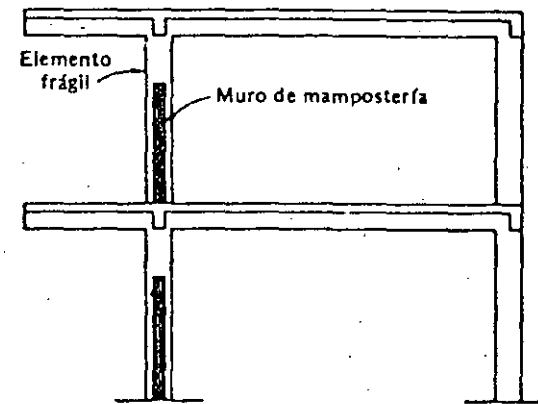


Fig. 3.19 Estructura con baja ductilidad.

Esta condición se encuentra a menudo en edificios con planta irregular como la de la figura 3.17 (a); la adopción de un menor peralte en las vigas puede conducir a una relación de resistencias de cortante a momento flexionante capaz de garantizar un comportamiento dúctil. El mismo problema es característico del sistema estructural mostrado en la figura 3.19, típico de edificios para escuelas en algunos países: la altura libre de algunas columnas se reduce por su interacción con tableros de mampostería de menor altura que la columna. Esto conduce por un lado a concentraciones de cortante y respuestas torsionantes y, por otro, a grandes relaciones de fuerza cortante a momentos flexionantes y, por

consiguiendo evitar fallas frágiles en condiciones usuales. Todos estos problemas se pueden evitar si las columnas se liberan de restricciones en todo la altura del entrepiso, ya sea instalando juntas flexibles entre columnas y tableros, o bien colocando la estructura y los tableros en planos diferentes, paralelos. Alternativamente, se puede obtener en este caso un comportamiento dúctil, diseñando la porción libre de una columna dada con una capacidad por cortante igual a o más grande que la suma de las capacidades por flexión en los extremos de la porción mencionada, dividida por su altura. No debe olvidarse la interacción con las fuerzas axiales. En el caso extremo de vigas muy cortas utilizadas para lograr acoplamiento entre muros de cortante adyacentes (figura 3.20), debe proporcionarse un refuerzo especial para lograr comportamiento dúctil bajo tensión diagonal.

Las cargas axiales reducen la ductilidad disponible en los extremos de las columnas; a mayor esfuerzo axial mayor es la reducción, como se muestra en la figura 3.21 para una columna de concreto reforzado de características dadas. Tal es la justificación del criterio que sugiere que las articulaciones plásticas se formen en los extremos de las vigas y no en los de las columnas; esto se puede lograr con una seguridad razonable adoptando factores de carga ligeramente mayores (10 o 20 %) para las columnas que para las vigas.

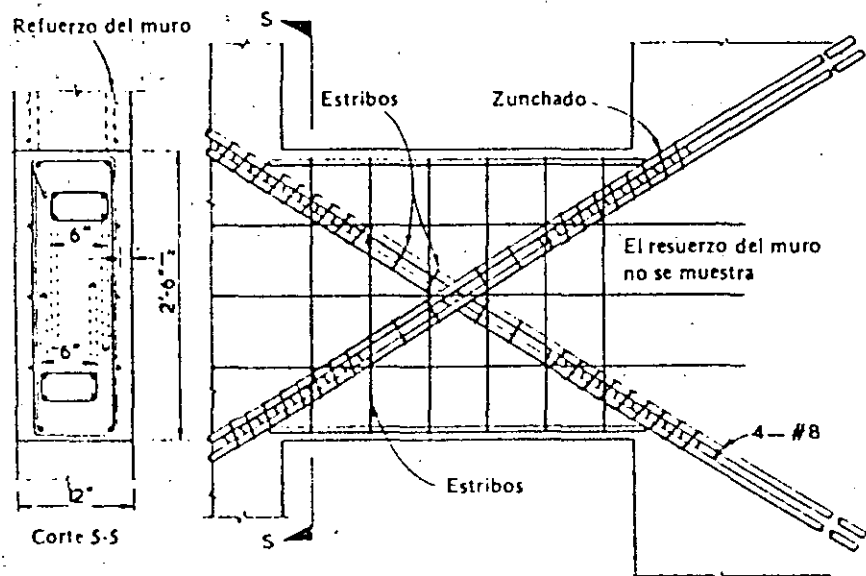


Fig. 3.20 Refuerzo sugerido para una viga corta de acoplamiento (según Paulay^{3,34}).

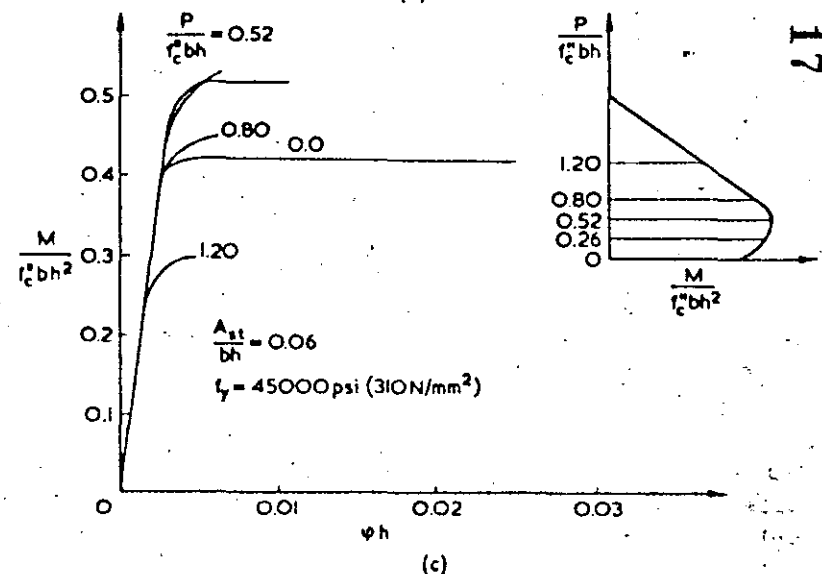
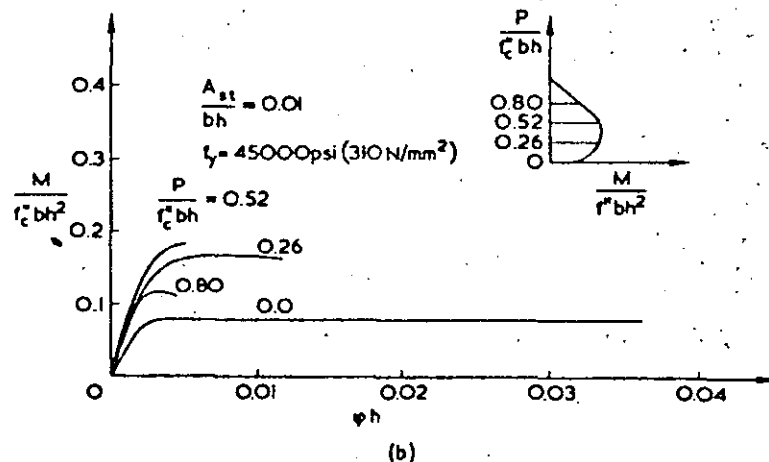
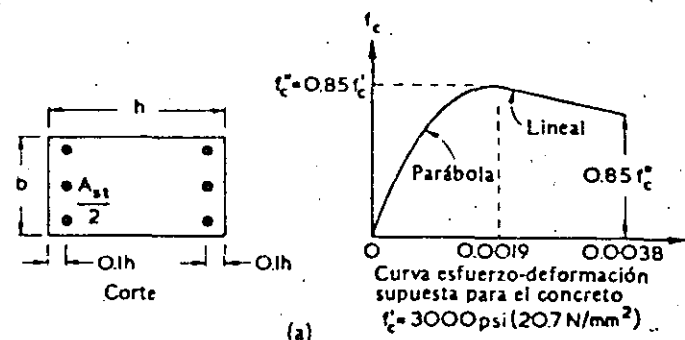


Fig. 3.21 Influencia de la carga axial en la ductilidad de columnas (según Park y Paulay^{3,35}).

Las consecuencias de diseñar exclusivamente por resistencia sin considerar aspectos de ductilidad pueden ser tan serias como se muestra en la figura 3.23, que ilustra la falla frágil durante el temblor de Caracas de 1967^{3.17} de numerosas columnas de un edificio, cuya sección transversal se muestra en la figura 3.22. Las cargas axiales por gravedad y por sismo menoscabaron la capacidad de las columnas (muy fuertes desde otro punto de vista) de desarrollar suficiente ductilidad; la situación se agravó pues los entresijos superiores con una resistencia al cortante mucho mayor que los inferiores, deben haber generado una demanda de ductilidad muy alta en las columnas en consideración.

3.4 CRITERIOS DE SEGURIDAD

3.4.1 Seguridad estructural

Incertidumbre y seguridad en el diseño sísmico. Ni las cargas que actúan en los edificios ni las resistencias de los miembros estructurales pueden predecirse con exactitud suficiente como para desprestigiar la incertidumbre en el diseño. Los valores nominales de las cargas y resistencias son los más desfavorables, sólo en el caso de que sea mínima la probabilidad de que esas cargas y resistencias adopten valores más peligrosos para el comportamiento de un sistema dado. Si el valor real de

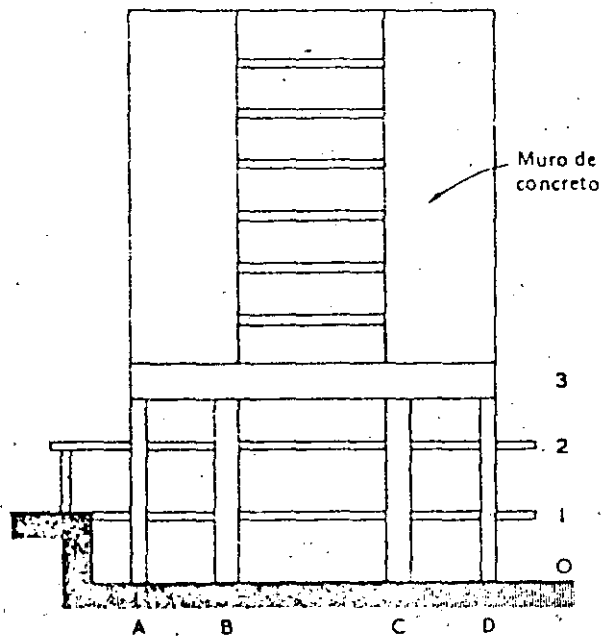


Fig. 3.22 Sección transversal esquemática de un edificio dañado durante el sismo de Caracas en 1967.

la fuerza interna que actúa en una sección crítica o porción de una estructura excede el valor de la resistencia correspondiente, ocurrirá la falla. La seguridad estructural se mide por la probabilidad de supervivencia, es decir, que la falla no tenga lugar. Cuando se contempla una sola aplicación de carga, la probabilidad de supervivencia se determina por las distribuciones probabilísticas de carga y resistencia en el instante de aplicación de la carga, siempre que el margen de seguridad, esto es, la diferencia entre resistencia y carga, no disminuya con el tiempo. La excitación sísmica, sin embargo, consiste en un número aleatorio de eventos de intensidades fortuitas que ocurren en instantes también aleatorios, y la seguridad sísmica no puede ser descrita por una sola probabilidad de supervivencia bajo una aplicación dada de carga, sino por una función de confiabilidad dependiente del tiempo $L(t)$, igual a la probabilidad de que la estructura sobreviva a todas las combinaciones de carga muerta, viva y sísmica que la afecten durante un intervalo de duración t que comience simultáneamente con la construcción.

La limitación de las pérdidas materiales y otras formas de daño es una meta del diseño sísmico tan importante como la seguridad contra colapso. Por simplicidad estos dos objetivos se consideran en los regla-

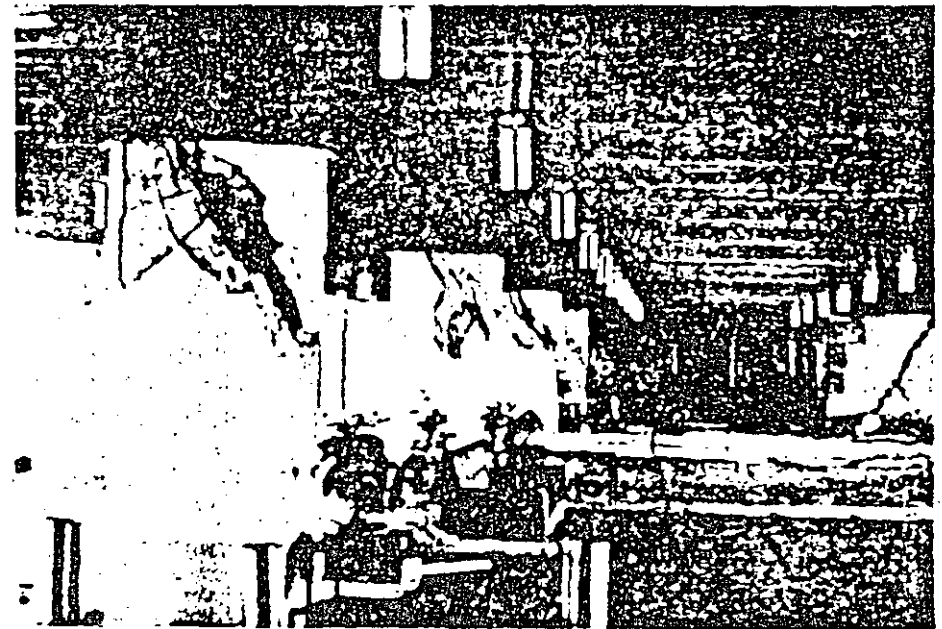


Fig. 3.23 Falla de columnas de concreto reforzado.

mentos de diseño por medio de la especificación de un sismo de diseño, para el cual tienen que ser verificadas la seguridad contra el colapso y las restricciones de deformación.

Algunas estructuras especiales son analizadas para dos sismos diferentes de diseño; los requisitos de seguridad con respecto a los estados límite de colapso se establecen para un evento de intensidad extrema, mientras que la limitación del daño no estructural se controla con base en las deformaciones y esfuerzos de sismos de intensidad moderada, con probabilidad de exceder esta intensidad varias veces durante la vida de la estructura.

El hecho de satisfacer las condiciones de seguridad en el diseño contra colapso no significa que se anule la probabilidad de falla; es poco posible establecer límites superiores suficientemente bajos a la intensidad sísmica en un lugar, o a la respuesta estructural tal que el diseño con base en ellas sea económico o siquiera factible. Por otra parte, ni la resistencia estructural ni el comportamiento para una intensidad dada se pueden predecir con seguridad. El establecimiento de condiciones de diseño depende de estudios de costo-beneficio, en los que los costos iniciales requeridos para proporcionar niveles de seguridad dada y grados de protección con respecto a pérdidas materiales se comparan con el valor presente de las consecuencias esperadas del comportamiento estructural. Este se obtiene añadiendo los costos de falla y daño que pueden ocurrir durante determinados intervalos de tiempo, multiplicados por sus correspondientes probabilidades y por factores de actualización, que convierten valores monetarios en instantes arbitrarios en el futuro a valores equivalentes en el momento de hacer la inversión inicial.

La evaluación de probabilidades de falla y daño implica un análisis de las incertidumbres asociadas con parámetros estructurales tales como masa, resistencia, rigidez y amortiguamiento^{3.18} y con aquéllos que definen la excitación sísmica, tales como intensidad del movimiento, y la relación de éste a las ordenadas de los espectros de respuesta para períodos y amortiguamientos dados, o a otras variables íntimamente relacionadas con la respuesta estructural. Inversamente, la obtención de niveles dados de seguridad y grados de protección contra pérdidas materiales se logra especificando valores nominales de parámetros de diseño, utilizados para calcular capacidad y respuesta estructural y factores de seguridad que deben relacionarse con las últimas variables.

Seguridad óptima. La aplicación formal de los estudios de costo-beneficio a la toma de decisiones en la ingeniería sísmica, se ve obstaculizada a menudo por problemas que surgen en la evaluación del

comportamiento esperado de estructuras. Es patente la dificultad de expresar diferentes tipos de consecuencias de fallas en la misma unidad o, más específicamente, asignar valores monetarios a conceptos tales como pánico, daños personales, muerte y aun pérdida de prestigio de diseñadores, contratistas o de las agencias responsables de regular los criterios de seguridad. Esas dificultades pueden subsanarse con la adopción de modelos usados en la teoría de la toma de decisiones y que toman en cuenta la incertidumbre en los conceptos mencionados y en los criterios para estimar tal incertidumbre. Una virtud muy importante de los estudios costo-beneficio orientados hacia la toma de decisiones, a pesar de lo informal que puedan ser, es que dan una idea de las variables importantes y de la manera en que las intensidades y factores de seguridad del diseño óptimo deben variar con respecto a tales variables. Se concluye entonces que la intensidad del diseño óptimo es una función creciente de la relación de la derivada del costo inicial con respecto a la capacidad al costo esperado de la falla, y es una función decreciente de la actividad sísmica en el lugar.

La última conclusión significa que a mayor actividad, mayor será el nivel óptimo de riesgo que se aceptará en el diseño.^{3.19} Esto a menudo no se toma en cuenta, ya que contradice el concepto ampliamente difundido de que en diseño sísmico por seguridad congruente significa diseñar para intensidades con un período dado de retorno, independientemente de los costos iniciales.

Los beneficios de adoptar niveles de seguridad que dependen de las consecuencias de falla, han sido reconocidos en algunos reglamentos modernos de diseño. Por ejemplo, en el Reglamento de las Construcciones de la Ciudad de México,^{3.16} las estructuras se clasifican en tres categorías según su uso: provisionales, ordinarias y especialmente importantes. La segunda categoría incluye apartamentos y edificios de oficinas, y la tercera abarca estructuras cuya falla tendría consecuencias especialmente importantes y cuyo buen funcionamiento es crítico justamente después de un sismo (hospitales, estaciones de bomberos), o el contenido de las cuales es muy valioso (museos). Las estructuras de la primera categoría no requieren un diseño sísmico formal, mientras que las de la tercera categoría se diseñan con 1.3 veces las ordenadas espectrales especificadas para el segundo grupo.

En el "Recommended Comprehensive Seismic Design Provisions for Buildings",^{3.20} propuesto recientemente, las estructuras se clasifican en tres grupos principales según su riesgo sísmico, esto es, el riesgo que implican para el público, de acuerdo con el uso previsto para cada edificio. En orden decreciente de importancia estos grupos incluyen respectivamente edificios con instalaciones críticas necesarias después del

desastre, aquellos con una alta densidad de ocupación o que restringen los movimientos de los ocupantes y otras estructuras. Los espectros de diseño sísmico se basan en todas las regiones sísmicas en intensidades que pueden excederse con 10 % de la probabilidad en 50 años. En la adopción de diferentes coeficientes sísmicos, no se reconocen diferencias en los niveles de seguridad óptimos para distintos usos de los edificios, sino sólo en las restricciones concernientes a las alturas y tipos de sistemas estructurales y en los refinamientos de los criterios de análisis y diseño estructural, los cuales se hacen depender de la zona y del riesgo sísmico.

3.4.2 Valores de diseño

Los valores nominales de las variables de diseño y de los factores de seguridad (y por consiguiente de los niveles implícitos de seguridad) se han establecido tradicionalmente de manera empírica y con base en la ingeniería. Aunque la optimización explícita como se describió anteriormente parece ser el marco ideal de referencia para el diseño, su aplicación directa por los ingenieros hoy en día es impráctica, exceptuando tal vez su aplicación a las estructuras sumamente caras como reactores nucleares, o a estructuras construidas en grandes números con el mismo diseño, tales como las plataformas de perforación marina. Los valores de diseño especificados en un reglamento de construcción deberán basarse en estudios de optimización que cubran los tipos de estructuras contempladas en tal reglamento, y la optimización deberá referirse a la población esperada en esas estructuras. El hecho de que la optimización explícita no se aplique directamente a cada estructura individual, implica que estamos tratando con optimización con ciertas restricciones; por ejemplo, los formatos de diseño deben ser sencillos y el número de variables relevantes debe ser pequeño. Como consecuencia, lo que es óptimo para una población de estructuras puede no serlo para cada miembro individual.

A pesar de lo anterior, la teoría de la confiabilidad estructural ha proporcionado el marco para las recientes tentativas de lograr congruencia entre las reglas citadas y extrapolar las condiciones más generales; formulaciones simplificadas derivadas de los conceptos básicos han conducido a criterios de diseño casi congruentes, sin alejarse de la simplicidad requerida para aplicaciones prácticas.^{3.21-3.24} Los valores nominales de las variables de diseño se escogen de tal manera que la probabilidad de que cada variable adopte un valor más desfavorable no exceda un cierto límite; a menudo la especificación de límites probabilísticos se sustituye con un criterio que especifica un número de desviaciones estándar por arriba o por abajo del valor medio de cada variable. Los niveles de s-

seguridad congruente basados en estudios de costo-beneficio se determinan por medio del correcto manejo de factores de carga y de factores de reducción de resistencia.^{3.25}

Cargas permanentes. Las cargas vivas y muertas afectan las condiciones de diseño por sismo de varias maneras; dan lugar a fuerzas internas producidas por la gravedad (reduciendo así la capacidad disponible para resistir fuerzas sísmicas), e influyen en la respuesta sísmica tanto por lo que respecta a los períodos de vibración de la estructura como a la relación entre masa, aceleración y fuerza. La influencia en los períodos naturales usualmente se desprecia al especificar cargas de diseño, pero puede considerarse estableciendo intervalos probables de variación de esos períodos con respecto a sus valores calculados. Puesto que las cargas muertas son esencialmente constantes es el tiempo, sus valores de diseño para la combinación de carga permanente y accidental coinciden con los valores válidos para la acción de la carga permanente actuando sola. Los valores de diseño para las cargas vivas que se utilizan en combinación con cargas sísmicas, deben obtenerse de las distribuciones probabilísticas de su valor en un instante arbitrario en vez de su máximo durante un intervalo relativamente largo de tiempo; el hecho de que el costo de falla en caso de que ésta ocurra sea una función de la carga viva actuante, se ha considerado en algunos estudios recientes de costo-beneficio.^{3.26} Esas condiciones justifican los requerimientos de algunos reglamentos que especifican diferentes cargas vivas de diseño, para combinarse con las cargas permanentes y accidentales o solamente con las permanentes.^{3.16}

Períodos naturales. La incertidumbre en los períodos naturales se deriva de la asociada con la masa y rigidez, así como con la interacción suelo-estructura. Su importancia surge de la sensibilidad de las ordenadas espectrales frente a este parámetro. Esta incertidumbre se puede considerar adoptando valores desfavorables derivados, ya sea aplicando factores correctivos a los valores calculados en términos de valores nominales de los parámetros relevantes, o bien cubriendo tales incertidumbres por medio de modificaciones adecuadas a las ordenadas de los espectros nominales de diseño. En general, se aplican factores correctivos mayores que la unidad a períodos que se encuentran en la rama ascendente del espectro de aceleraciones, y valores menores que la unidad en los otros casos. Por ejemplo, la figura 3.24 muestra los espectros de diseño para tres microzonas en la Ciudad de México,^{3.16} tanto para períodos naturales conocidos como para períodos naturales inciertos. Para sistemas con múltiples grados de libertad este criterio falla del lado de la seguridad, ya que desprecia correlaciones probabilísticas entre los períodos naturales.

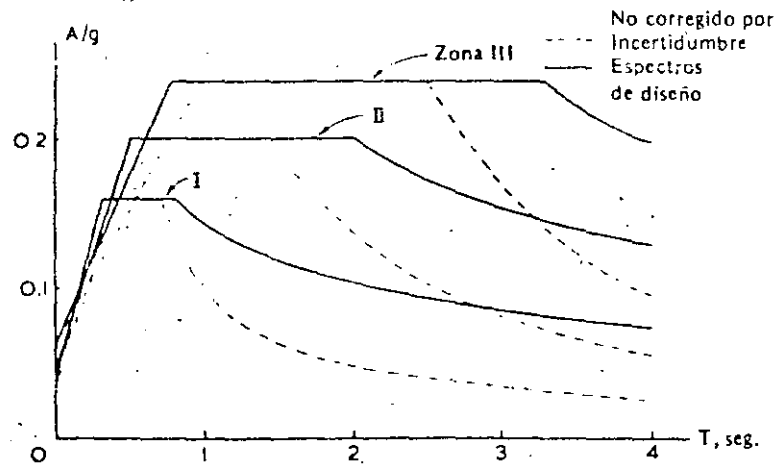


Fig. 3.24 Espectros de diseño corregidos por incertidumbre en el período natural.

Espectros de diseño. Cuando se adopta una intensidad de diseño, las características detalladas de los sismos sólo se especifican de manera aproximada. La especificación de espectros de diseño para sistemas lineales implica tomar decisiones con respecto a la intensidad de diseño, y a la probabilidad de rebasar las ordenadas espectrales propuestas dada tal intensidad. Puesto que el contenido de frecuencia del movimiento del terreno varía con la magnitud, el mecanismo focal y la distancia del lugar al foco, la intensidad sísmica por sí misma no determina la distribución probabilística de las ordenadas espectrales para todos los intervalos de períodos naturales. A menos que el riesgo sísmico en un lugar pueda ser adscrito exclusivamente a movimientos que puedan generarse en la misma fuente, los espectros de diseño no pueden hacerse corresponder al "peor sismo probable" esperado en el lugar; más bien dichos espectros deberían obtenerse de las distribuciones probabilísticas de respuesta máxima para diferentes períodos naturales, independientemente de la fuente sísmica en que se haya originado cada temblor en particular.

En general, las distribuciones probabilísticas de ordenadas espectrales máximas mencionadas en los párrafos anteriores, no se pueden inferir directamente de los registros de movimientos fuertes obtenidos en el lugar de interés, ya que sólo excepcionalmente se dispone de una muestra suficientemente grande de tales registros para dicho lugar. En vez de ello, esas distribuciones se generan regularmente a partir de modelos de procesos estocásticos de la sismicidad local en las fuentes sísmi-

cas cercanas, y la transformación de magnitudes y localiz. on de fuentes en intensidades en el lugar por medio de leyes de atenuación, que relacionan las variables pertinentes con la distancia del foco al lugar.^{3.27,3.28} En la figura 3.25 se muestran ordenadas espectrales correspondientes a probabilidades dadas de excedencia para una magnitud y distancia dadas, tomadas de la referencia 29. Si se especifican la aceleración y la velocidad máximas del terreno, los valores medios de los espectros de diseño o los valores correspondientes a probabilidades dadas de excedencia para diferentes amortiguamientos pueden estimarse fácilmente, como se muestra en la figura 2.1.

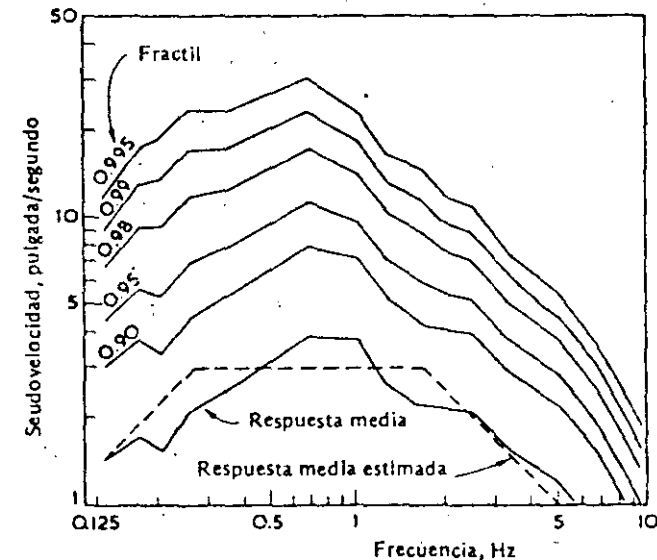


Fig. 3.25 Espectros de respuesta para diferentes probabilidades de excedencia (según McGuire).

El uso de espectros elásticos sobre terreno firme como base para la construcción de espectros de diseño inelásticos se ilustra en la figura 2.3. La línea continua representa un espectro de diseño elástico construido según el criterio de la referencia 3.30; las ordenadas son seudovelocidades y las abscisas frecuencias naturales y ambas escalas son logarítmicas. La línea interrumpida representa el espectro no lineal para el mismo amortiguamiento del espectro elástico y un factor de

ductilidad μ ; las aceleraciones espectrales pueden leerse directamente de las líneas interrumpidas, refiriéndose a un sistema adecuado de líneas rectas inclinadas hacia abajo desde la izquierda, y los desplazamientos totales del sistema inelástico se obtienen multiplicando los correspondientes a la línea discontinua por el factor de ductilidad μ (línea punteada). La relación entre los varios segmentos del espectro reducido de aceleraciones D' , V' , A' , A_0 y sus contrapartes para el caso elástico es como sigue:^{3.30} La porción extrema derecha del espectro, donde la respuesta es regida por la aceleración máxima del terreno, permanece al mismo nivel de aceleración que para el caso elástico y, por consiguiente, a un nivel correspondiente al desplazamiento total incrementado. Las ordenadas de los segmentos D y V en los rangos de frecuencias pequeñas e intermedias, respectivamente, se dividen por μ , y las ordenadas del segmento A se reducen de acuerdo con un criterio de igual energía, que para sistemas elastoplásticos es equivalente a dividir por $(2\mu - 1)^{1/2}$.

Los acelerogramas de algunos sismos registrados en la superficie de sedimentos gruesos de suelos blandos se caracterizan por su larga duración y por su naturaleza casi armónica. Estas propiedades se reflejan en sus espectros de respuesta lineal, que muestran picos muy estrechos y pronunciados en uno o más períodos dominantes (figura 3.26). Aún no ha sido evaluada la validez de las reglas previas para transformar espectros lineales en sus contrapartes no lineales, pero algunas características significativas han sido aplicadas cualitativamente en la formulación de espectros de diseño para la región de suelo blando en la Ciudad de México. Como se muestra en la figura 3.26, los espectros de diseño no corregidos por incertidumbre en el período natural muestran una amplia meseta de ordenadas constantes, que pretende cubrir la tendencia de las estructuras con períodos naturales más cortos que los dominantes en el movimiento del terreno, para mostrar respuestas crecientes al crecer sus períodos efectivos como consecuencia del comportamiento no lineal.

La figura 3.26 muestra también una corrección por incertidumbre en los períodos naturales a ambos lados de la región de ordenadas máximas; también muestra que en el lado de los períodos largos las ordenadas especificadas decaen significativamente más despacio que en el espectro registrado. Este último requerimiento se adopta por la conveniencia de cubrir la disminución en confiabilidad, debida a la posibilidad de la ocurrencia de un número mayor de modos de falla, y de proporcionar protección adicional con respecto a un comportamiento desfavorable causado por fenómenos típicos de estructuras con períodos largos, y normalmente no considerados en el análisis tales como algunas formas de interacción suelo-estructura, concentraciones de demandas de ductilidad y altos de esbeltez en exceso de los valores estimados.

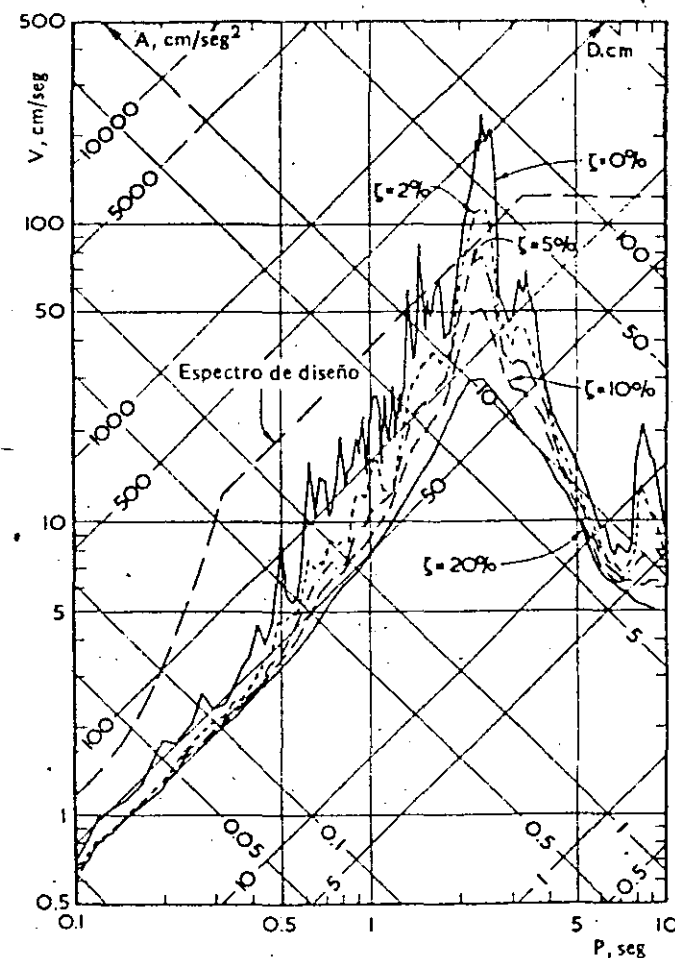


Fig. 3.26 Espectros de respuesta típica en arcilla blanda en la ciudad de México.

Amortiguamiento y ductilidad. Las recomendaciones de algunos reglamentos de construcción modernos^{3.16, 3.20} se formulan como si los espectros de diseño se basaran realmente en espectros de respuesta lineal para un amortiguamiento viscoso de 5 a 10 %, con factores correctivos que toman en cuenta aproximadamente las ductilidades del intervalo de 1 a 6. El amortiguamiento estructural a pequeñas deformaciones es, sin embargo, mucho más pequeño que lo admitido en las especificaciones de diseño. Así, mientras que los espectros de respuesta lineal, que son la base de las recomendaciones de la referencia 3.16,

corresponden a un amortiguamiento de 0.05 del crítico, algunas pruebas en estructuras sujetas a vibraciones de pequeña amplitud muestran que este valor no debe exceder de 2 a 3 % para estructuras de concreto reforzado, o de 0.5 a 1 % para estructuras de acero soldadas con pocos elementos no estructurales. Las incongruencias aparentes son más bien una cuestión de tradición y de nomenclatura que de seguridad real, ya que la mayor parte del amortiguamiento aun a deformaciones bajas debe adscribirse a la respuesta no lineal y al deterioro, más que a un comportamiento viscoso no dañino. La capacidad dúctil nominal para estructuras dadas no se ha derivado de análisis probabilísticos de las ductilidades medidas en varios sistemas estructurales sujetos a excitación dinámica, sino más bien por ajustes semiempíricos de coeficientes de diseño basados en un buen juicio ingenieril, en consideraciones económicas y en el estudio de las respuestas observadas de estructuras de propiedades conocidas a movimientos severos del suelo.

3.4.3 Análisis de confiabilidad en diseño sísmico

Como se mencionó anteriormente, la función de confiabilidad de un sistema en un medio dado es la probabilidad de que el sistema sobreviva a todas las acciones ejercidas sobre ella por el medio durante un intervalo de tiempo. Su cálculo se basa en la distribución probabilística del margen mínimo de seguridad durante el intervalo dado, y esta probabilidad es, a su vez, dependiente de las distribuciones de probabilidad de la resistencia del sistema y de la acción del medio en cada instante dentro del intervalo. En problemas de confiabilidad sísmica el medio se describe por modelos estocásticos de cargas muertas, vivas y sísmicas, mientras que la resistencia del sistema se describe por probabilidades de ocurrencia de modos dados de falla para combinaciones dadas de las cargas mencionadas. La incertidumbre en las cargas sísmicas surge de la aleatoriedad del origen, magnitud, mecanismo de ruptura del sismo, así como de la trayectoria de propagación de las ondas y de la incertidumbre en la respuesta dinámica para una intensidad sísmica dada. A continuación se presenta una breve descripción de los conceptos básicos del análisis de confiabilidad sísmica, con la idea de que proporcione un marco conceptual de referencia para la determinación racional de niveles de seguridad y, por consiguiente, de valores pertinentes de diseño y factores de seguridad. Estudios más completos pueden encontrarse en las referencias 3.21; 3.27 y 3.31.

Sismicidad. Sea Y la intensidad sísmica expresada en términos de un conjunto de parámetros (tales como la aceleración o la velocidad máxima del terreno, la respuesta espectral para un período y amortiguamiento dados) que pueden ser correlacionados directamente con la respuesta o el comportamiento estructural. El proceso estocástico de la ocurrencia

de eventos significativos describirá la sismicidad, esto es, por sísmos que tengan en el sitio de interés una intensidad suficientemente alta como para afectar estructuras, y por la distribución probabilística condicional de la intensidad, dada la ocurrencia de un evento. Sea T el intervalo entre la ocurrencia de eventos sucesivos significativos, T_1 el tiempo desde que comienzan las observaciones hasta el primer evento y $f(t)$, $f_1(t)$ las funciones respectivas de densidad de probabilidad. La función de densidad de probabilidad del tiempo de espera al r -ésimo evento significativo se obtiene como sigue:

$$f_r(t) = \int_0^t f_{r-1}(t-\tau)f(\tau)d\tau, \quad r > 1 \quad (3.1)$$

y la función de densidad de probabilidad del tiempo a la primera excedencia de intensidad y es igual a:

$$g_1(t) = \sum_{r=1}^{\infty} f_r(t)PQ^{r-1} \quad (3.2)$$

donde $Q(y)$ (supuesta independiente de t y r) es la distribución de probabilidad condicional acumulada de la intensidad cuando ha ocurrido un evento significativo, y $P = 1 - Q$. La función de densidad de probabilidad del tiempo a la falla de una estructura con una resistencia conocida igual a Y_R , se puede obtener por medio de la ecuación 3.2 haciendo $Q = Q(Y_R)$.

Se han propuesto diferentes expresiones para f_T y f_{T_1} .^{3.28} La más sencilla de ellas, pero no la más realista, supone que los eventos significativos tienen lugar según un proceso de Poisson, o sea

$$f_{T_1}(t) = f_T(t) = \nu \exp(-\nu t) \quad 23$$

en que ν es la tasa media de ocurrencia de los eventos mencionados. Bajo esta suposición, la ecuación 3.2 conduce a

$$g_1(t) = \nu P e^{-\nu P t} \quad (3.3)$$

El análisis siguiente se limitará a esta suposición. Un tratamiento más general puede encontrarse en la referencia 3.31.

Respuesta estructural: Sea D el costo del daño causado por un sismo en una estructura; éste puede variar entre 0 y $D_0 + A$, donde D_0 es el costo total de la estructura y A es el costo de su contenido así como

el de cualquier otra consecuencia (como pérdida de vida humana y efectos indirectos) expresada en términos monetarios, disminuido por el valor de rescate. Se puede establecer^{3.32} una función de densidad de probabilidad de D condicional a cada valor posible de la intensidad. Si tal función se denota por $f_{D|Y}(d|y)$, la función de densidad de probabilidad de D cada vez que tiene lugar un evento significativo es:

$$f_D(d) = \int \frac{dQ(y)}{dy} f_{D|Y}(d|y) dy \quad (3.4)$$

Puede ser útil expresar el dominio de los niveles de posible daño de una estructura dada, por medio de un conjunto de modos de falla potencial. Si $p_i(y)$ es la probabilidad de falla en el modo i dada una intensidad igual a y , y D_i es el costo correspondiente del daño, entonces la probabilidad marginal de falla en el modo i dada la ocurrencia de un evento significativo es:

$$\bar{p}_i = \int \frac{dQ(y)}{dy} p_i(y) dy \quad (3.5)$$

y el costo esperado del daño para cada evento es:

$$\bar{D} = \sum_i D_i \bar{p}_i \quad (3.6)$$

donde las \bar{p}_i son funciones de las cargas permanentes actuantes de los parámetros de diseño y de los factores de seguridad, con respecto a todos los modos de falla importantes. Cambiando los valores relativos de esos factores de seguridad, es posible hacer que los modos de falla con las consecuencias más altas (en general, los modos frágiles) sean mucho menos probables que aquéllos que conducen a niveles de menor daño. Así, la adopción de factores de carga más altos para columnas que para momentos flexionantes en vigas, puede ser aconsejable cuando cargas axiales considerables impidan el desarrollo de suficiente capacidad dúctil en los extremos de columnas; o también puede ser ventajoso hacer una estructura más segura con respecto al momento de volteo que con respecto a la fluencia lateral. La estimación cuantitativa de los incrementos adecuados de los factores de carga se puede establecer de consideraciones económicas dentro del marco costo-beneficio sugerido en el presente que sigue.

Diseño óptimo. Sea $C(x_1, \dots, x_n)$ el costo inicial de una estructura dada y x_1, \dots, x_n un conjunto de parámetros de diseño (resistencias, rigideces, ductilidades). Los valores óptimos de estos parámetros son los que maximizan la función

$$U = B - C - Z \quad (3.7)$$

donde B y Z , también funciones del conjunto de parámetro de diseño, son, respectivamente, los valores presentes de los beneficios esperados y de las consecuencias de falla. En otras palabras, si $b(t)$ es el valor esperado de los beneficios en el tiempo t derivado del comportamiento de la estructura, y γ es una tasa de descuento tal que los valores presentes de pérdidas futuras o beneficios puedan obtenerse multiplicando estos últimos por $\exp(-\gamma t)$, entonces

$$B = \int_0^{\infty} b(t) e^{-\gamma t} L(t) dt \quad (3.8)$$

y

$$Z = \int_0^{\infty} v \bar{D} e^{-\gamma t} L(t) dt \quad (3.9)$$

donde $L(t)$ es la función de confiabilidad definida anteriormente. El significado de $L(t)$ en las ecuaciones 3.8 y 3.9 es que la producción de beneficios y pérdidas está sujeta a la condición de que la estructura ha sobrevivido todas las cargas previas. Para el caso en que la resistencia Y_R se conozca, la ecuación 3.3 conduce a

$$L(t) = \exp(-v P_R t) \quad (3.10)$$

donde $P_R = P(Y_R)$.

De las ecuaciones 3.8 y 3.10 y del supuesto de que $b(t) = b$ es constante,

$$B = \frac{b}{\gamma + v P_R} \quad (3.11)$$

Igualmente, de la ecuación 3.9

$$Z = \frac{v \bar{D}}{\gamma + v P_R} \quad (3.12)$$

y la expresión para la utilidad es entonces

$$U = \frac{b}{\gamma + \nu P_R} - C - \frac{\nu \bar{D}}{\gamma + \nu P_R} \quad (3.13)$$

Si Y_0 es la intensidad mínima de eventos significativos, esto es, una intensidad debajo de la cual no puede ocurrir ningún daño, entonces ν se puede expresar aproximadamente como $K Y_0^{-r}$, donde K y r dependen de la actividad de fuentes sísmicas cerca del lugar en consideración.^{3.28} En esas condiciones, $P_R = (Y_0/Y_R)^r$.

Expresando b , P_R , C y D en términos del conjunto de parámetros de diseño y derivando con respecto a ellos, se obtiene un sistema de ecuaciones del cual se pueden determinar valores óptimos para esos parámetros.

Si la resistencia estructural para un conjunto de parámetros de diseño es incierta, las ecuaciones 3.10 y 3.13 se convierten respectivamente en:

$$L(t) = E\{\exp(-\nu P_R t)\} \quad (3.14)$$

$$U = E\left[\frac{b}{\gamma + \nu P_R} - C - \frac{\nu \bar{D}}{\gamma + \nu P_R} \right] \quad (3.15)$$

Las esperanzas en estas ecuaciones se toman con respecto a las funciones de densidad de probabilidad de la resistencia estructural Y_R .

Se pueden obtener diferentes expresiones para U , dependiendo de la estrategia adoptada *a priori* respecto a las medidas de reconstrucción y reparación que deben tomarse después de cada desastre.^{3.31} Dicha estrategia puede influir en gran medida los parámetros de diseño óptimo.

Especificación de la seguridad en el diseño codificado. De acuerdo con los criterios de optimización antes descritos, la determinación de resistencias de diseño, rigideces y ductilidades no está basada en la respuesta esperada de un solo evento, definido por un espectro dado y supuestamente con un determinado período de retorno. Más bien, los parámetros de diseño son óptimos en el sentido de que conducen a la mejor inversión de recursos tomando en cuenta un comportamiento esperado a largo plazo bajo la acción de un número fortuito de cargas aleatorias. Sin embargo, en comparación con los requerimientos de seguridad por cargas permanentes, generalmente es ventajoso especificar

seguridad ante sismo en términos de un sismo de diseño con un período de retorno supuesto, de un conjunto de reglas que definen las resistencias probables mínimas a partir de sus valores esperados y coeficientes de variación y de un conjunto de factores de carga. La seguridad bajo la acción del sismo de diseño no es significativa por sí sola, sino por ser una medida indirecta de la función de confiabilidad $L(t)$.

Confiabilidad de miembros y sistemas. En las aplicaciones de la teoría de la confiabilidad estructural a la formulación de criterios de diseño con seguridad congruente para la aplicación de una sola carga, las capacidades nominales de miembros o secciones críticas se definen a menudo por alguna de las siguientes expresiones^{3.21, 3.22}

$$R^* = \bar{R} \exp(-\alpha V_R) \quad (3.16)$$

$$R^* = \bar{R}/(1 + \alpha V_R) \quad (3.17)$$

Aquí, R^* denota el valor nominal de la resistencia aleatoria R , \bar{R} su valor esperado, V_R su coeficiente de variación y α una constante que depende de la probabilidad de que R sea menor que su valor nominal. Es evidente que la razón R^*/\bar{R} es menor que uno y que disminuye cuando V_R aumenta.

La capacidad respecto a algunos modos de falla en sistemas dúctiles puede expresarse como la suma de las contribuciones de las capacidades de un número de secciones críticas. Tómese por ejemplo la capacidad a cortante de un entrepiso dado de un edificio, y considérese tal capacidad constituida a partir de las contribuciones de las capacidades por momento en todos los extremos de las columnas. El coeficiente de variación de la capacidad de cortante de entrepiso es igual a

$$V = \left(\frac{\sum_i \sum_j \rho_{ij} V_i V_j \bar{R}_i \bar{R}_j}{\sum_i \bar{R}_i} \right)^{1/2} / \sum_i \bar{R}_i$$

donde R_i es la resistencia de la i ésima sección crítica, \bar{R}_i y V_i sus valores esperados y coeficientes de variación respectivamente y ρ_{ij} el coeficiente de correlación entre R_i y R_j . Si las últimas variables son estocásticamente independientes,

$$V = \left\{ \frac{\sum_i (V_i \bar{R}_i)^2}{\sum_i \bar{R}_i} \right\}^{1/2} / \sum_i \bar{R}_i$$

y si todas las V_i son iguales a ν

$$V = \nu \left(\frac{\sum_i \bar{R}_i^2}{\sum_i \bar{R}_i} \right)^{1/2} / \sum_i \bar{R}_i$$

por consiguiente, $V \leq v$ y el valor nominal de R que se obtendría por aplicación directa de la ecuación 3.17, con el valor adecuado de V excederá el obtenido por la simple adición de los valores nominales R^* , de las contribuciones de todas las secciones críticas. Este resultado es una manera analítica de expresar un principio a menudo derivado intuitivamente de que en condiciones de seguridad similares para secciones críticas individuales, la confiabilidad de sistemas dúctiles respecto a modos de falla que requieren el desarrollo de la capacidad de n secciones críticas disminuye al decrecer n . Ya que los criterios de diseño para la revisión de condiciones de seguridad se establecen usualmente en términos de la relación de la capacidad estructural a la carga interna en cada sección crítica individual, el efecto en estudio debe ser considerado haciendo variar los factores de seguridad requeridos con el número de secciones críticas comprendidas en un modo de falla. Esto es la base para la prescripción del Reglamento de la Ciudad de México de 1976, que establece que la fuerza generalizada que actúa en cada muro de cortante o columna que toma más de 20% de la fuerza de entrepiso generalizada (fuerza cortante, par o momento de volteo), se incremente en un 20%. Lo es también para la prescripción concerniente a sistemas no redundantes en las recomendaciones ATC,^{3,20} que establece que cuando un edificio se diseña o construye de tal manera que la falla de un solo miembro, conexión o componente pone en peligro la estabilidad del edificio, esa parte deberá proporcionarse con una resistencia por lo menos 50% mayor de la que se requeriría de otra manera.

Superposición de contribuciones modales. Las contribuciones máximas de todos los modos naturales a una respuesta (fuerza interna en una sección crítica, desplazamiento o deformación) no ocurren simultáneamente. El valor de diseño de un parámetro de respuesta se supone proporcional a su desviación estándar al término del sismo. Después de algunas simplificaciones^{3,10} este criterio conduce a la siguiente expresión:

$$S = \left(\sum_i \sum_j S_i S_j \frac{1}{1 + \epsilon_{ij}^2} \right)^{1/2} \quad (3.18)$$

donde:

$$\epsilon_{ij} = \frac{\omega'_i - \omega'_j}{\xi'_i \omega'_i + \xi'_j \omega'_j} \quad (3.19)$$

y S_i es el valor máximo absoluto de la contribución del modo i ésimo a la respuesta de interés; debe tomarse con el signo adoptado por la función de respuesta de impulso unitario de la respuesta de interés, a un escalón de incremento en la velocidad del terreno cuando la función mencionada alcanza su valor numérico máximo.

En la ecuación 3.19, ω_i = frecuencia circular no amortiguada del i ésimo modo natural, $\omega_i = \omega_i \sqrt{1 - \xi_i'^2}$ = frecuencia circular amortiguada del i ésimo modo natural, $\xi_i = \xi_i + 2/\omega_i s$, ξ_i = relación de amortiguamiento del i ésimo modo natural (supuesto igual a 0.05 a menos que se justifique un valor diferente), y s = duración del segmento de ruido blanco estacionario equivalente a la familia de sismos reales de diseño; s puede variar de 15 a 40 segundos para condiciones del terreno que varían de firme a depósitos gruesos de material blando. La influencia de la correlación estocástica entre los instantes cuando la respuesta asociada con cada modo alcanza su máximo, se refleja en la ecuación 3.18 a través de la participación de los ϵ_{ij} : cuando ω'_i difiere significativamente de ω'_j , ϵ_{ij} es más grande y S^2 se aproxima a la suma de los cuadrados de las contribuciones de los modos individuales $\sum_i S_i^2$. Sin embargo, cuando ω'_i cercano a ω'_j , ϵ_{ij} tiende a cero y el producto cruzado $S_i S_j$, para $i \neq j$ adquiere importancia. El hecho de que cada uno de esos términos puede ser positivo o negativo, explica la posibilidad de que ocurran respuestas modales con alta correlación con ángulos de fase cercano a 0° o a 180° .

En edificios, los términos con productos cruzados son usualmente despreciables. Hay excepciones, por ejemplo, en el análisis modal de edificios con pequeñas excentricidades torsionales, cuando se toman en cuenta los grados de libertad por torsión, o en el análisis de cualquier tipo de estructura cuando la respuesta de un apéndice (porción caracterizada por una masa mucho más pequeña que las otras en que el sistema es moderado) se toma como un grado de libertad en el cálculo de las formas modales y frecuencias.^{3,16}

Superposición de componentes del movimiento del terreno. Ha sido costumbre diseñar estructuras para que éstas resistan la envolvente de efectos de los diversos componentes del movimiento sísmico, como si esos componentes actuasen uno a la vez. Cada vez hay mayor conciencia de que el diseño debería reconocer la acción simultánea de todos los componentes, pues se han identificado una serie de condiciones en las que la superposición de esos componentes afecta significativamente la seguridad. Consideremos por ejemplo un edificio a base de marcos continuos en dos direcciones ortogonales, otro con una planta asimétrica y un puente continuo largo sobre varios apoyos. Si las columnas en la primera estructura se construyen de concreto reforzado con una sección cuadrada, la dirección más desfavorable para la aplicación de las fuerzas sísmicas será a lo largo de su diagonal, en vez de paralela a cualquier sistema de marcos ortogonales. Además si se analiza la respuesta no lineal de la estructura y se desarrolla una considerable ductilidad en los extremos de las columnas, las rigideces efectivas

vas de los marcos en una dirección dependerán en cualquier instante en el estado simultáneo de deformación de los otros sistemas de marcos; en otras palabras, existirá una interacción considerable entre las demandas de ductilidad en ambas direcciones. Los marcos normales a la dirección de asimetría en el segundo caso están sujetos a los efectos de cortante directo, producido por el componente horizontal paralelo a ellos y a los efectos torsionantes asociados con el otro componente horizontal. El movimiento fuera de fase de los diversos apoyos en la tercera estructura afecta cualitativa y cuantitativamente la distribución de fuerzas internas.

Recientemente se ha adoptado un criterio aproximado que toma en cuenta los efectos antes mencionados, surgió de una simplificación de una fórmula de segundos momentos de seguridad estructural^{3.36} y consiste en lo siguiente:^{3.37}

1. Calcular las respuestas a cargas de gravedad y a los componentes de movimiento del terreno considerados como potencialmente significativos. Arreglar esas respuestas en vectores $R = R_0$ y R_i respectivamente con $i = 1, 2, \dots, n$.

2. Obtener los vectores.

$$R = R_0 + \sum_{i=1}^n \alpha_i R_i$$

asignando signos más y menos a $\alpha_i R_i$, ordenando las R_i en todas las posibles permutaciones y dando a las α_i los valores de la tabla 3.1

3. Si el problema es de análisis, encontrar si todos los puntos caen dentro de la superficie de falla. Si el problema es de diseño, asignar a los parámetros de diseño tales valores que el dominio seguro contenga todos los puntos

En el análisis y diseño de torres y chimeneas es aconsejable tomar α_i igual a 0.5 en vez de 0.3 para $i \geq 2$. Esta recomendación nace de dos consideraciones: en torres con planta cuadrada o rectangular apoyadas en cuatro columnas iguales, la aplicación del criterio previo con $\alpha_i = 0.3$ para revisar la seguridad respecto a esfuerzos axiales producidos por momentos de volteo, conduce a errores sistemáticos del lado de la inseguridad; en estructuras con simetría radial, tales como chimeneas, una asimetría aparentemente insignificante causa un acoplamiento apreciable entre modos de vibración que involucran desplazamientos horizontales ortogonales (véanse las secciones 1.10 y 2.7.4).

Tabla 3.1 Valores de α_i y errores máximos en la amplitud del vector de respuesta sísmica (según referencia 3.27)

i ó n	α_i	Error máximo (%)	α_i	Error máximo del lado de la seguridad (%)	Error máximo del lado de la inseguridad (%)
1	1.000	0.0	1.0	0.0	0.0
2	0.336	5.5	0.3	4.4	8.1
3	0.250	8.4	0.3	8.6	7.6
4	0.206	10.4	0.3	12.7	5.0
5	0.179	11.8	0.3	16.6	1.6
6	0.160	13.0	0.3	20.4	-2.1
7	0.146	13.9	0.3	24.1	-5.8
8	0.135	14.7	0.3	27.7	-9.6
9	0.126	15.4	0.3	31.1	-13.3
10	0.118	16.0	0.3	34.5	-17.0

3.4.4 Reparación y refuerzo de estructuras

Algunos momentos históricos, estructuras dañadas y aquellas que van a ser remodeladas o cuyo uso va a cambiarse, presentan a menudo el problema de decidir sobre los niveles adecuados de seguridad y de cumplir con los reglamentos de construcción en uso. En algunas regiones, grandes porciones de edificios importantes se han diseñado y construido de acuerdo con criterios que posteriormente se juzgaron como insuficientemente estrictos, y existen gran cantidad de unidades habitacionales con poca o ninguna ingeniería. La adopción de criterios estándar aplicables a estructuras nuevas es molesto y caro en la mayor parte de los casos antes mencionados. Estos problemas deben enfocarse teniendo en cuenta que el objetivo del diseño en ingeniería es optimizar para la sociedad. Recientemente se han establecido patrones de decisión que tratan esos casos.^{3.32}

REFERENCIAS

- 3.1 Esteva, L., "Behavior Under Alternating Loads of Masonry Diaphragms Framed by Reinforced Concrete Members", *Proc. International Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structures*, RILEM, Ciudad de México (1966).
- 3.2 Krawinkler, H., Bertero, V. V. y Popov, E. P., "Inelastic Behavior of Steel Beam-to Column Subassemblages", *Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, Univ. California, EERC 71-7, Berkeley, Cal.* (1971).
- 3.3 Frank, R. A., Anagnostopoulos, S. A., Biggs, J. M. y Vanmárcke, E. H., "Variability of Structural Response Due to Real and Artificial Ground Motions", MIT Department of Civil Engineering, *Research Report R76-6* (1976).
- 3.4 Havilane, R. W., Biggs, J. M. y Anagnostopoulos, S. A., "Inelastic Response Spectrum Design Procedures for Steel Frames", MIT Department of Civil Engineering, *Research Report R76-40* (1976).
- 3.5 Veletsos, A. S., "Maximum Deformations of Certain Nonlinear Systems", *Proc. Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago de Chile (1969).
- 3.6 Bielak, J., "Dynamic Response of Single-Degree-of-Freedom Bilinear Systems", Tesis de Maestría, Rice University, Houston, Tex. (1966).
- 3.7 Spencer, R. A., "The Nonlinear Response of Multistory Prestressed Concrete Structures to Earthquake Excitation", *Proc. Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago de Chile (1969).
- 3.8 Penzien, J. y Liu, S. C., "Nondeterministic Analysis of Nonlinear Structures Subjected to Earthquake Excitations", *Proc. Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago de Chile (1969).
- 3.9 Ramírez, J., "Efectos de Inestabilidad en la Respuesta Sísmica de Estructuras de Cortante Inelásticas", Tesis de Maestría, *Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México* (1977).
- 3.10 Newmark, N. M. y Rosenblueth, E., "Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J. (1971).
- 3.11 Guerra, O. R. y Esteva, L., "Equivalent Properties and Ductility Requirements in Seismic Dynamic Analysis of Nonlinear Systems", *Proc. Sixth World Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Delhi, India (1977).
- 3.12 Rosenblueth, E., "Temblor de Chile de Mayo 1970: Sus efectos en Estructuras Civiles", *Ingeniería*, 31, 1, México, D. F. (1961).
- 3.13 González-Flores, M., "Sistema para Eliminar los Esfuerzos Peligrosos que los Temblores Causan en las Estructuras", *Quinto Congreso Mexicano de la Industria de la Construcción*, México, D. F. (1964).
- 3.14 Skinner, R. I., Kelly, J. M. y Heine, A. J., "Energy Absorption Devices for Earthquake Resistant Structures", *Proc. Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, Roma, Italia (1973).
- 3.15 Ruiz, S. E., Esteva, L. y Guerra, O. R., "Desarrollo y Evaluación de Sistemas para Limitar las Acciones Sísmicas sobre Edificios", *Ingeniería*, 47, 2, México, D. F. (1977).
- 3.16 "Diseño estructural", Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México, México, D. F. (1977).
- 3.17 Esteva, L., Díaz de Cossío, R. y Elorduy, J., "El Temblor de Caracas, julio de 1967", *Ingeniería*, 38, 3, México, D. F. (1968).
- 3.18 Haviland, R., "A Study of the Uncertainties in the Fundamental Translational Periods and Damping Values for Real Buildings", MIT, Department of Civil Engineering Research, *Report R76-12* (1976).
- 3.19 Esteva, L., "Seismic Risk and Seismic Design Decisions", *Seminar on Seismic Design of Nuclear Power Plants*, MIT Press, Cambridge, Mass. (1969).
- 3.20 *Recommended Comprehensive Seismic Design Provisions for Buildings*, Applied Technology Council, Palo Alto, Calif. (1977).
- 3.21 Rosenblueth, E. y Esteva, L., "Reliability Basis for Some Mexican Codes", American Concrete Institute, *Special Publication 31* (1971).
- 3.22 Meli, R., "Bases para los Criterios de Diseño Estructural del Proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", *Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Report 375* (1976).
- 3.23 Esteva, L., "Regionalización Sísmica de México para Fines de Ingeniería", *Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Report 246* (1970).
- 3.24 Rosenblueth, E., "Code Specification of Safety and Serviceability", Informe núm. 2 del estado actual. Comité técnico núm. 10: Structural Safety and Probabilistic Methods, *ASCE-IABSE Joint Committee on Planning and Design of Tall Buildings*, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, Pa. (1972).

- 3.25 Lind, N. C., "Deterministic Format for the Probabilistic Design of Structures", en *An Introduction to Structural Optimization*, Solid Mechanics Division, Univ. Waterloo, Waterloo, Ont., Canadá, SM Study 1 (1969).
- 3.26 Rosenblueth, E. y Mendoza, E., "Optimum Seismic Design of Auditoriums", *Proc. Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, 2, Roma, Italia (1973).
- 3.27 Esteva, L., "Criterios para la Construcción de Espectros de Diseño Sísmico", *Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Report 178* (1968).
- 3.28 Esteva, L., "Seismicity", Chapter 6 of *Seismic Risk and Engineering Decisions* (Editado por C. Lomnitz y E. Rosenblueth), Elsevier, Amsterdam (1976).
- 3.29 McGuire, R. K., "Seismic Structural Response Risk Analysis, Incorporating Peak Response Regressions on Earthquake Magnitude and Distance", Tesis Doctoral, *MIT Department of Civil Engineering* (1974).
- 3.30 Newmark, N. M. y Hall, W. J., "Procedures and Criteria for Earthquake Resistant Design", *Building Practices for Disaster Mitigation, Building Science Series 46*, National Bureau of Standards, Washington, D. C. (1973).
- 3.31 Rosenblueth, E., "Optimum Design for Infrequent Disturbances", *Proc. Am. Soc. civ. Engrs*, 102, ST9 (septiembre, 1976).
- 3.32 Rosenblueth, E., "Decisiones Optimas para Estructuras Existentes en Zona Sísmica. Primera Etapa", *Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México* (en imprenta).
- 3.33 Newmark, N. M., "Current Trends in the Seismic Analysis and Design of High-Rise Structure", en *Earthquake Engineering* (editado por R. Wiegel), Prentice Hall, Englewood Cliffs, N. J. (1970).
- 3.34 Paulay, T., "Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls", *Proc. Am. Soc. civ. Engrs*, 97, ST3 (marzo, 1971).
- 3.35 Park, R. y Paulay, T., "Reinforced Concrete Structures", John Wiley and Sons, Nueva York (1975).
- 3.36 Hasofer, A. M. y Lind, N. C., "Exact and Invariant Second-Moment Code Format", *Proc. Am. Soc. civ. Engrs*, 100, EMI (1974).
- 3.37 Rosenblueth, E. y Contreras, H., "Approximate Design for Multicomponent Earthquakes", Propuesto para publicarse en *J. Engng Mech. Div. Am. Soc. civ. Engrs*.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA

ESTRUCTURAS DE CONCRETO

OCTUBRE, 1984

5

estructuras de concreto

Robert Park y Thomas Pauley

5.1 INTRODUCCION

La experiencia obtenida de los temblores y de las pruebas de laboratorio, ha mostrado que el concreto reforzado bien diseñado y detallado, es apropiado para las estructuras resistentes a sismos. Los capítulos anteriores han recalcado que las cargas estáticas horizontales de diseño recomendadas por la mayoría de los reglamentos, son de tal naturaleza, que las estructuras podrán resistir únicamente sismos moderados sin sufrir daño estructural. Los posibles temblores severos sólo podrán ser resistidos si los miembros son lo suficientemente dúctiles para absorber y disipar la energía sísmica mediante deformaciones inelásticas. Esto requiere que el proyectista establezca los niveles posibles de resistencia en flexión y cortante de los elementos y sus conexiones, y que asegure una ductilidad adecuada. Deben evitarse todas las formas de falla frágil.

Este capítulo comienza examinando la resistencia y ductilidad de los elementos de concreto reforzado. Enseguida se describe el diseño de marcos y muros de cortante de concreto reforzado resistentes a sismos. También se le presta atención a las pilas de concreto reforzado para puentes, así como a los marcos presforzados. Se hace referencia al Reglamento de las Construcciones del American Concrete Institute (ACI 318-77)⁵⁻¹ puesto que es uno de los reglamentos de concreto que contienen disposiciones sísmicas de mayor uso. Asimismo, se utiliza el método de diseño por resistencia, ya que, como se mencionó anterior-

mente, el diseño sísmico requiere un comportamiento de la estructura en el rango inelástico. Los niveles de resistencia disponible en los diferentes modos de falla, no pueden establecerse con precisión si se utiliza el método de esfuerzos de trabajo.

5.2 DISPOSICIONES PARA RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

5.2.1 Cargas de diseño

En el diseño por resistencia, las cargas de diseño (últimas), se determinan a partir de las cargas de servicio usando factores de carga, que tienen el propósito de lograr una seguridad adecuada. Por ejemplo, el Reglamento ACI^{5.1} recomienda que la resistencia requerida U que se proporciona para resistir la carga muerta D , la carga viva L y la carga sísmica E , debe ser por lo menos igual a la requerida en el peor de los casos de carga siguientes:

$$U = 1.4D + 1.7L \quad (5.1)$$

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E) \quad (5.2)$$

donde L puede tomar la totalidad de su valor, o cero, y

$$U = 0.9D + 1.43E \quad (5.3)$$

5.2.2 Resistencia de la sección

La resistencia ideal en una sección de un miembro S_i , se obtiene a partir de la teoría que predice el comportamiento en la falla de la sección, así como en las dimensiones dadas del miembro y las resistencias especificadas de los materiales. Otros niveles de resistencia pueden relacionarse convenientemente con la resistencia ideal.

La resistencia confiable S_d está dada por:

$$S_d = \varphi S_i \quad (5.4)$$

donde φ es el factor de reducción de resistencia, que toma en cuenta las aproximaciones de los cálculos y las variaciones en las resistencias de los materiales, mano de obra y dimensiones. Los valores de φ recomendados por el Reglamento ACI dependen de la importancia de las cantidades variables: para flexión en vigas $\varphi = 0.9$; para flexión y compresión axial en columnas, si contienen refuerzo transversal en espiral, $\varphi = 0.75$, o de otra forma, $\varphi = 0.7$ (en secciones en las que la compresión axial se aproxima a cero, $\varphi = 0.9$); y para cortante y torsión, $\varphi = 0.85$.

La sobrerresistencia S_o está dada por:

$$S_o = \varphi_o S_i \quad (5.5)$$

donde φ_o es el factor de sobrerresistencia que toma en cuenta todas las fuentes de aumento de la resistencia, y es mayor que la unidad. Por ejemplo, la resistencia a la fluencia real del acero y la resistencia real del concreto pueden resultar considerablemente mayores que las resistencias especificadas. Otros factores incluyen el aumento en la resistencia del acero debida al endurecimiento por deformación para grandes deformaciones inelásticas de los miembros, una mayor cantidad de acero que la requerida por los cálculos, colocada en las secciones y tamaños de la sección de concreto mayores que los supuestos.

Los diferentes niveles de resistencia descritos en las ecuaciones 5.4 y 5.5, pueden utilizarse en los cálculos; para asegurar que los miembros de la estructura alcancen su resistencia en la secuencia deseada al ocurrir un sismo severo.

5.2.3 Ductilidad de la sección

El comportamiento dúctil significa la habilidad de soportar grandes deformaciones inelásticas, mientras la resistencia se mantiene esencialmente constante. La ductilidad disponible de las secciones de concreto reforzado y presforzado depende primordialmente del contenido de acero longitudinal de tensión y de compresión, del contenido de acero transversal para el confinamiento del concreto y la restricción contra el pandeo de las varillas, de las resistencias del concreto y del acero y de la magnitud de la carga axial. Deben evitarse las posibilidades de falla por cortante y adherencia. En la actualidad, los reglamentos no indican en forma explícita el nivel de ductilidad que las secciones deban ser capaces de alcanzar, donde ocurran articulaciones; sin embargo, recomiendan prácticas para el detallado con el propósito de asegurar una ductilidad adecuada.

5.3 COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACION DEL CONCRETO Y DEL ACERO

5.3.1 Concreto

La figura 5.1 muestra las curvas representativas de esfuerzo-deformación que se obtuvieron a partir de cilindros de concreto de peso normal, cargados en compresión monoaxial en un ensayo conducido durante varios minutos. Las curvas son casi lineales hasta casi la mitad de la resistencia a la compresión, y en esta región lineal el módulo de elasticidad para concreto de peso normal puede considerarse igual a $57\,000 \sqrt{f'_c}$ psi ($4\,730 f'_c$ MPa) donde f'_c es la resistencia a la compresión del

cilindro de concreto. La deformación unitaria correspondiente al esfuerzo máximo es de 0.002. Cuando la carga se aplica a un ritmo rápido de deformación unitaria, tanto el módulo de elasticidad como la resistencia del concreto aumentan. Por ejemplo, para un ritmo de deformación de 0.01/seg., la resistencia del concreto puede incrementarse hasta en un 17 %. Las cargas repetidas de compresión con gran intensidad producen un efecto pronunciado de histéresis en la curva esfuerzo-deformación, como se ilustra en la figura 5.1. Las pruebas indican que la curva envolvente es casi idéntica a la que se obtiene en una sola aplicación de la carga. Para concreto de peso normal, el módulo de ruptura puede tomarse aproximadamente igual a $7.5 \sqrt{f'_c}$ psi (0.63 $\sqrt{f'_c}$ MPa).

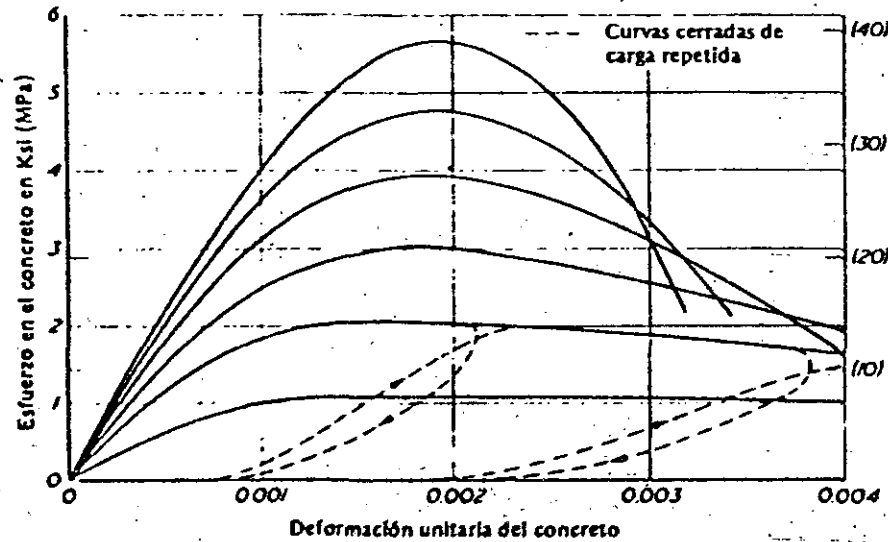
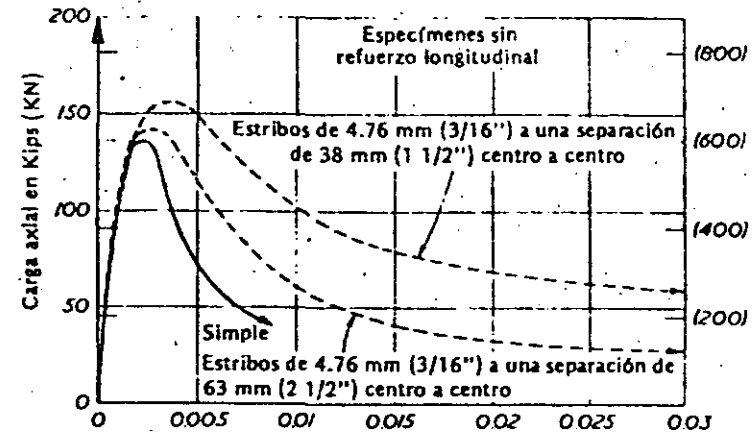


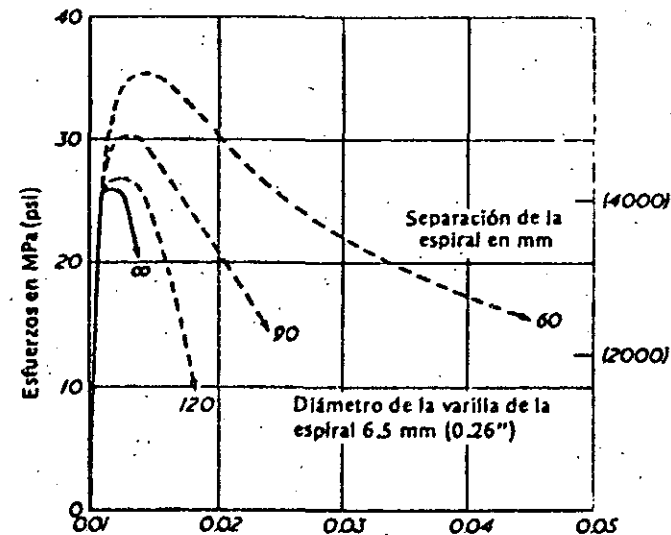
Fig. 5.1 Curvas esfuerzo-deformación unitaria para cilindros de concreto cargados en compresión monoaxial.

Cuando el concreto se comprime hasta alcanzar esfuerzos que se aproximen a la resistencia de compresión monoaxial, las deformaciones unitarias transversales alcanzan valores muy altos, a causa del agrietamiento interno progresivo. Si existe refuerzo transversal, éste aplicará en esta etapa una reacción de confinamiento al concreto, y mejorará considerablemente las características esfuerzo-deformación del concreto

a altas deformaciones.^{5.2} La figura 5.2 muestra las curvas de esfuerzo-deformación para el concreto confinado mediante espirales o estribos cuadrados. Las espirales confinan al concreto en forma más efectiva, ya que su configuración circular les permite proporcionar una presión continua de confinamiento alrededor de toda la circunferencia. Un estribo cuadrado, por lo general, sólo aplica una presión de confina-



(a) Deformación unitaria promedio en una longitud de calibración de 15 cm (6")



(b) Deformación unitaria promedio en una longitud de calibración de 200 mm (7.9")

Fig. 5.2 Deformación axial de especímenes de concreto confinado. a) Curvas carga axial-deformación unitaria para prismas cuadrados de 10 cm con estribos cuadrados. b) Curvas esfuerzo-deformación unitaria para cilindros de concreto de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura con espirales circulares.

miento cerca de las esquinas, ya que la presión del concreto tiende a arquear hacia afuera los lados del estribo. Iyengar y colaboradores^{5.4} han propuesto resistencias empíricas de esfuerzo-deformación para el concreto confinado mediante espirales; Kent y Park y colaboradores^{5.2} para el concreto confinado con estribos rectangulares.

5.3.2 Acero de refuerzo

La figura 5.3 (a) muestra las curvas características de esfuerzo-deformación de las varillas de acero que se usan en las construcciones de concreto reforzado cargadas monotónicamente en tensión. El módulo de elasticidad del acero, para la porción elástica y lineal de la curva, normalmente se toma igual a 29×10^6 psi (0.2×10^6 MPa). Generalmente los aceros de alta resistencia muestran una plataforma horizontal de fluencia con una longitud más corta que la de aceros de resistencias inferiores y, consecuentemente, el endurecimiento por deformación aparece para deformaciones unitarias menores. Asimismo, los aceros de alta resistencia experimentan una menor elongación antes de la fractura que los aceros de resistencias inferiores. Por lo general, las curvas esfuerzo-deformación en tensión y compresión se suponen idénticas. Un ritmo rápido de carga tiene el efecto de incrementar la resistencia de fluencia del acero. Por ejemplo, para un ritmo de deformación unitaria de 0.01/seg., la resistencia a la fluencia puede aumentar hasta en un 14 %. Para cargas repetidas del mismo signo, el espécimen se recupera a lo largo de una trayectoria paralela a la porción elástica inicial; y al recargarse sigue la misma trayectoria hasta la curva original, posiblemente con una pequeña histéresis y un efecto de endurecimiento por deformación. La curva de carga monotónica proporciona una buena idealización de la curva envolvente para cargas repetidas del mismo signo.

Si se aplica al espécimen una carga axial reversible (tensión-compresión) del orden de la de fluencia, se obtiene una curva esfuerzo-deformación del tipo mostrado en la figura 5.3 (b). La figura muestra el efecto Bauschinger, en el que la curva esfuerzo-deformación se torna no lineal para un esfuerzo mucho menor que el de la fluencia original. La deformación previa afecta en gran medida el comportamiento del acero. Las curvas de carga reversible son importantes cuando se considera el efecto de las cargas sísmicas de gran intensidad sobre los miembros. Las idealizaciones de dichas curvas se exponen aparte.^{5.2}

Se recomienda el uso de varillas corrugadas para el refuerzo principal en el diseño sísmico, ya que sus características de adherencia son superiores.

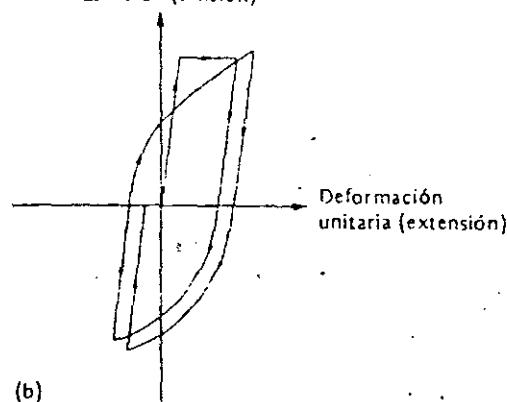
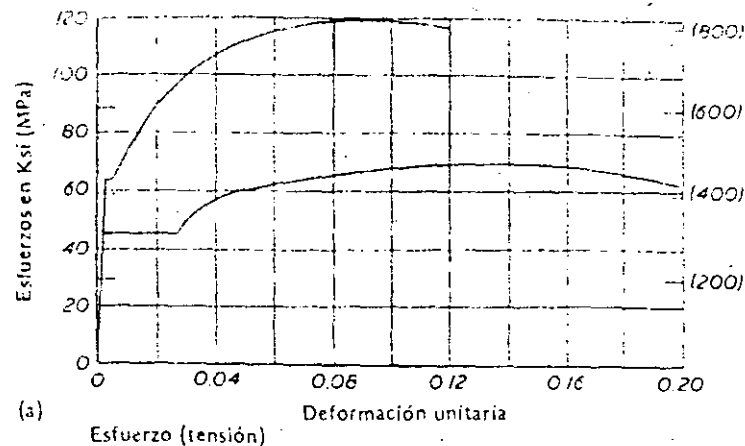


Fig. 5.3 Curvas esfuerzo-deformación unitaria para acero de refuerzo. a) Carga monotónica, b) carga con inversiones de signo.

5.3.3 Acero de presfuerzo

La figura 5.4 muestra las curvas características de esfuerzo-deformación de carga monotónica en tensión, para diferentes tipos de acero de alta resistencia que se usan en las construcciones de concreto presforzado. Los rasgos más sobresalientes de las curvas son: la ausencia de una plataforma horizontal de fluencia antes del endurecimiento por deformación y una elongación última menor a la del acero de refuerzo. Para lograr una ductilidad adecuada en el diseño sísmico, es importante que la elongación en el momento de la fractura no sea pequeña; una elongación última del 4 % parece ser necesaria. En cargas de tensión repetidas, en el rango inelástico, se presenta alguna histéresis en la curva carga-descarga. El ancho de ésta es mayor para deformaciones unitarias mayores.

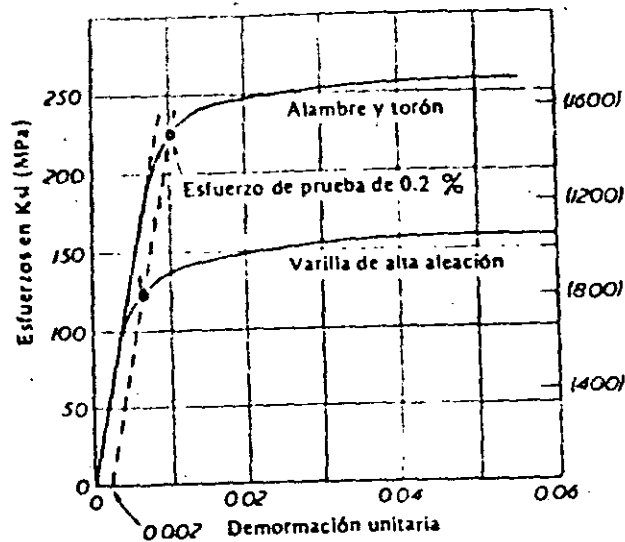


Fig. 5.4 Curvas esfuerzo-deformación unitaria para acero de alta tensión.

5.4 MIEMBROS DE CONCRETO REFORZADO

5.4.1 Resistencia y ductilidad de secciones a flexión

Comportamiento momento-curvatura. Las características de carga-deflexión de las estructuras resistentes a sismos, dependen principalmente de las relaciones momento-curvatura de las secciones, ya que para miembros de proporciones normales, la mayoría de las deformaciones son consecuencia de las deformaciones asociadas con la flexión, siempre que se eliminen otros tipos de falla y las deformaciones debidas a las fuerzas cortantes y axiales no sean importantes. La figura 5.5 muestra las relaciones momento-curvatura obtenidas a partir de mediciones efectuadas en vigas en las secciones críticas de la estructura. La curvatura ϕ es la rotación por unidad de longitud del miembro. Si el contenido de acero de tensión es pequeño y el de acero de compresión es alto, el acero de tensión alcanza la resistencia de fluencia, pudiendo ocurrir entonces un gran incremento en la curvatura mientras el momento flexionante se mantiene esencialmente constante [figura 5.5 (a)]. Este tipo de falla se conoce como "falla de tensión", aun cuando ocurra finalmente aplastamiento del concreto. Por otra parte, si el contenido de acero de tensión es alto y el de compresión bajo, el acero de tensión no alcanza a fluir y la falla será frágil si el concreto no se encuentra confinado [figura 5.5 (b)]. Lo anterior se conoce como "falla por compresión". Al diseñar, las vigas siempre se proporcionan

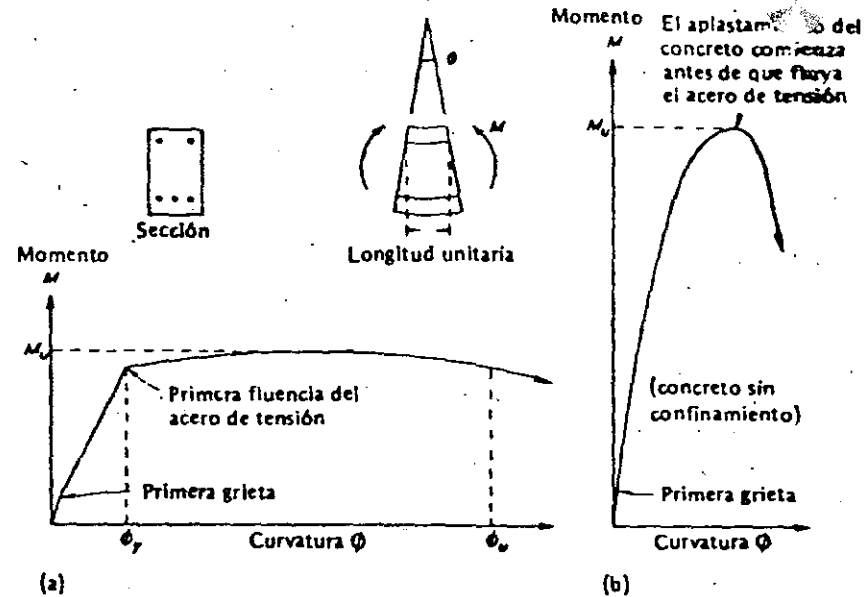


Fig. 5.5 Relaciones momento-curvatura para secciones en vigas de concreto reforzado. a) Falla por tensión $\rho < \rho_b$, b) falla por compresión $\rho > \rho_b$.

de manera que puedan exhibir las características dúctiles de una falla de tensión. Los aspectos de interés del comportamiento de la sección son: la resistencia a la flexión M_u y el factor de ductilidad de curvatura, expresado por la relación ϕ_u/ϕ_y , donde ϕ_u es la curvatura última y ϕ_y es la curvatura en la primera fluencia del acero de tensión.

Resistencia a flexión. En la figura 5.6 se muestra la sección de una viga rectangular de concreto, doblemente reforzada. En el momento en que se alcanza la resistencia a flexión, se desprecia la resistencia a la tensión del concreto. El Reglamento ACI^{5.1} supone que al alcanzarse la resistencia a la flexión de la sección, la deformación unitaria de compresión de la fibra extrema es 0.003. Esta es una deformación unitaria máxima razonablemente conservadora,^{5.2} ya que la mayoría de las secciones se mantienen en las proximidades de la resistencia máxima, para un rango considerable de deformaciones unitarias mayores que 0.002 [véase la figura 5.5 (a)]. El Reglamento ACI reemplaza la forma real del bloque de esfuerzos de compresión por un rectángulo equivalente, a manera de simplificación. El factor β_1 de la figura 5.6 se toma igual que 0.85 para valores de f'_c hasta de inclusive 4 000 psi (27.6 MPa), y se reduce en forma continua a razón de 0.05 por cada 1 000

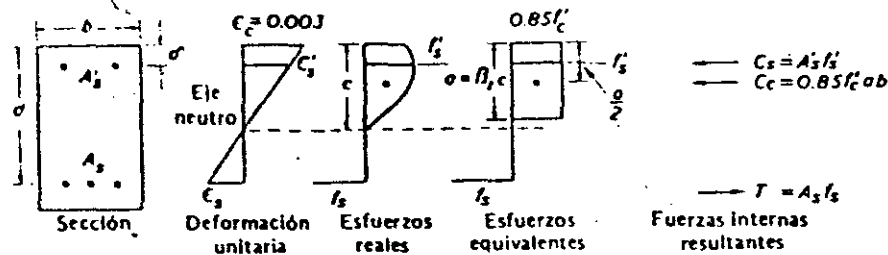


Fig. 5.6 Sección de concreto doblemente reforzada al alcanzarse la resistencia a la flexión.

psi (6.9 MPa) de resistencia en exceso a 4 000 psi, sin que se deba tomar un valor inferior a 0.65. Al diseñar, siempre se asegura que al alcanzarse la máxima resistencia de la sección, el acero de tensión ha alcanzado el esfuerzo de fluencia y, por consiguiente, $f_s = f_y$. Si se toman momentos de las fuerzas internas respecto al acero de tensión, la resistencia a la flexión está dada por:

$$M_u = 0.85f'_c ab(d - 0.5a) + A'_s f'_s (d - d') \quad (5.6)$$

de donde, a partir del equilibrio de las fuerzas:

$$a = (A_s f_y - A'_s f'_s) / (0.85 f'_c b) \quad (5.7)$$

y del diagrama de deformaciones:

$$f'_s = \epsilon'_s E_s = 0.003 E_s (a - \beta_1 d') / a \leq f_y \quad (5.8)$$

Una falla por flexión balanceada ocurre cuando el acero de tensión alcanza la resistencia de fluencia f_y , justo cuando la fibra extrema de compresión alcanza una deformación unitaria de 0.003. A partir del diagrama de deformaciones de la figura 5.6, para una falla balanceada,

$$a_{bc} = \frac{0.003 \beta_1 d}{0.003 + (f_y / E_s)} \quad (5.9)$$

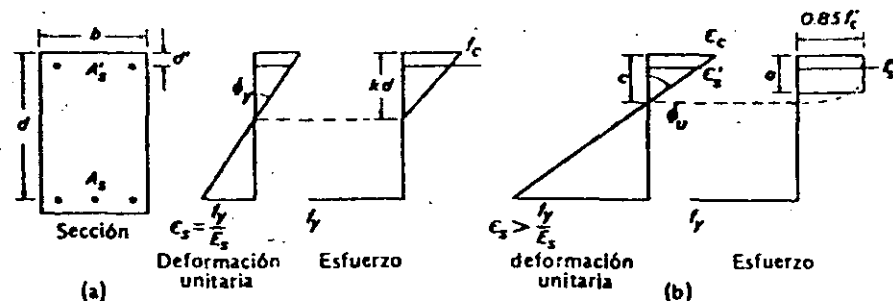


Fig. 5.7 Sección de concreto doblemente reforzada. a) En la primera fluencia del acero de tensión, b) al alcanzarse la deformación unitaria última del concreto.

Si se igualan las ecuaciones 5.9 y 5.7 con $\rho_b = A_s / bd$ y $\rho' = A'_s / bd$ se obtiene:

$$\rho_b = \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \left(\frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \right) + \frac{\rho' f'_s}{f_y} \quad (5.10)$$

donde f'_s está dada por la ecuación 5.8, donde a_b de la ecuación 5.9 es sustituida por a . Ocurrirá una falla por tensión (fluencia del acero de tensión), si la sección tiene un contenido de acero de tensión $\rho = A_s / bd$ igual o menor que ρ_b de la ecuación 5.10.

En una sección T, al alcanzarse la resistencia de flexión, la profundidad del eje neutro es generalmente pequeña a causa del gran ancho del patín. En la mayoría de los casos, el eje neutro yace en el patín y, por consiguiente, la sección puede analizarse como una sección rectangular de ancho b , si los cálculos indican que el eje neutro yace en el alma, será necesario restablecer las ecuaciones para tomar en cuenta el área comprimida en forma de T.^{5.2}

El American Concrete Institute^{5.5} ha publicado auxiliares de diseño, los que son de considerable ayuda en el diseño.

Ductilidad de la curvatura. La ductilidad disponible de la sección puede expresarse mediante la relación de la curvatura última ϕ_u entre la curvatura en la primera fluencia ϕ_y . La figura 5.7 representó el caso general de una sección doblemente reforzada en la primera fluencia del acero de tensión, y en la deformación unitaria última del concreto.

Cuando el acero de tensión alcanza por vez primera la resistencia de fluencia, la distribución de los esfuerzos en el concreto aún puede ser lineal debido a que el máximo esfuerzo en el concreto es significativamente menor que su resistencia, y la profundidad del eje neutro kd puede calcularse utilizando la teoría elástica (línea recta)^{5.2} como:

$$k = \sqrt{(\rho + \rho')^2 n^2 + 2\left(\rho + \frac{\rho' d'}{d}\right)n} - (\rho + \rho')n \quad (5.11)$$

donde $n = E_s/E_c$, E_s es el módulo de elasticidad del acero y E_c es el módulo de elasticidad del concreto. La curvatura está dada por la extensión por unidad de longitud del acero de tensión, en la primera fluencia (esto es, la deformación unitaria de fluencia), dividida entre la distancia que existe entre el acero de tensión y el eje neutro.

$$\therefore \varphi_y = \frac{f_y/E_s}{d(1-k)} \quad (5.12)$$

En forma similar, la curvatura última está dada por:

$$\varphi_u = \epsilon_c \beta_1 / \sigma \quad (5.13)$$

donde σ está dada por las ecuaciones 5.7 y 5.8 y ϵ_c se puede suponer igual a 0.004 para concreto no confinado.^{5.2} Debe hacerse notar que $\epsilon_c = 0.003$ es demasiado conservador para el cálculo de la curvatura última. El factor de ductilidad de curvatura de la sección está dado por:

$$\frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{\epsilon_c}{f_y/E_s} \frac{d(1-k)}{a/\beta_1} \quad (5.14)$$

La figura 5.8 muestra el cociente φ_u/φ_y a partir de la ecuación 5.14, graficado para $\epsilon_c = 0.004$ y un rango de porcentajes del acero, así como combinaciones prácticas entre las resistencias del acero y del concreto. Es evidente que si se mantienen constantes otras variables, el factor disponible de ductilidad de curvatura aumenta al disminuir el contenido de acero de tensión, al aumentar el contenido de acero de compresión, con la disminución de la resistencia del acero y el aumento de la del concreto.

Si la zona de compresión de un miembro se confina mediante estribos cerrados colocados a corta distancia, o espirales, se mejora notablemente la ductilidad del concreto, teniéndose como resultado un comportamiento más dúctil del miembro. Los resultados experimentales

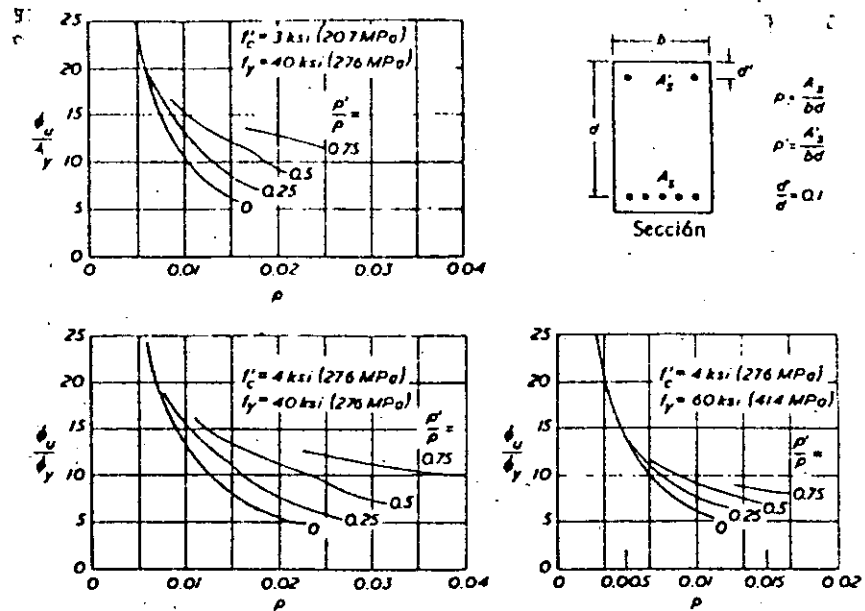


Fig. 5.8 Variación de φ_u / φ_y para secciones en vigas con concreto sin confinar, y $\epsilon_c = 0.004$.^{5.2}

han proporcionado una indicación de la máxima deformación unitaria de compresión que se puede utilizar en el concreto en miembros confinados.^{5.2} Por ejemplo, a partir de los resultados de ensayos en vigas libremente apoyadas, llevados a cabo por Corley, Mattock^{5.6} se ha propuesto que la deformación unitaria máxima se tome como:

$$\epsilon_c = 0.003 + 0.02 \frac{b}{z} + 0.2 \rho_s \quad (5.15)$$

donde b es el ancho de la viga, z es la distancia entre la sección crítica y el punto de inflexión o de momento nulo, y ρ_s es el cociente entre el volumen del acero confinante (incluyendo el acero de compresión) y el volumen del núcleo de concreto. La inclusión de la relación b/z en la ecuación 5.15; indica que el confinamiento del concreto se beneficia cuando existe un alto gradiente de deformaciones unitarias a lo largo del miembro (esto es, un pequeño valor de z) y un ancho grande en la viga. Resulta obvio que la ecuación 5.15 no puede ser válida para los altos valores de b/z que se encuentran en las losas. La ecuación 5.15 se

derivó a partir de ensayos en vigas, donde $b/z \leq 0.33$. Es evidente en la ecuación 5.15, que con algún acero de confinamiento no es difícil aumentar la deformación unitaria disponible del concreto en la fibra extrema en compresión, a 0.01 o más.

5.4.2 Resistencia y ductilidad de las secciones sujetas a flexión y carga axial

Resistencia a la carga axial. La carga última de una columna de concreto reforzado cargada axialmente, puede escribirse como:

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (5.16)$$

donde A_g es el área total de la sección y A_{st} es el área total de acero longitudinal que se encuentra en la sección. Esta ecuación representa la suma de las resistencias del acero y del concreto, ya que el acero estará en su resistencia de fluencia cuando el concreto alcance su máxima resistencia, a una deformación unitaria, alrededor de 0.002. La resistencia del concreto se toma igual a $0.85 f'_c$, principalmente debido a que el vaciado vertical de la columna conduce a una ganancia de agua y sedimentación en la parte superior de ella, resultando una resistencia en el concreto menor a la f'_c del cilindro.

Una columna mal reforzada con estribos alcanzará de inmediato el colapso, una vez que se haya alcanzado la carga P_0 . Sin embargo, si la columna contiene estribos con poca separación o espirales alrededor del acero longitudinal, continuará soportando una carga importante a elevadas deformaciones, puesto que, aun cuando se haya desprendido el recubrimiento de concreto, el núcleo confinado del mismo aún será efectivo y las varillas longitudinales no se pandearán. El comportamiento de columnas con confinamiento pobre y con buen confinamiento, después de resistir un sismo severo, se contrasta en la figura 5.9.

El Reglamento ACI⁵⁻¹ requiere que en las columnas con espirales, el cociente del volumen de acero espiral entre el volumen del núcleo de concreto ρ_s , no sea menor que el valor dado por:

$$\rho_s = 0.45 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (5.17)$$

donde A_c es el área del núcleo de concreto medida hasta el lado exterior de la espiral. Esta cantidad de acero en espiral tiene el propósito de lograr que la carga soportada después de que ocurra la trituración de



Fig. 5.9 Algunas de las columnas del Hospital Olive View después del temblor de San Fernando de 1971. a) Columna con estribos nominales, b) columna con espirales.

recubrimiento de concreto (cuando el refuerzo espiral alcance la fluencia y el núcleo confinado de concreto obtenga su resistencia acrecentada), sea igual a P_0 calculada con la ecuación 5.16.

Resistencia a flexión y carga axial. La figura 5.10 (a) ilustra una sección rectangular de concreto, reforzada en forma simétrica con varillas en dos caras y cargada excéntricamente con la carga última. El área total de acero es A_{st} . El Reglamento ACI⁵⁻¹ emplea la misma deformación unitaria del concreto para la fibra extrema en compresión y los mismos parámetros para el bloque rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto, que se usan para las vigas. Las ecuaciones de equilibrio cuando el eje neutro yace dentro de la sección, son:

$$P_u = 0.85 f'_c ab + 0.5f'_s A_{st} - 0.5f_s A_{st} \quad (5.18)$$

$$P_u e = 0.85f'_c ab(0.5h - 0.5a) + 0.5f'_s A_{st} (0.5h - d') + 0.5f_s A_{st} (0.5h - d') \quad (5.19)$$

donde el esfuerzo en el acero de compresión f'_s está dado por la ecuación 5.8. La carga axial y el momento para la falla balanceada, P_b y $P_b e_b$, pueden determinarse al sustituir $f_s = f_y$ y $a = a_b$ de la ecuación 5.9, en las ecuaciones 5.18 y 5.19. Ocurrirá una falla por tensión si la carga aplicada P_u es menor que P_b , puesto que la carga menor en la columna significa que $a < a_b$, y la observación del diagrama de deformaciones muestra que ϵ_s es, por lo tanto, mayor que la deformación unitaria de fluencia del acero. Son aplicables entonces, las ecuaciones 5.18 y 5.19 con $f_s = f_y$. Ocurrirá una falla por compresión si la carga aplicada P_u resulta mayor que P_b , puesto que la mayor carga de compresión significa que $a > a_b$, y la observación del diagrama de deformaciones muestra que, por lo tanto, ϵ_s es menor que la deformación unitaria de fluencia del acero y, por tanto, son aplicables las ecuaciones 5.18 y 5.19, determinándose f_s a partir del diagrama de deformaciones, como:

$$f_s = \epsilon_s E_s = 0.003 E_s (\beta_1 d - a) / a \quad (5.19)$$

Las combinaciones de P_u y $P_u e$ que provocan la falla de una sección dada de una columna, se ilustran mejor mediante un diagrama de interacción [véase la figura 5.10 (b)]. Cualquier combinación de carga y momento que se encuentre dentro del área del diagrama de interacción, podrá ser soportada sin que ocurra la falla.

Cuando una columna contiene varillas distribuidas en todas sus caras, se torna difícil la derivación de las ecuaciones para el diseño y el análisis, ya que las varillas se pueden encontrar en diferentes niveles de esfuerzos a través de la sección. En la práctica, el diseño y análisis de las secciones de columnas pueden llevarse a cabo convenientemente utilizando tablas y gráficas para diseño. Un conjunto de tablas y gráficas útiles para una gran gama de columnas ha sido publicado por el American Concrete Institute.^{5.5, 5.7}

Muchas columnas están sujetas a flexión respecto a ambos ejes principales simultáneamente, esto es, flexión biaxial. La resistencia de columnas con flexión biaxial se puede representar mediante superficies de interacción. Como se ilustra en la figura 5.11, si se analiza la sección de la columna para varios ángulos de inclinación del eje neutro, se puede obtener una gama de curvas de interacción que describen la superficie de interacción. Cada punto de esta superficie representa un conjunto particular de carga y momentos respecto a los ejes principales, que provocarán la falla de la sección. Una sección horizontal que corte

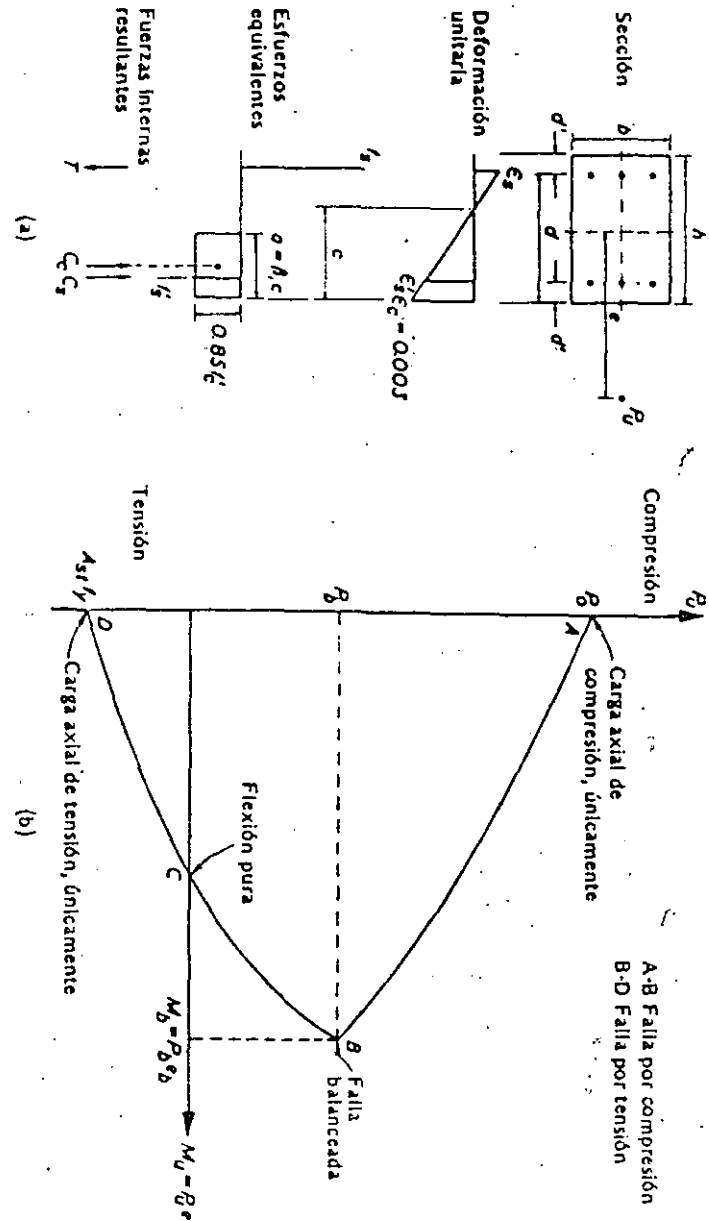


Fig. 5.10 Columna de concreto reforzada simétricamente. (a) Con carga última aplicada excéntricamente; (b) diagrama de interacción que muestra las combinaciones de carga y momento que provocan la falla.

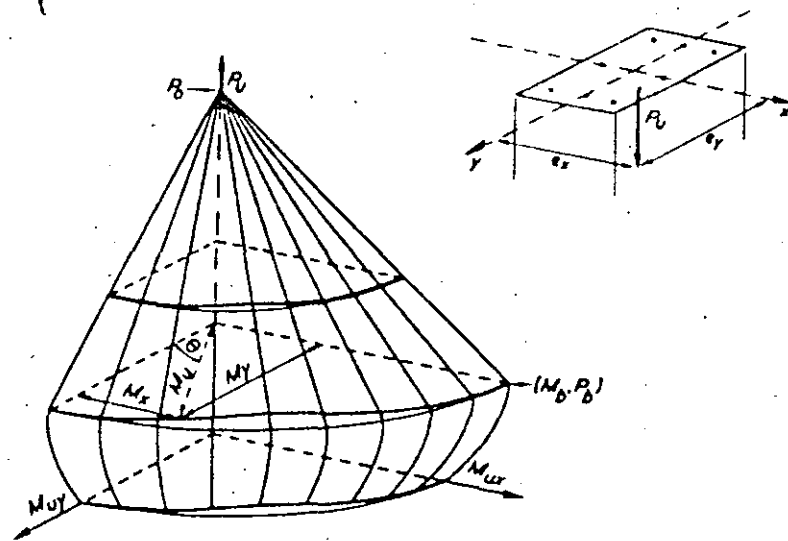


Fig. 5.11 Diagrama de interacción para una columna de concreto reforzado con flexión biaxial en la falla.

la superficie de interacción, ilustra que para carga constante, la forma de la curva que relaciona la resistencia con los momentos en las dos direcciones, no es elíptica. El número de variables involucradas significa que la preparación de gráficas para diseño para el caso general de columnas con flexión biaxial, resulta difícil. Sin embargo, existen métodos de diseño disponibles que utilizan aproximaciones simplificadas.

La esbeltez de una columna puede ser causa de que la carga última se reduzca por la excentricidad adicional provocada por la deflexión lateral de la columna. Este, llamado efecto $P - \Delta$, puede ser importante, especialmente para columnas en marcos no contraventados para desplazamiento lateral. El Reglamento ACI^{5.1} prescribe un método para amplificar el momento de diseño, que toma en cuenta el efecto de la esbeltez, pero ese método no es propiamente aplicable en el caso de marcos sometidos a cargas sísmicas. La esbeltez, a menudo, no es un aspecto importante en el diseño sísmico de marcos de concreto reforzado, ya que las columnas tienen por lo general una sección transversal relativamente grande.

Ductilidad de la curvatura. La carga axial en la sección de una columna influye en la profundidad del eje neutro y, por consiguiente, en la

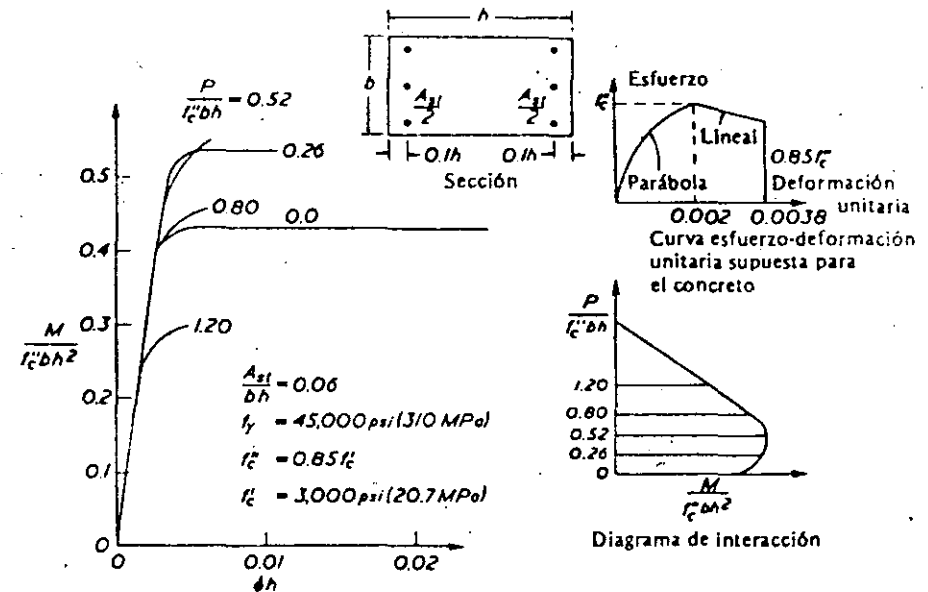


Fig. 5.12 Relaciones teóricas momento-curvatura para secciones de columna con varios niveles de carga axial.^{5,8}

curvatura. En la figura 5.12 se presentan curvas teóricas momento-curvatura para la sección de una columna, que fueron derivadas por Pfrang y colaboradores.⁵⁻⁸ Cada curva es para una carga axial que se mantiene constante a un nivel determinado, mientras que la columna se flexiona hasta alcanzar la falla. Se supuso que se alcanzó la curvatura última cuando la deformación unitaria máxima de compresión en el concreto era de 0.0038. Las curvas ilustran que para valores de la carga axial mayores que los de la falla balanceada, la ductilidad es insignificante: la debida únicamente a la deformación inelástica del concreto. Para niveles menores que los de la carga que produce la falla balanceada, el acero de tensión fluye y la ductilidad aumenta al reducirse el nivel de carga. Como ocurre con las vigas, la ductilidad de las secciones de columnas puede incrementarse considerablemente mediante la presencia de acero transversal confinante.

5.4.3 Rotaciones y deflexiones de los miembros

La figura 5.13 ilustra un miembro de concreto reforzado que ha alcanzado su curvatura y momento últimos en la sección crítica. La región de curvatura inelástica se esparce en una cierta longitud del miembro. Esta región es, al menos, aquella en la cual el momento

flexionante, excede al momento de fluencia de la sección. Los picos locales de curvatura se presentan en las grietas, debido al incremento de la rigidez del miembro entre éstas, a causa de la tensión que es soportada por el concreto entre las mismas. La distribución real de la curvatura se puede idealizar en regiones elástica e inelástica como se observa en la figura 5.13 (c). La zona sombreada proporciona la rotación inelástica que puede ocurrir en la "articulación plástica" en la vecindad de la sección crítica. El área sombreada puede reemplazarse por una igual equivalente de altura $\varphi_u - \varphi_y$ y longitud l_p . La longitud l_p es la longitud equivalente de la articulación plástica. Cuando en las zonas de articulaciones plásticas se presentan grietas de tensión diagonal, la curvatura inelástica se esparce aún más a lo largo del miembro, que lo que el momento flexionante indica,^{5,2} y, por lo tanto, los valores propuestos para l_p se han basado en la evidencia experimental. Por ejemplo, Mattock^{5,6} ha propuesto que:

$$l_p = 0.5d + 0.05z \quad (5.20)$$

donde d es la distancia entre el acero de tensión y la fibra extrema de compresión, y z es la distancia entre la sección crítica y el punto de inflexión o de momento nulo.

La rotación entre dos puntos A y B puede determinarse mediante el área del diagrama de curvatura entre A y B. La deflexión transversal del punto A, medida a partir de la tangente al eje del miembro en el punto

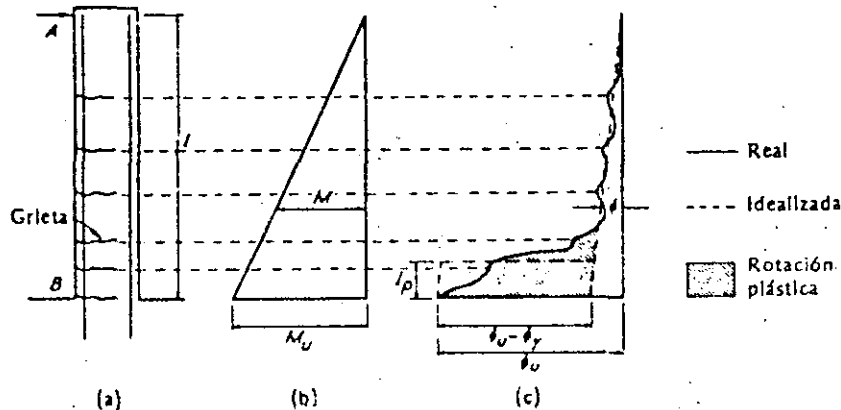


Fig. 5.13 Miembro que ha alcanzado la curvatura última. a) Miembro, b) diagrama de momento flexionante, c) diagrama de curvatura.

está dada por el primer momento del área del diagrama de curvatura entre A y B, respecto a A. Por ejemplo, para la columna en voladizo o el alto muro de cortante que se muestra en la figura 5.13, la deflexión transversal en A, para la carga última está dada por:

$$\Delta_u = \left(\frac{\varphi_y l}{2} \frac{2l}{3} \right) + (\varphi_u - \varphi_y) l_p (1 - 0.5l_p) \quad (5.21)$$

Asimismo, la deflexión transversal de A para la primera carga de fluencia, está dada por:

$$\Delta_y = \frac{\varphi_y l}{2} \frac{2l}{3} \quad (5.22)$$

por tanto:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \left(\frac{\varphi_u - \varphi_y}{\varphi_y} \right) \frac{3l_p (1 - 0.5l_p)}{l^2}$$

y por consiguiente:

$$\frac{\varphi_u}{\varphi_y} = 1 + \frac{l^2 (\mu - 1)}{3l_p (1 - 0.5l_p)} \quad (5.23)$$

La ecuación 5.23 puede usarse para demostrar la diferencia entre el factor de ductilidad de la curvatura φ_u/φ_y requerido para alcanzar un cierto valor de ductilidad de desplazamiento $\mu = \Delta_u/\Delta_y$. Por ejemplo, si $\mu = 4$, los valores requeridos de φ_u/φ_y son:

l_p/l	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4
φ_u/φ_y	21.5	11.5	8.2	6.6	5.6	4.9	4.5	4.1

Por tanto, si la longitud equivalente de la articulación plástica es una pequeña proporción de la longitud del miembro, la demanda de factor de ductilidad de curvatura será mucho mayor que el factor de ductilidad del desplazamiento impuesto, ya que la fluencia se concentra en una pequeña región del miembro.

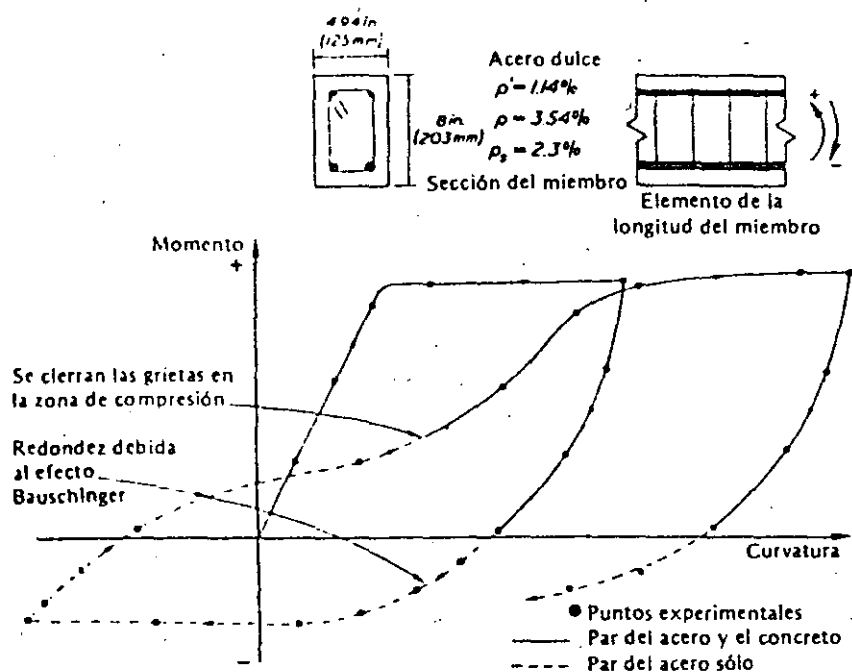


Fig. 5.14 Relación momento-curvatura de la sección de una viga doblemente reforzada con inversión de signo en la flexión.

5.4.4 Cargas cíclicas de los miembros a flexión

Los cambios de signo del momento en el rango inelástico, provocan un cambio importante en la relación momento-curvatura de una sección. La figura 5.14 ilustra el comportamiento de la sección de una viga doblemente reforzada con cantidades de acero diferentes en las partes superior e inferior. Cuando la viga se carga muy dentro del rango inelástico en una dirección (digamos con momento flexionante positivo), las grietas grandes no se cerrarán por completo en la descarga, sino que permanecerán abiertas, debido a la deformación plástica residual en el acero. Si ahora la sección de la viga se carga en la dirección opuesta (momento flexionante negativo), la presencia de grietas abiertas en la zona de compresión significa que la totalidad de la fuerza de compresión es soportada por el acero de compresión y, por tanto, las grietas se prolongarán hacia abajo en todo el peralte de la viga. La rigidez a la flexión se debe sólo al acero, y se reducirá aún más cuando tanto el acero de compresión como el de tensión alcancen el nivel de esfuerzos en que comienza el efecto Bauschinger, y se comporten inelásticamente [véase la figura 5.3 (b)].

Las grietas abiertas en la zona de compresión no se cerrarán, ya que el área del acero de la parte inferior es mayor que la de la superior. Al descargar, las grietas permanecerán abiertas en toda la extensión del peralte del miembro. Al recargar en la dirección del momento flexionante positivo, la rigidez a la flexión inicialmente se debe sólo al acero, y se reduce al comenzar el efecto Bauschinger. Sin embargo, para esta dirección del momento, las grietas en la zona de compresión finalmente se cerrarán, puesto que el área del acero en la parte superior es menor que la de la parte inferior, derivando en un incremento de la rigidez.

La reducción en la rigidez debida a la aparición de grietas abiertas en la zona de compresión y el efecto Bauschinger del acero, no evitarán que un miembro bien detallado alcance su resistencia a la flexión, pero aumentará la deformación para la que se obtenga la resistencia a la flexión. El comportamiento que se muestra en la figura 5.14, además de haber sido observado experimentalmente, puede obtenerse teóricamente.^{5.2}

La apertura y clausura de las grietas podrá conducir finalmente a un deterioro de la resistencia a la compresión del concreto, puesto que las entrecaras de las grietas podrán no alcanzar un contacto uniforme debido al pequeño movimiento lateral o descascaramiento de la grieta. También, es más probable el pandeo del acero de compresión debido a la reducción del módulo tangente provocado por el efecto Bauschinger a bajos niveles de esfuerzo.

Anteriormente se mencionó que para ritmos elevados de la deformación unitaria, tales como los que pueden asociarse con las cargas sísmicas, se producen aumentos importantes en la resistencia del acero y del concreto, como los que han sido medidos en pruebas con carga monotónica. Las pruebas conducidas en Berkeley^{5.9} en vigas de concreto reforzado bajo altos ritmos de la deformación unitaria, han indicado un incremento del momento en primera fluencia de aproximadamente el 20 %, pero a grandes deformaciones ocurrió una disminución en el efecto del ritmo de la deformación unitaria, y después del primer ciclo de carga en el cual fluyó la viga, las curvas de histéresis se ven poco afectadas por el ritmo de la deformación unitaria. Por tanto, hay una buena justificación para ignorar los efectos de los altos ritmos de deformación unitaria en las resistencias de los materiales en el diseño sísmico.

5.4.5 Resistencia de los miembros a cortante

La combinación de flexión e importantes fuerzas cortantes en miembros de concreto reforzado provocan grietas inclinadas, las que se

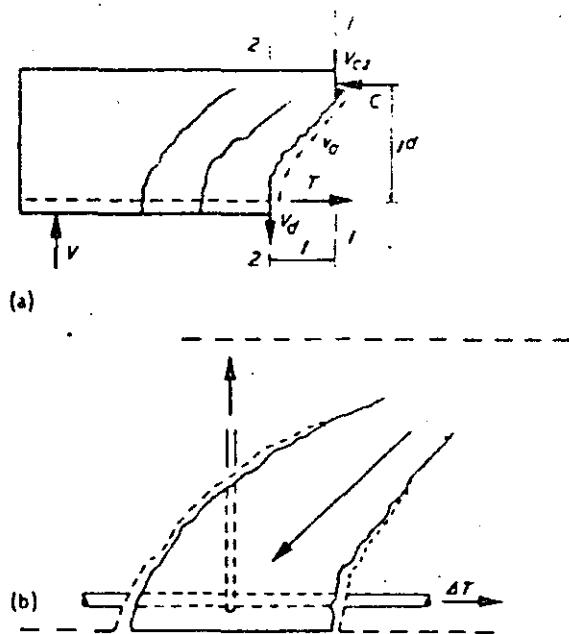


Fig. 5.15 Mecanismo resistente al cortante en la viga. a) Las fuerzas internas resisten el cortante, sin que exista refuerzo en el alma. b) voladizo en el concreto que actúa como puntal, con la existencia de refuerzo en el alma.

denomina grietas de tensión diagonal. La figura 5.15 (a) muestra una porción de una viga simplemente apoyada sin refuerzo para cortante a un lado de una grieta de tensión diagonal. La fuerza cortante V es resistida por una fuerza cortante V_{cz} que se desarrolla en la zona de compresión; una fuerza de cuña V_d , que se trasmite a través de la grieta por medio del refuerzo para flexión, y las componentes verticales del esfuerzo cortante inclinado v_o , que se transmiten a través de la grieta inclinada mediante la adherencia de las partículas del agregado. Si se supone que la fuerza de adherencia del agregado pasa por la intersección de C y V_{cz} , el momento flexionante externo en la sección 1 de la figura 5.15 (a) está dado por:

$$M = T_j d + V_d f \quad (5.24)$$

Si en el diseño se desprecia V_d , entonces $M = T_j d$ y resulta evidente que la fuerza de tensión en la sección 2 es la debida al momento flexionante en la sección 1. Este cambio de lugar de la fuerza de tensión

provoca una extensión de la fluencia de flexión a lo largo del miembro e influye en la longitud de la articulación plástica, como ya se comentó en la sección 5.4.3 este fenómeno también debe tomarse en consideración cuando se cortan las varillas para flexión.

En vigas de concreto reforzado de proporciones normales sin refuerzo para cortante, la falla por cortante puede ocurrir por fractura de los voladizos de concreto entre las grietas de tensión diagonal debidos a las fuerzas de adherencia que se originan por la acción de viga. El Reglamento ACI^{5.1} recomienda que la fuerza cortante que soporta el concreto sea igual a:

$$V_c = v_c b_w d \quad (5.25)$$

donde b_w es el ancho del alma, d es el peralte efectivo, y para una viga

$$v_c = 0.53 2 \sqrt{f'_c} \quad (5.26)$$

donde v_c y f'_c están en psi ($0.17 \sqrt{f'_c}$, con v_c y f'_c en MPa).

La compresión axial incrementa el cortante que soporta el concreto, debido al menor agrietamiento y a una mayor profundidad del eje neutro; por el contrario, la tensión axial tiene un efecto opuesto. El Reglamento ACI^{5.1} recomienda, para miembros que soportan una fuerza de compresión axial N_u sobre la sección total A_g , que

$$v_c = 2 \left(1 + 0.0005 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} \quad (5.27)$$

donde v_c y f'_c están en psi, o

$$v_c = 0.17 \left(1 + 0.073 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c}$$

donde v_c y f'_c están en MPa. Para miembros que soportan una tensión axial N_u :

$$v_c = 2 \left(1 + 0.002 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} \quad (5.28)$$

donde v_c y f'_c están en psi, o

$$v_c = 0.17 \left(1 + 0.29 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c}$$

con v_c y f'_c en MPa. N_u se toma con signo negativo para tensión y positivo para compresión.

El refuerzo por cortante, comúnmente en forma de estribos, puede soportar la fuerza cortante mediante acción de armadura, en la cual los voladizos de concreto forman puntales diagonales a compresión [véase la figura 5.15 (b)]. El número de estribos perpendiculares al eje del miembro que cruzan una grieta supuesta a 45° , es igual a d/s , donde s es la separación de los estribos y, por consiguiente, la fuerza cortante que soporta el estribo perpendicular es:

$$V_s = f_y A_v d / s \quad (5.29)$$

donde f_y es la resistencia a la fluencia del acero y A_v es el área de los estribos alojados en la separación s . Si el refuerzo por cortante se encuentra inclinado un ángulo α respecto al eje longitudinal del miembro, la fuerza cortante que soporta está dada por la ecuación 5.29 dividida por $(\sin \alpha + \cos \alpha)$.

La resistencia al cortante del miembro con refuerzo por cortante se determina sumando la contribución del concreto y del acero, como:

$$V_u = v_c b_w d + V_s \quad (5.30)$$

El Reglamento ACI limita también la fuerza cortante que soporta la acción de armadura, a $8 \sqrt{f'_c} b_w d$ en el sistema inglés ($0.67 \sqrt{f'_c} b_w d$ en N y mm, en el sistema internacional).

Las cargas cíclicas en el rango de fluencia del refuerzo longitudinal, tales como las debidas a movimientos sísmicos severos, causan el deterioro del cortante que se soporta mediante la adherencia del agregado, la acción de cuña y a través de la zona de compresión. Ello obedece a que cuando existen grietas en todo el peralte (sección 5.4.4), el cortante es resistido principalmente mediante la acción de cuña, la cual tiende a producir hendiduras a lo largo de las varillas longitudinales, y la apertura y clausura alternadas de las grietas de tensión diagonal pueden ocasionar el deterioro del concreto en esas grietas. Las pruebas han demostrado que cuando el esfuerzo cortante nominal $V/b_w d$ excede de $3 \sqrt{f'_c}$ psi, donde f'_c está dado en psi ($0.25 \sqrt{f'_c}$, donde f'_c está en

MPa) puede ocurrir una reducción de rigidez debida al cortante, y la falla por cortante puede presentarse después de ciclos de carga como un deslizamiento a lo largo de la grieta vertical en la sección crítica en la zona de la articulación plástica. El uso de refuerzo inclinado por cortante es un medio efectivo de evitar dicha falla por cortante. Un procedimiento de diseño por cortante en las zonas de articulaciones plásticas posibles, se presenta en la sección 5.5.2.

Cuando una columna de sección rectangular se sujeta a flexión biaxial, como se comentó en la sección 5.4.2, la fuerza cortante correspondiente tendrá que ser resistida respecto a algún ángulo con los ejes principales de la sección. Las fuerzas que se presentan en las ramas del estribo formarán, por tanto, algún ángulo con la dirección de la fuerza cortante aplicada. Para la sección de una columna cuadrada con refuerzo simétrico, se puede demostrar que la resistencia al cortante de los estribos dispuestos simétrica y perpendicularmente al eje del miembro, es la misma para todas las direcciones de la fuerza cortante aplicada. Esto se debe a que aun cuando las componentes de la fuerza en las ramas del estribo, en la dirección de la fuerza cortante, es menor cuando la fuerza cortante tiene lugar con un ángulo cualquiera respecto a los ejes principales de la sección, la grieta de tensión diagonal tiene una mayor longitud proyectada y, por lo tanto, intercepta un mayor número de estribos. Algunas pruebas recientes han confirmado esta predicción. En secciones circulares se puede determinar la fuerza cortante que es resistida por el refuerzo en espiral, sumando las componentes de la fuerza en las varillas en espiral que son interceptadas por una grieta de tensión diagonal a 45° , en la dirección de la fuerza cortante.

En marcos espaciales rectilíneos, las rotaciones de las juntas viga-columna inevitablemente introducirán torsión en algunas vigas. Al valuar la resistencia, normalmente no se confía en la resistencia a la torsión individual de cada miembro, principalmente porque la rigidez torsionante se reduce en forma importante después de presentarse el agrietamiento por tensión diagonal.⁵⁻² Siempre que existan estribos en las zonas críticas, la torsión secundaria no tendrá un efecto perjudicial, ya que las vigas reforzadas con estribos son razonablemente dúctiles en torsión.

5.4.6 Adherencia y anclaje

La falla por adherencia en las varillas corrugadas ocurre, por lo general, mediante hendiduras que se forman en el concreto. Para las corrugadas del núm. 11 (36 mm de diámetro) o más pequeñas, $f_y \leq 60$

ksi (414 MPa), el Reglamento ACI⁵⁻¹ recomienda una longitud mínima de desarrollo.

$$l_d = m_f 0.04 A_b f_y / \sqrt{f'_c} \quad (5.31)$$

pero no menor que $m_f 0.0004 d_b f_y$ o 12 pulgadas donde todas las unidades están en libras y pulgadas, o

$$l_d = m_f 0.019 A_b f_y / \sqrt{f'_c}$$

pero no menor que $m_f 0.058 d_b f_y$ ó 305 mm, donde todas las unidades están en N y mm, y donde A_b es el área de la varilla y d_b es el diámetro de la misma. El factor m_f toma en cuenta el comportamiento adverso de las varillas alojadas en la cara superior ($m_f = 1.0$ para varillas con menos de 12 pulgadas de concreto vaciado por debajo de la varilla, de otra forma, $m_f = 1.4$), concreto ligero, el recubrimiento y la separación lateral entre las varillas, refuerzo en demasía y el efecto de las espirales que rodeen a las varillas. Para varillas en compresión, la contribución del aplastamiento en los extremos permite un menor valor de l_d que el especificado anteriormente. Idealmente, en el diseño sísmico, los empalmes deberán estar escalonados y localizados lejos de las secciones de tensión máxima. El Reglamento ACI⁵⁻¹ recomienda que cuando la tensión en la varilla es menor que $0.5 f_y$, la longitud del traslape deberá ser $1.3 l_d$ si más de las tres cuartas partes de la totalidad de las varillas se empalman con traslapes dentro de una longitud de un traslape. De otra forma, la longitud del traslape será de $1.0 l_d$. Las longitudes de los traslapes para varillas en compresión, son menores. Nunca se deberán efectuar empalmes traslapados en las zonas de articulaciones plásticas potenciales en vigas. En las columnas de edificios, deberán tener lugar a media altura de los entrepisos.

5.5 MARCOS DE CONCRETO REFORZADO EN EDIFICIOS

5.5.1 Conceptos fundamentales

Los análisis dinámicos no lineales de estructuras diseñadas con las cargas estáticas prescritas por los reglamentos y sometidas a temblores severos, han proporcionado indicaciones del orden de las deformaciones inelásticas, requeridas. Sin embargo, es difícil llegar a conclusiones generales debido a numerosas variables involucradas (véanse los capítulos anteriores). Los Reglamentos de California⁵⁻¹⁰ y Nueva Zelanda⁵⁻¹¹ han señalado que un factor de ductilidad de desplazamientos Δ_u/Δ_y , del orden de 3 a 5 es necesario para estructuras dúctiles sismo-resistentes. El diseñador debe reconocer que el factor de ductilidad de curvatura ϕ_u/ϕ_y en las secciones de articulaciones plásticas, será mucho

mayor que el valor Δ_u/Δ_y , ya que una vez que empieza la fluencia, ocurren desplazamientos adicionales, principalmente debido a la rotación de las articulaciones plásticas, como se ilustra en la figura 5.23 para una columna en voladizo. Los análisis dinámicos han indicado que la demanda de ductilidad se concentra en la parte débil de los marcos. Lo anterior se puede ilustrar también al examinar los mecanismos estáticos de colapso.⁵⁻² La figura 5.16 muestra un marco bajo carga (del tipo de los del reglamento) sísmica y posibles mecanismos básicos que podrían formarse debido a la fluencia por flexión. Si la fluencia tiene lugar en las columnas antes que en las vigas, se puede formar un mecanismo de desplazamiento lateral de columnas y, en el peor de los casos, se formarán las articulaciones plásticas sólo en las columnas de un entrepiso, puesto que las columnas de los otros pueden ser más resistentes. Dicho mecanismo tendrá demandas de ductilidad de curvatura muy grandes en las articulaciones plásticas del entrepiso crítico y en edificios altos, no es probable que haya suficiente ductilidad de curvatura disponible para que este mecanismo sobreviva un temblor severo. Por otra parte, si la fluencia empieza primero en las trabes, puede desarrollarse un mecanismo de desplazamiento lateral de vigas, que impondrá demandas mucho más moderadas de ductilidad de curvatura en las articulaciones plásticas de las vigas y en las bases de las columnas. Además, la ductilidad de curvatura puede proporcionarse con mayor facilidad en las vigas, y las columnas son más difíciles de reparar. Los mecanismos de la figura 5.16 son en cierta forma idealizados, sin embargo, indican lo deseable de un enfoque de columna fuerte-viga débil, en el diseño sísmico.

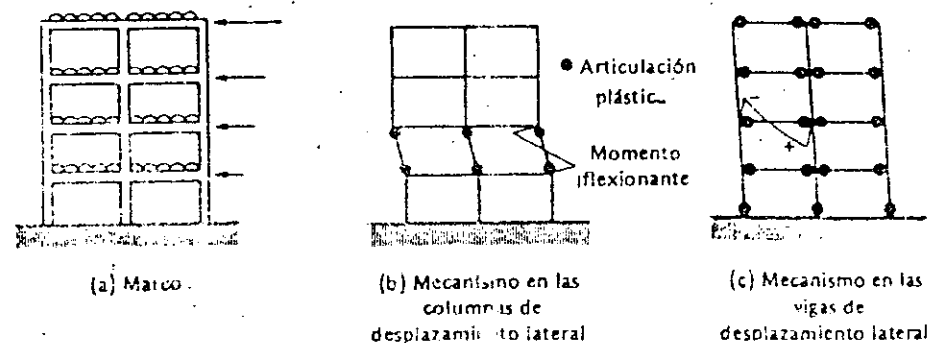


Fig. 5.16 Marco y mecanismos de desplazamiento lateral.

Por consiguiente, el procedimiento de diseño por capacidad en marcos resistentes a temblores consiste en detallar las vigas y las bases de las columnas, de tal manera que durante un sismo severo pueda desarrollarse un mecanismo dúctil disipador de energía en esos puntos, mediante la formación de articulaciones plásticas, mientras se proporciona una reserva de resistencia suficiente, mientras sea pequeña la probabilidad de que fluyan las columnas u ocurra una falla de cortante o adherencia. Los reglamentos de diseño no son específicos respecto al nivel del factor de ductilidad de curvatura de que se debe disponer en las secciones críticas, pero recomiendan los procedimientos de detallado que tienden a lograr una ductilidad adecuada. Las disposiciones para el diseño sísmico que se presentan en las siguientes secciones están basadas en el Apéndice A del Reglamento ACI.5.1

5.5.2 Disposiciones especiales para miembros a flexión

Las secciones deberán diseñarse por flexión utilizando un factor de reducción de la resistencia ϕ de 0.9 (véase la ecuación 5.4). Para obtener secciones dúctiles, se recomienda un límite superior para el porcentaje ρ del acero de tensión de $0.5 \rho_b$, donde ρ_b está dado por la ecuación 5.10. Asimismo, en las conexiones con las columnas, el reglamento requiere que la capacidad para momento positivo de la viga sea al menos el 50 % del momento negativo. Tanto el acero superior como el inferior deberán constar de cuando menos dos varillas y ρ deberá ser al menos $200/f_y$, con f_y en psi ($1.37/f_y$, con f_y en MPa) en toda la longitud del miembro. Por consiguiente, en una viga en el paño de la columna ρ' deberá ser 0.5ρ o mayor y $\rho \leq 0.5 \rho_b$, y esto asegurará que $\phi_u/\phi_y > 6$ para $\epsilon_c = 0.004$ (véase la figura 5.8). Por lo tanto, si la demanda de ductilidad de curvatura es de dos o tres veces este valor, como es posible que ocurra en un temblor severo, el concreto necesitará un confinamiento efectivo. Por ejemplo, en referencia con la ecuación 5.15 de Mattock, ésta muestra que si $z = 4d$, y si estribos cerrados del núm. 3 (diámetro de 9.5 mm) separados a cada 10 cm centro a centro confinan un núcleo de 10 por 20" lo que proporciona un $\rho_s = 0.00825$, excluyendo el acero de compresión, entonces $\epsilon_c = 0.0097$, lo que da por resultado el nivel requerido de ductilidad, pero con trituración del recubrimiento de concreto y posiblemente alguna reducción en la capacidad de momento, como consecuencia. En las zonas de articulaciones plásticas de los miembros, la separación de los estribos cerrados no debe ser mayor de 10 cm o $0.25d$, donde d es el peralte efectivo del miembro. También, como se analizó en la sección 5.4.4, la inversión del signo en las cargas que provocan la fluencia de las varillas del refuerzo, hace que descienda el módulo tangente de ese acero por niveles bajos de esfuerzos, y esto junto con la presencia de grietas en la zona de compresión, puede conducir al pandeo de las

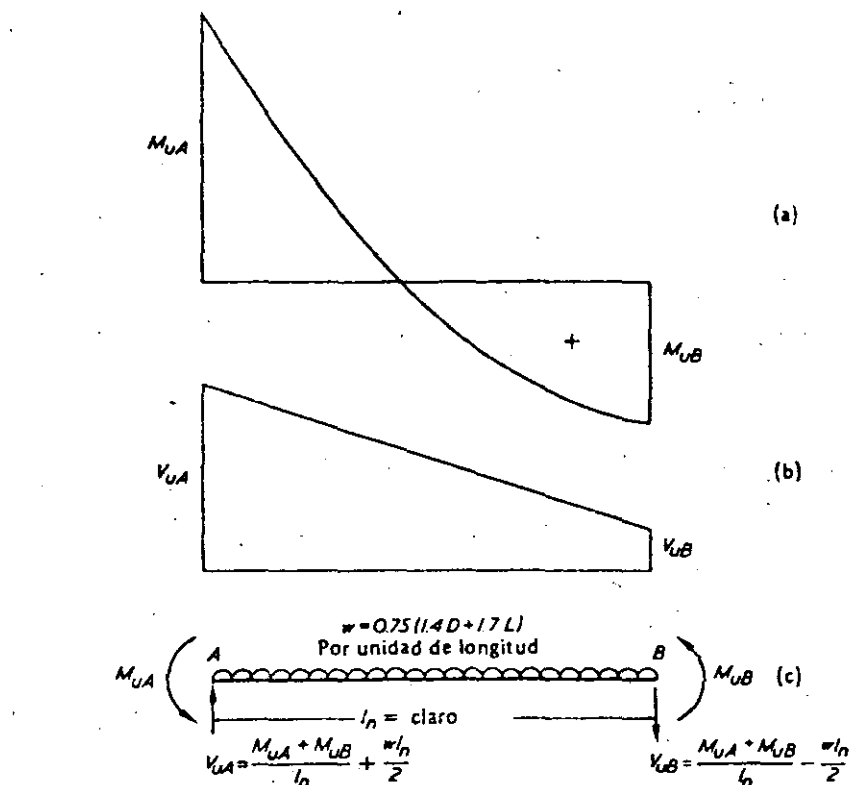


Fig. 5.17 Cálculo de la fuerza cortante con cargas sísmicas. a) Diagrama de momento flexionante, b) diagrama de fuerzas cortantes, c) acciones sobre los miembros.

varillas. Se recomienda, por lo tanto, que en las zonas de articulaciones plásticas, la separación de los estribos cerrados no sea mayor que seis diámetros de las varillas de acero de compresión, una separación menor que la que requiere el Reglamento ACI. Asimismo, los estribos deben colocarse de tal manera que cada varilla longitudinal o paquete de varillas esté restringido contra el pandeo, mediante un doblez de 90° del estribo, excepto cuando las varillas se encuentren a no más de 20 cm centro a centro, y estén restringidas por el mismo estribo en la forma antes descrita; las varillas localizadas entre ellas están exentas de este requisito. La fuerza de fluencia de la rama del estribo deberá ser al menos un dieciseisavo de la fuerza de fluencia de la varilla o varillas que van a restringir, incluyendo la contribución de las varillas que se han indicado anteriormente exentas. Dichos estribos en los extremos de la viga deberán siempre proporcionarse en una distancia o más veces el

peralte efectivo de la viga, a partir del paño de la columna, y en cualquier otro sitio de las vigas en que las deformaciones inelásticas del marco sean causa de que se alcance la resistencia a la flexión.

La capacidad de resistir cortante de la que se depende, utilizando un factor de reducción de la resistencia ϕ de 0.85, debe ser cuando menos igual a la fuerza cortante de diseño calculada con las cargas gravitacionales de diseño y los momentos de sobrerresistencia de las articulaciones plásticas (véase la ecuación 5.5), ya que sólo entonces la probabilidad de una falla por cortante será lo suficientemente baja. En la figura 5.17 se ilustra la determinación de la fuerza cortante de diseño, para el caso en que en los extremos de la viga se formen articulaciones plásticas. El acero de la viga para momento negativo deberá incluir el de la losa en un ancho efectivo de ésta, de digamos cuatro espesores de la misma, a cada lado de una columna interior. La resistencia del acero podría tomarse igual a $1.25 f_y$, para aceros con una resistencia especificada a la fluencia de 40 ksi (276 MPa) y $1.4 f_y$, para aceros de una resistencia especificada a la fluencia de 60 ksi (414 MPa). Estos valores reflejan el esfuerzo real del acero (incluyendo el endurecimiento por deformación, que es especialmente importante en aceros de alta resistencia) cuando se alcanza la ductilidad de curvatura requerida. En las zonas de articulaciones plásticas, las inversiones de signo en el momento provocan una reducción en el cortante que puede soportar el concreto mediante la adherencia del agregado, la acción de cuña y a lo largo de la zona de compresión, como ya se comentó en la sección 5.4.5. Por ello, en las zonas de articulaciones plásticas la contribución de estos mecanismos, donde el concreto resiste cortante, deberá despreciarse ($v_c = 0$), y la totalidad de la fuerza cortante debe ser resistida por el refuerzo por cortante con una separación no mayor que $0.25d$, esto ($v_c = 0$)* es más estricto que lo que requiere el Reglamento ACI. Fuera de las articulaciones plásticas, v_c se puede tomar como el valor recomendado por la ecuación 5.26, siempre que el esfuerzo cortante nominal de signo invertido exceda $3 \sqrt{f'_c}$ psi, donde f'_c está en psi ($0.25 \sqrt{f'_c}$ MPa, donde f'_c está en MPa). Podrán colocarse varillas en diagonal a manera de refuerzo por cortante en las articulaciones plásticas, con objeto de evitar una falla deslizante por cortante a lo largo de una grieta vertical abierta.

5.5.3 Disposiciones especiales para las columnas

El porcentaje de refuerzo vertical debe estar entre 0.01 y 0.06. Las disposiciones del Reglamento ACI tienen como objeto que las articula-

ciones plásticas se formen en las vigas en vez de en las columnas, al requerir que la suma de los momentos resistentes de éstas exceda la suma de los momentos resistentes de las vigas, a lo largo de cada uno de los planos principales en la conexión, a menos que se hagan disposiciones especiales. Sin embargo, este requerimiento no evitará que las articulaciones plásticas se formen en las columnas por dos razones.^{5,2} Los análisis dinámicos no lineales han demostrado que en los marcos, debido a los efectos de los modos superiores, los puntos de inflexión pueden ocurrir bien distantes de la media altura de las columnas. Por lo tanto, es posible que en ocasiones, durante un sismo, se presenten distribuciones de los momentos en las columnas, como se muestran en la figura 5.18. El máximo momento en las columnas está dado por:

$$M_{c1} = M_{b1} + M_{b2} - M_{c2} \quad (5.32)$$

En consecuencia, el momento introducido por las vigas $M_{b1} + M_{b2}$ tendrá que ser resistido por una sola sección de columna si M_{c2} es pequeño. Asimismo, al diseñar, es costumbre considerar que la carga sísmica actúa en la dirección de los ejes principales de una estructura y en una dirección a la vez. Sin embargo, una dirección general de la carga sísmica puede provocar que ocurra la fluencia en las vigas en ambas direcciones simultáneamente (véase la referencia 5.2 y los capítulos del 1 al 3). Esto tiene como resultado un incremento del

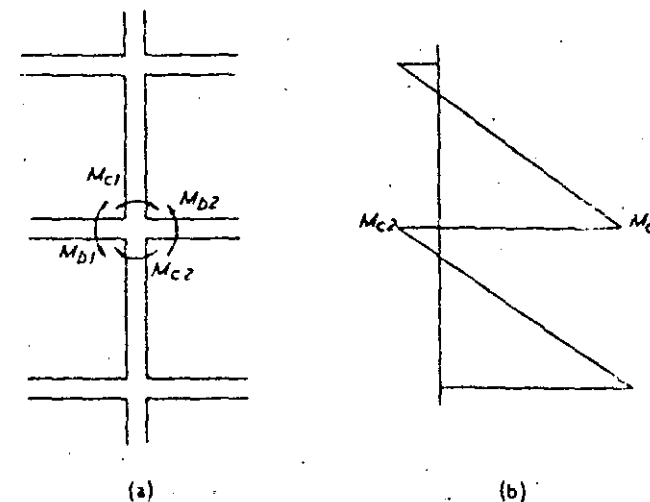


Fig. 5.18 Momentos en la columna en la junta viga-columna. a) Porción del marco, b) diagrama de momentos flexionantes en la columna.

* N. del T. En dirección opuesta a la carga gravitacional.

mento introducido por las vigas, el cual tiene que ser resistido por una resistencia reducida de la sección de la columna. Por ejemplo, para una estructura simétrica con igual resistencia en las dos direcciones principales, el momento introducido resultante en la viga, aplicado en forma diagonal a la sección de la columna, es $\sqrt{2}$ veces el momento monoaxial introducido por la viga, y la resistencia diagonal a la flexión de la sección de la columna puede ser como un 10 % menor que la resistencia a flexión monoaxial. Para evitar que los efectos de los modos superiores y que la carga sísmica general induzca a que las articulaciones plásticas se formen en las columnas, se requiere aumentar las resistencias de éstas, hasta tres veces lo que indica el Reglamento ACI. La dificultad en evitar que las articulaciones plásticas se formen en las columnas es tal, que debe considerarse inevitable el que ocurra alguna fluencia en ellas. Nótese que la fluencia debido al desplazamiento de los puntos de inflexión, ocurrirá sólo en un extremo de la columna a la vez y, por tanto, no conducirá a un mecanismo de desplazamiento lateral de las columnas en ese piso. En los capítulos del 1 al 3, se dan los métodos para determinar las acciones en las columnas.

La posibilidad de que las articulaciones plásticas se formen en los extremos de las columnas debido a los efectos antes mencionados, hace importante el asegurar que las columnas sean capaces de comportarse de manera dúctil. El Reglamento ACI recomienda que si la carga axial máxima de diseño P_e es menor que $0.4 P_b$, donde P_b es la capacidad por carga balanceada de la que se depende en la columna, éstas se pueden detallar como miembros a flexión. Esto se debe a que a niveles bajos de carga axial existe disponible una ductilidad razonable en las secciones de las columnas, como se muestra en la figura 5.12. Cuando aumenta el nivel de la carga axial, la ductilidad de curvatura disminuye en forma importante y el Reglamento ACI señala que se requiere acero transversal especial para confinamiento, en las zonas de los extremos de las columnas cuando $P_e > 0.4 P_b$. Cada zona extrema es al menos igual al peralte total de la columna, o 45 cm, o 1/6 de la altura libre de la columna. Cuando se utilice una espiral, es recomendable que la relación volumétrica ρ_s no sea menor que la requerida por la ecuación 5.17, pero tampoco menor que $0.12 f'_c / f_y$.

Cuando se usen estribos rectangulares, el área de la varilla puede calcularse con:

$$A_{sh} = l_n \rho_s s_h / 2 \quad (5.33)$$

donde l_n es la máxima longitud no soportada del lado del estribo, medida en las ramas perpendiculares del mismo o los amarres suplementarios, ρ_s es de igual manera que para las espirales, donde el área

del núcleo rectangular medida hasta el exterior de los estribos se sustituye por A_c , y s_h es la separación centro a centro de los estribos, sin que exceda de 10 cm. Los amarres transversales suplementarios, si se usan para reducir l_n deben ser del mismo diámetro de la varilla del estribo y deben envolver a éste y a una varilla longitudinal. La ecuación 5.33 para estribos rectangulares fue ideada para proporcionar en un núcleo rectangular el mismo confinamiento que existe en el núcleo de una columna equivalente con espirales, suponiendo que la eficiencia de los estribos rectangulares, como refuerzo para confinamiento, es 50 % del de la espiral. Asimismo la cantidad especificada de acero transversal especial en espiral, está fundamentada en preservar la resistencia a carga axial de la columna después de que el recubrimiento de concreto ha sido expulsado, más que en lograr un factor de ductilidad de curvatura en particular, bajo carga excéntrica. Sin embargo, los análisis teóricos momento-curvatura en columnas con estribos rectangulares, han mostrado que las disposiciones del Reglamento ACI son conservadoras, excepto para columnas de pequeña sección transversal, con grandes cargas y contenidos pequeños de acero longitudinal.^{5.2}

Al igual que ocurre en las vigas, es recomendable que en las posibles zonas de articulaciones plásticas, la separación del acero transversal que rodea a las varillas longitudinales no exceda de seis diámetros de las varillas longitudinales, para poder restringir el pandeo en condiciones de inversiones de signo en la carga. De preferencia, los empalmes deberán ejecutarse en la región a media altura de las columnas y la longitud del traslape no deberá ser menor que $30 d_b$ o 40 centímetros.

La fuerza cortante de diseño puede determinarse a partir del máximo gradiente de momentos probable en la columna cuando se desarrollan articulaciones plásticas en el marco, bajo cargas de diseño sísmicas y gravitacionales. Las disposiciones del Reglamento ACI permiten que el cortante sea soportado por el concreto y el acero por cortante, sin señalar el posible deterioro de los mecanismos resistentes del cortante en el concreto debidos a la apertura y clausura de grietas bajo inversiones de signo en las cargas. Esta es una suposición razonable sólo si las articulaciones plásticas en las columnas ocurren con poca frecuencia y si una compresión sustancial actúa sobre la columna.

5.5.4 Disposiciones especiales para juntas viga-columna

En los núcleos de las juntas, lo mismo que para las regiones en los extremos de las columnas, debe existir refuerzo transversal especial. Además el núcleo de la junta debe poseer suficiente resistencia al

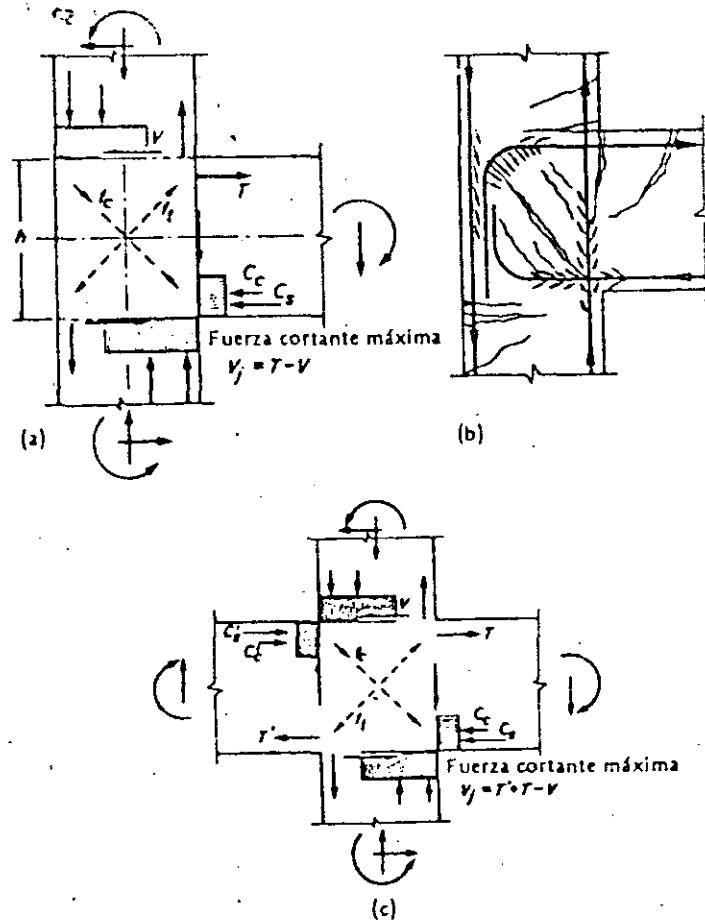


Fig. 5.19 Juntas viga-columna del marco con carga sísmica. a) Acciones y resultantes de los esfuerzos en la junta exterior viga-columna; b) configuración del agrietamiento y fuerzas de adherencia en la junta exterior viga-columna, c) acciones y resultantes de los esfuerzos en una junta interior viga-columna.

cortante a fin de que al menos iguale la fuerza cortante de diseño calculada con el cortante de la columna y las fuerzas cortantes inducidas por las fuerzas de fluencia en el refuerzo de la viga. Por ejemplo, para la junta interior viga-columna que se muestra en la figura 5.19 (c), la fuerza cortante horizontal máxima está dada por las fuerzas horizontales arriba de un plano horizontal típico, como:

$$V_j = C'_s + C'_c + T - V = T' + T - V \quad (5.34)$$

En las juntas en que llega una viga solamente por un lado de la columna en la dirección considerada [véase la figura 5.19 (a)], sólo un término de la fuerza en el acero aparecerá en la ecuación 5.34. La fuerza cortante de diseño deberá calcularse en la forma antes señalada, utilizando la máxima resistencia probable del acero. Por ejemplo, para aceros con f_y de 40 ksi (276 MPa), la resistencia del acero podría tomarse igual a $1.25 f_y$ y para aceros con f_y de 60 ksi (414 MPa), la resistencia del acero podría tomarse igual a $1.4 f_y$. La fuerza cortante horizontal de diseño se distribuye entonces entre los mecanismos resistentes al cortante del concreto y del acero, como sigue:

$$V_j = V_c + V_s \quad (5.35)$$

Deberá incluirse un factor de reducción de la resistencia ϕ de 0.85, al calcular V_c y V_s .

Recientes investigaciones experimentales^{5.2} han demostrado que cuando se forman articulaciones plásticas reversibles en las vigas adyacentes a la conexión, puede arruinarse el núcleo de concreto, debido a grietas alternadas de tensión diagonal que se abren y cierran, y a los altos esfuerzos alternantes de adherencia. Una condición especialmente severa surge después del primer ciclo de carga inelástica, cuando en la viga existe una grieta que cruza todo el peralte localizada al paño de la columna y, por tanto, todas las fuerzas en la viga se transfieren al núcleo de la junta a través del acero mediante fuerzas de adherencia. Por consiguiente, se considera que cuando el nivel de la carga axial en la columna es pequeño, V_c deberá despreciarse ya que será menor la transferencia del cortante mediante un ancho puntal de compresión diagonal a través del núcleo de la junta. Por lo tanto, se recomienda que el cortante que soporta el mecanismo del concreto V_c esté dado por las ecuaciones 5.25 y 5.27, excepto que V_c deberá tomarse igual a cero cuando el esfuerzo de compresión mínimo promedio en el área total del concreto de la columna arriba de la junta sea menor que $0.1 f'_c$. Esta limitación es más restrictiva que las disposiciones del Reglamento ACI, como también lo son las recomendaciones que siguen.

Los ensayos han demostrado también^{5.2} que la grieta crítica de tensión diagonal corre entre las esquinas diagonalmente opuestas al núcleo de la junta [esto es: paralelamente al puntal de compresión diagonal, como puede verse en la figura 5.19 (b)], y no a 45° respecto

a los ejes de los miembros. Por lo tanto V_s es el cortante soportado por los estribos horizontales presentes en el núcleo de la junta y que cruzan esta grieta, y que está dado por:

$$V_s = n f_y A_p \quad (5.36)$$

donde A_p es el área de cada juego de anillos y n es el número de dichos juegos, colocados entre el acero superior e inferior de la viga. Debe también percibirse que necesitan transmitirse las fuerzas cortantes verticales a través del núcleo de la junta. Sin embargo, las varillas en la columna normalmente no fluyen durante un sismo, y usualmente ésta soporta alguna carga de compresión y, por tanto, las fuerzas cortantes verticales no son tan críticas. El mejor método es que tales cortantes sean soportados por las varillas existentes en la columna que cruzan la grieta que va de esquina a esquina, y por ello es importante que exista al menos una varilla en cada lado colocada entre las varillas de las esquinas de la columna. Se sugiere que la separación de las varillas de columna en los lados no sea mayor que 15 cm. La capacidad de las varillas intermedias de la columna que cruzan la junta no debe ser menor que la tensión desarrollada en una capa exterior de varillas en la sección de la columna.

Los estribos colocados horizontalmente en el núcleo de la junta no deben ser menos que el acero transversal especial que se coloca en los extremos de la columna* como acero de confinamiento. Se considera que la presencia de vigas en las cuatro caras de la columna no debiera dar lugar a una reducción en este requisito, puesto que la extensa fluencia de las vigas en las dos direcciones durante un temblor, muy probablemente reducirá el efecto de confinamiento de éstas. Una excepción ocurre cuando el diseñador fuerza a que las articulaciones plásticas en las vigas se formen a cierta distancia de los paños de las columnas. En estos casos la cantidad mínima del acero en la junta puede ser la mitad de la cantidad del acero transversal especial. Cuando las articulaciones plásticas se forman a cierta distancia de los paños de las columnas, puede adoptarse un enfoque menos conservador en el diseño del refuerzo por cortante en el núcleo de la junta, ya que éste permanece elástico y no ocurrirán degradaciones de la resistencia al cortante.

* N. del T. Menor diámetro, mayor espaciamiento.

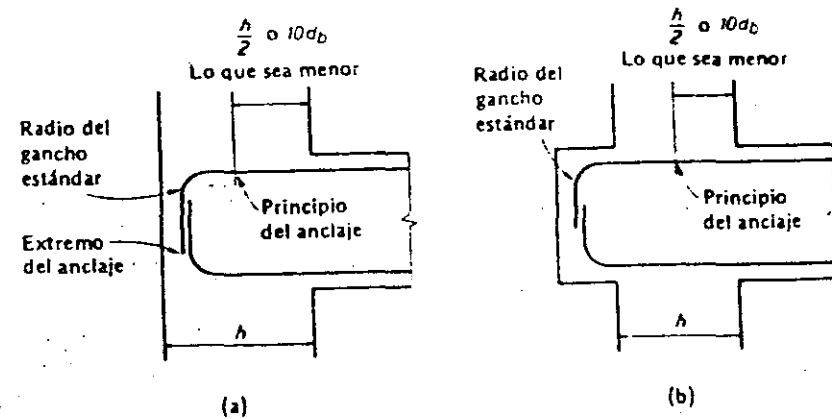


Fig. 5.20 Anclaje de las varillas de la viga en una columna exterior, cuando es factible que se forme la articulación plástica en la viga en el paño de la columna. a) Anclaje en las columnas. b) anclaje en el talón de la viga.

Para evitar la falla del mecanismo de adherencia debida a la penetración de esfuerzos de fluencia* en las columnas durante cargas cíclicas cuando lleguen las vigas a lados opuestos de la columna, el diámetro máximo de las varillas que pasan a través de las vigas, no deberá ser mayor que 0.04 de la dimensión de la columna en la dirección de la varilla, excepto cuando no pueda ocurrir fluencia en los extremos de las vigas, pueden utilizarse diámetros de hasta 0.05 de la dimensión apropiada de la columna. Esta recomendación es el resultado de la observación del comportamiento del acero con f_y igual a 40 ksi (276 MPa). Para aceros de mayor grado, deberán adoptarse varillas con diámetros menores.

Cuando las varillas de la viga se anclan en una columna, se considera que la longitud de anclaje habrá de suponerse que comienza, ya sea en el punto medio del peralte total de la columna, o a 10 diámetros de la varilla a partir de la cara en que el acero penetra en la columna, lo que sea menor. Una excepción es cuando no pueda ocurrir la fluencia en el extremo de la viga, en cuyo caso puede considerarse que el anclaje comienza en el paño de la columna. Aunque exista la longitud de anclaje adecuada, ninguna varilla deberá anclarse dentro del núcleo de una columna, sin que termine al menos con un gancho estándar cerca de la cara lejana del núcleo, como sea prácticamente posible.

* N. del T. En las barras de las vigas.

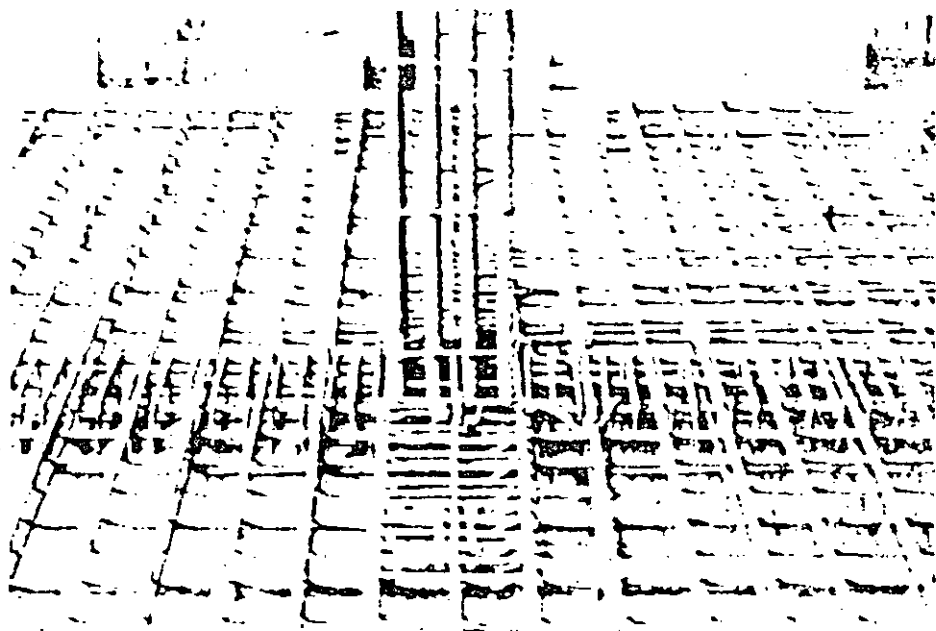


fig. 5.21 Especimen losa-columna con estribos para refuerzo por cortante.^{5.12}

Puede que sea necesario prolongar la viga con un talón en la cara lejana de la columna, para poder proporcionar una longitud adecuada de anclaje. Tales talones en las vigas han demostrado ser útiles en el confinamiento del núcleo de la junta y, en general, dan como resultado un mejor comportamiento del núcleo de la misma; la figura 5.20 muestra algunos detalles del anclaje en las columnas exteriores.

Para estructuras con marcos en las dos direcciones, una orientación general de la carga sísmica provoca la fluencia en las vigas en ambas direcciones simultáneamente; en estos casos el núcleo de la junta estará sujeto a fuerzas cortantes biaxiales. La fuerza cortante que resulta en el núcleo de la junta accionará aproximadamente a lo largo de la diagonal de la sección, y la contribución del refuerzo horizontal por cortante en la resistencia a éste puede evaluarse sumando las componentes de las fuerzas en las varillas del refuerzo para cortante, que son interceptadas por la grieta de tensión diagonal en la dirección de la fuerza cortante resultante.

5.5.5 Disposiciones especiales para las juntas losa-columna

Los edificios de varios pisos con placas planas o losas planas normalmente no deben usarse como estructuras resistentes a sismos sin la presencia de muros o marcos que los rigidicen contra deflexiones horizontales excesivas, causadas por las fuerzas sísmicas, y que pueden tener por resultado un serio daño no estructural durante un temblor severo. Sin embargo, aun cuando estén presentes dichos elementos rigidizantes, puede ser necesario transferir en las conexiones losa-columna momentos desequilibrados sustanciales, ya que estas conexiones sin refuerzo por cortante pueden fallar por agrietamiento de tensión diagonal y por resquebrajamiento del concreto a lo largo de las varillas, en la parte superior de la losa con poca ductilidad. Para incrementar la resistencia y ductilidad de la conexión, puede usarse un collar de acero estructural. Sin embargo, los ensayos han demostrado^{5.12} que el uso de estribos en la losa, colocados alrededor de las varillas que cruzan a través de la columna, proporcionan un aumento en la resistencia y un incremento sustancial en la ductilidad de la conexión, cuando ésta se encuentra sujeta a momentos cíclicos desequilibrados que se encuentran dentro del rango inelástico. Como puede verse en la figura 5.21, se colocaron estribos de dos y cuatro ramas, con una separación de un medio del peralte efectivo de la losa, encontrándose un comportamiento más dúctil que el de los collares de acero estructural.^{5.12}

5.6 MUROS DE CORTANTE DE CONCRETO REFORZADO EN LOS EDIFICIOS

5.6.1 Introducción

La protección contra el daño a los elementos no estructurales que pueden proporcionar los muros de cortante de concreto reforzado en edificios sismo-resistentes, es actualmente muy reconocida. En varios temblores recientes se ha demostrado el buen comportamiento de los muros de cortante bien diseñados. Algunos reglamentos^{5.10} requieren que las estructuras de muros de cortante se diseñen con mayor resistencia ante cargas laterales, que los marcos dúctiles de concreto reforzado que poseen características dinámicas similares. Esta precaución proviene de la creencia de que los muros de cortante son inherentemente menos dúctiles y que, probablemente, sea el cortante el modo dominante de falla. De manera apropiada el muro de cortante debería denominarse "muro estructural". Además de las cargas laterales, los muros de cortante también tienen que soportar alguna carga gravitacional. En las siguientes secciones, se analizan los principios que pueden utilizarse para asegurar que los muros de cortante posean todas las características deseables de las estructuras dúctiles sismo-resistentes.

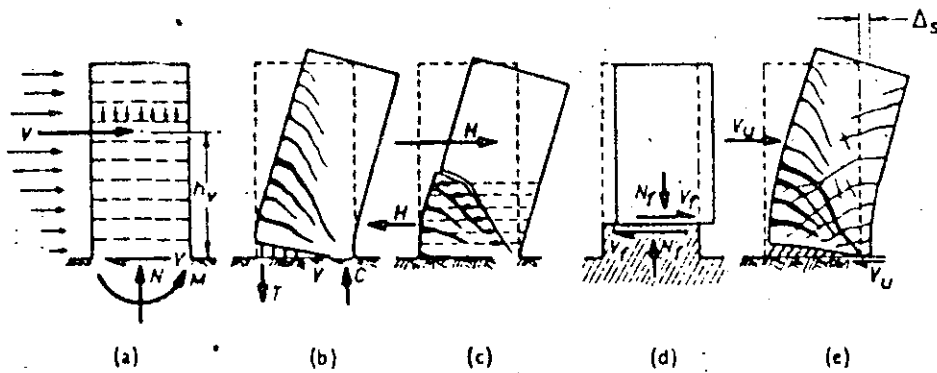


Fig. 5.22 Modos de falla en un muro de cortante en voladizo, de concreto reforzado, cargado lateralmente.

5.6.2 Muros de cortante en voladizo, sin aberturas

A pesar de su gran tamaño, la mayoría de los muros en voladizo en los edificios de múltiples pisos son lo suficientemente esbeltos para que puedan ser tratados como miembros estructurales ordinarios. No existe razón alguna que sugiera que en su comportamiento tales muros no vayan de acuerdo con los principios fundamentales del concreto reforzado que se ha indicado en las secciones previas. Un muro de cortante colado en la obra [figura 5.22 (a)] tendrá a actuar como una unidad integral, independientemente de la configuración de su sección transversal. No se recomienda la subdivisión de dichos muros de cortante en elementos de borde y tableros de alma que en algunas ocasiones se ha utilizado en la práctica japonesa. Se debe inducir al diseñador a que piense en términos del comportamiento real de conjunto de todo el muro.

La respuesta sísmica de un muro de cortante en voladizo [figura 5.22 (a)] debe estar gobernada por la flexión. Las consideraciones que se deben atribuir a la posible articulación plástica en la base del muro [figura 5.22 (b)] son las mismas que las de miembros estructurales comunes. Debido a las inversiones de signo en las cargas, las secciones de los muros de cortante necesariamente contienen importantes cantidades de acero en compresión. Las cargas gravitacionales producen, por lo común, una compresión axial que es considerablemente menor que la requerida en la falla balanceada de la sección. Consecuentemente, la ductilidad de curvatura disponible en la sección crítica del muro, es normal. Sin embargo, el factor disponible de ductilidad de curvatura depende de la distribución del refuerzo. En secciones

rectangulares es mejor distribuir el refuerzo vertical, de tal manera que el porcentaje de éste en el alma sea el mínimo valor permisible de 0.25 %, y todo el refuerzo adicional se concentre cerca de los extremos de la sección del muro. Como se muestra en las relaciones teórico momento-curvatura de la figura 5.23, esta distribución del acero tiene como resultado un incremento en la resistencia disponible y en la ductilidad de curvatura. Los patines también aumentan la ductilidad de curvatura de los muros. Los estribos transversales deben colocarse en los extremos de la sección del muro a una separación no mayor de seis diámetros de las varillas longitudinales, en la posible zona de articulación plástica, para evitar el pandeo del refuerzo longitudinal. En otras publicaciones⁵⁻² se presentan algunas relaciones carga-rotación que han sido medidas experimentalmente en muros de cortante en voladizo, mismas que ilustran que los muros bien diseñados poseen, en verdad, una considerable ductilidad de curvatura.

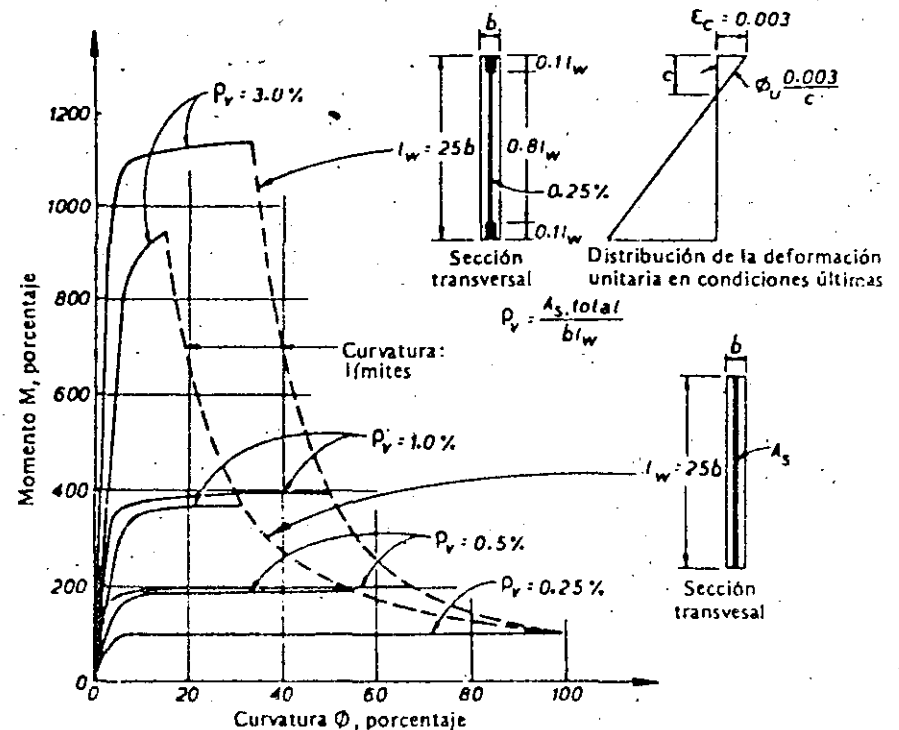


Fig. 5.23 El efecto de la cantidad y la distribución del refuerzo vertical en la curvatura última de las secciones de muro.^{5.13}

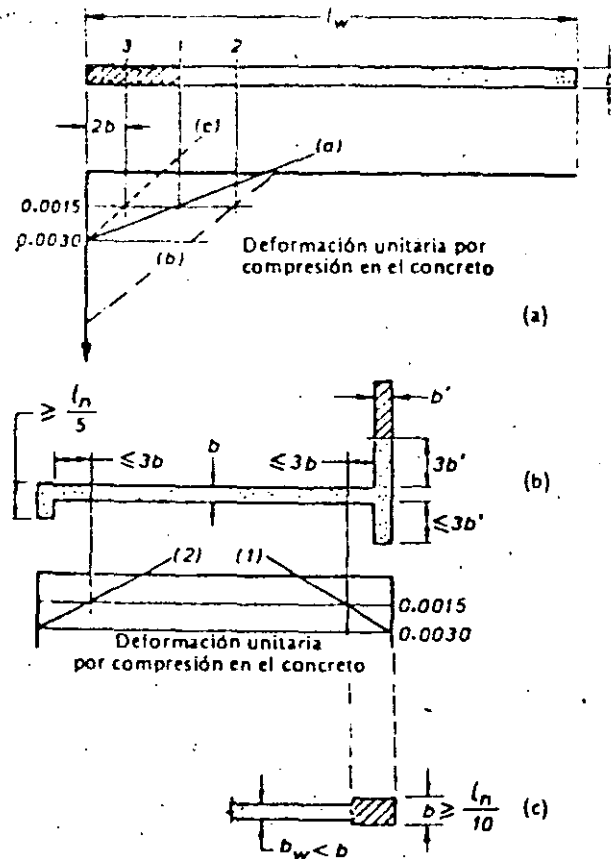


Fig. 5.24 Diagramas de deformación unitaria y dimensiones críticas que afectan la estabilidad de las secciones esbeltas de muros. a) Muros de sección rectangular, b) muro con patines, c) muro sin patines.

Las secciones de muros de cortante son a menudo delgadas y, consecuentemente, bajo fluencia cíclica reversible existe el peligro de inestabilidad de la sección. Se recomienda que el espesor b de los muros de cortante rectangulares en edificios de varios pisos, sea al menos $l_w/10$, donde l_w es la altura no soportada de los muros entre los entrepisos u otros soportes laterales que sean efectivos, siempre que la deformación unitaria calculada de compresión en la sección transversal en la carga última exceda de 0.0015 , a menos que esta fibra quede a una distancia menor que $2b$ o $0.2l_w$ horizontalmente desde el borde en compresión. La figura 5.24 (a), la que también define los símbolos utilizados, muestra que el espesor del muro más allá de las secciones 1 y 2 necesita ser revisado en los casos de las configuraciones de deformación unitaria

(a) y (b), respectivamente. De ser necesario, el espesor del muro puede incrementarse, como se muestra en la figura 5.24 (c). Alternativamente puede suministrarse un pequeño patín con un ancho mínimo de $l_w/15$ [véase la figura 5.24 (b)]. En secciones provistas de patín, las partes adyacentes del muro se proporcionarán mutuamente soporte lateral. Se recomienda por tanto que la limitación de la esbeltez $l_w/10$ se aplique a aquellas porciones que puedan estar sujetas a deformaciones unitarias de compresión en exceso de 0.0015 , y que están localizadas a una distancia mayor que $3b$ de un muro transversal. Por ejemplo, el espesor del área sombreada del patín mostrado en la figura 5.24 (b), necesitará ser verificado. La extensión vertical de la posible articulación plástica, cercana a la base del muro de cortante en voladizo, indicará la región del mismo, donde deberán satisfacerse estas limitaciones de la esbeltez.

En la actualidad se reconoce que por regla general la resistencia al cortante de los muros de cortante en edificios de varios pisos debe determinarse en la misma forma que en las vigas. En la zona de la posible articulación plástica las grietas anchas de flexión se combinan con las grietas de tensión diagonal al cortante [figura 5.22 (c)], y después de unas cuantas inversiones de signo de las cargas, la contribución de los mecanismos resistentes al cortante, siempre que no se trate del refuerzo horizontal en el alma, disminuirá. Por lo tanto, el refuerzo en el alma en la zona de la posible articulación plástica deberá proporcionarse para la totalidad de la fuerza cortante horizontal. La altura de este refuerzo en el alma no deberá tomarse menor que $1.5l_w$.

En muros de cortante en voladizo, la fuerza lateral estática equivalente especificada por los reglamentos, por lo general no proporciona una protección satisfactoria contra una falla por cortante durante una excitación severa, cuando se desarrolla la resistencia máxima a la flexión en la base del muro. Durante ciertas combinaciones de los modos de vibración, la línea de acción de la resultante de las fuerzas laterales de inercia, localizada a h_v a partir de la base del muro en la figura 5.22 (a), puede ser menor que la obtenida con las distribuciones de carga usualmente prescritas por los reglamentos.^{5-10, 5-11} Esto es, h_v , podrá ser mucho menor que los dos tercios de la altura del muro que se asigna a la acostumbrada carga triangular invertida. En consecuencia, pueden generarse fuerzas cortantes considerablemente mayores cuando en la base se desarrolla totalmente la capacidad de resistir momento.⁵⁻¹⁴

Existen dos posibles sitios donde puede ocurrir la falla por cortante deslizante en los muros de cortante en voladizo. Uno es la junta horizontal de construcción que es sensible a la calidad de la preparación de

la superficie. El otro es la zona de articulación plástica, que usualmente se encuentra inmediatamente encima del nivel de la cimentación. El fenómeno de deslizamiento a lo largo de las grietas anchas de flexión que cruzan todo el peralte [figura 5.22 (e)], especialmente cuando la compresión axial producida por las cargas gravitacionales en el muro es pequeña, es similar a la que se encuentra en las zonas de articulaciones plásticas en las vigas, las que ya se comentaron en la sección 5.4.5. El deslizamiento a lo largo de una junta de construcción, mostrada en la figura 5.22 (d), y que a menudo se observa en los muros de cortante dañados por temblores, puede evitarse si en concordancia con el concepto de cortante por fricción^{5.2} se proporciona un refuerzo vertical apropiado en toda la longitud del muro, con el objeto de suministrar junto con la carga gravitacional mínima disponible, la fuerza necesaria de sujeción N_f . Puede obtenerse la resistencia necesaria al cortante, si se da el refuerzo vertical a través de la junta, de conformidad con:^{5.2}

$$A_{vf} = \left(v_u - 0.85 \frac{N}{A_g} \right) \frac{A_g}{f_y} \geq 0.0025 A_g \quad (5.37)$$

donde v_u es el esfuerzo cortante horizontal nominal calculado, N es la carga axial de compresión mínima que actúa sobre el muro y A_g es el área del concreto de la sección del muro. Este acero debe proporcionarse entre el refuerzo principal por flexión que normalmente está situado en los bordes extremos o en los patines de la sección del muro. La respuesta inelástica de los mecanismos asociados con el cortante deslizante indica una pérdida drástica de la rigidez y la resistencia ante la acción de cargas cíclicas. Por ello, el deslizamiento por cortante debe considerarse como un mecanismo disipador de la energía inapropiado en las estructuras sismo-resistentes.

Al detallar las secciones de muros de cortante, debe prestarse atención al refuerzo transversal en aquellas zonas en que la deformación unitaria de compresión calculada en el concreto, exceda de 0.0015, con objeto de garantizar que no se vaya a pandear el refuerzo vertical en el muro. El diámetro de los estribos que se usen para este propósito no deberá ser menor que un cuarto del diámetro del de las varillas del refuerzo principal, y deben tener una separación no mayor que seis veces el diámetro de las varillas principales. Cuando la profundidad del eje neutro en la sección de un muro del que se espera una ductilidad de desplazamiento de 4, exceda de $0.15 l_w$, la ductilidad de curvatura requerida se alcanzará cuando la deformación unitaria en compresión del concreto exceda de 0.004. Por lo tanto, en tales casos, como se

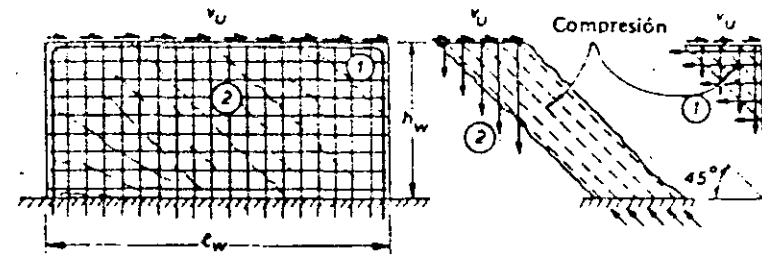


Fig. 5.25 La resistencia al cortante de muros de cortante de poca altura.

requiere para las columnas, deberá colocarse refuerzo especial confinante (véase la sección 5.5.3) en el área del muro en que la deformación unitaria de compresión, calculada al desarrollarse totalmente la resistencia a la flexión, exceda de 0.0015.

5.6.3 Muros de cortante de poca altura

En edificios de poca altura, la altura de un muro de cortante puede ser menor que su longitud. Tales muros no pueden diseñarse con las técnicas acostumbradas de la teoría del concreto reforzado. Sin embargo, ya que la carga sísmica en este tipo de muros muy pocas veces resulta crítica, un diseño aproximado que garantice cierta ductilidad generalmente es suficiente. La resistencia de muchos muros de cortante de poca altura está limitada por la capacidad de las cimentaciones de resistir los momentos de volteo. En tales casos, el resultado es una estructura oscilante y la ductilidad se torna irrelevante.

Como indica la figura 5.25, después de que aparece el agrietamiento diagonal, el cortante horizontal introducido en la parte superior de un voladizo de poca altura, necesita descomponerse en fuerzas de compresión diagonal y otras de tensión vertical. De esta manera, el refuerzo vertical por flexión distribuido verticalmente permite además que el cortante se transmita a la cimentación. La condición de equilibrio del cuerpo libre marcado con 2, muestra lo anterior en la figura 5.25. Cuando el campo de compresión diagonal no encuentra un apoyo en el nivel de la cimentación, como es el caso del cuerpo libre triangular marcado con 1, se requiere una cantidad igual de refuerzo horizontal por cortante. La figura 5.25 muestra, por consiguiente, que para un muro de cortante bajo, se requerirá una malla de acero de igual área en ambas direcciones, si de manera conservadora se supone un campo de compresión que actúa a 45°. La resistencia a flexión en la base se debe

evaluar cuidadosamente, tomando en cuenta la contribución de todas las varillas verticales, para asegurarse de que es posible proporcionar la resistencia al cortante requerida. De esta manera, podrán hacerse dúctiles la mayoría de los muros de cortante bajos y así evitar una falla frágil.

5.6.4 Muros de cortante acoplados

En un muro rectangular en voladizo, el esfuerzo cortante máximo se induce a lo largo de la fibra en el eje neutro en toda la altura del muro. Si ésta, o una fibra cercana, es potencialmente débil, como puede ser el caso en la construcción de tableros prefabricados, podrá ocurrir una falla por cortante deslizante, tal como la que se muestra en la figura 5.26 (a). Sin embargo, si se pudiera hacer dúctil a este mecanismo de falla, y hacer también que de ciclos histeréticos estables bajo carga con inversiones de signo, se podrá usar entonces como un mecanismo viable disipador de energía en una estructura sismo-resistente. Un equivalente de dicho sistema, que se muestra en la figura 5.26 (b), ilustra que el momento de volteo total M_0 se resiste en la forma siguiente:

$$M_0 = M_1 + M_2 + Tl \quad (5.38)$$

donde T es la acumulación de fuerzas cortantes en el sistema de acoplamiento entre los dos muros. El potencial de esta estructura, como una eficiente construcción sismo-resistente, resultaría de su habilidad para disipar energía, cuando sea necesario, dentro del sistema de transferencia del cortante por toda la altura de la estructura. Esto sería adi-

$$Tl > \frac{2}{3} M_0 \quad ; \quad M_0 = M_1 + M_2 + Tl$$

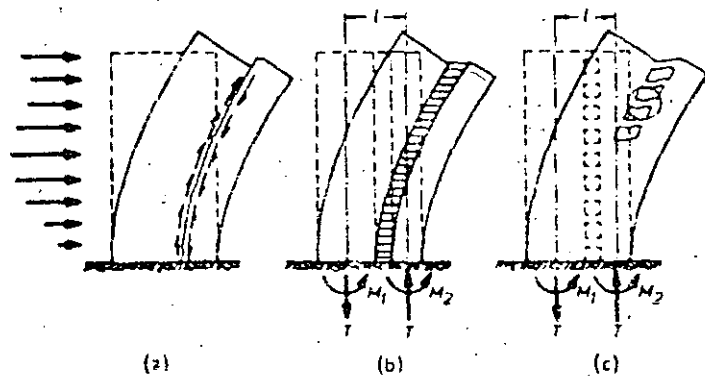


Fig. 5.26 Muros de cortante acoplados con carga lateral.

cional a la energía disipada en la articulación plástica en la base de cada muro. Mediante una selección hábil de las rigideces relativas y de las resistencias, es posible reforzar los diversos componentes de los muros, de tal manera que bajo carga estática monótona se desarrolle la resistencia del sistema de acoplamiento antes del principio de la fluencia en la base de los muros. Por tanto, en comparación con los muros en voladizo, los muros de cortante acoplados ofrecen más de una línea de defensa cuando se requiere disipar energía. La dispersión de los mecanismos disipadores de energía resultará, probablemente, en un mejor control del daño estructural. Los estudios han indicado que en los muros así diseñados, durante una excitación sísmica severa, la fluencia extensa se confina mayormente al sistema de acoplamiento, el cual es más fácil de reparar que las bases de los muros.

En la práctica, la transferencia de cortante de un muro a otro, es proporcionada por vigas discretas que se forman entre las aberturas y que están dispuestas en una o más hileras verticales, como se muestra en la figura 5.26 (c). Para que un muro de cortante acoplado sea eficiente, las rigideces de las vigas deben seleccionarse de tal modo que:

$$Tl > \frac{2}{3} M_0 \quad (5.39)$$

Esto usualmente involucra el uso de vigas de acoplamiento cortas y relativamente peraltadas, en las que el desarrollo de la resistencia a la flexión está asociada con fuerzas cortantes que pueden resultar lo suficientemente grandes para destruir las vigas en tensión diagonal. Este tipo de falla fue observado en Anchorage durante el sismo de Alaska de 1964. Si todo el cortante es resistido por estribos verticales, puede presentarse una falla por cortante deslizante a lo largo de un plano vertical (en vez de una falla por tensión diagonal) después de unas cuantas incursiones cíclicas en el rango inelástico de la respuesta. La figura 5.27 muestra dichas vigas en un modelo de un muro de cortante acoplado de siete pisos.^{5.15} La mejor forma de evitar una falla por cortante deslizante en las vigas de acoplamiento, es usando refuerzo diagonal en vez del horizontal por flexión y el vertical por cortante común. En la figura 5.28 se muestra un ejemplo típico del arreglo sugerido. Dichas vigas, utilizadas en la actualidad en Nueva Zelanda, han demostrado ser extremadamente dúctiles^{5.15} siempre y cuando se evite el pandeo de las varillas de compresión diagonales. Después de una incursión más allá de la fluencia en cada una de las dos direcciones de la carga, las fuerzas de flexión y de cortante son

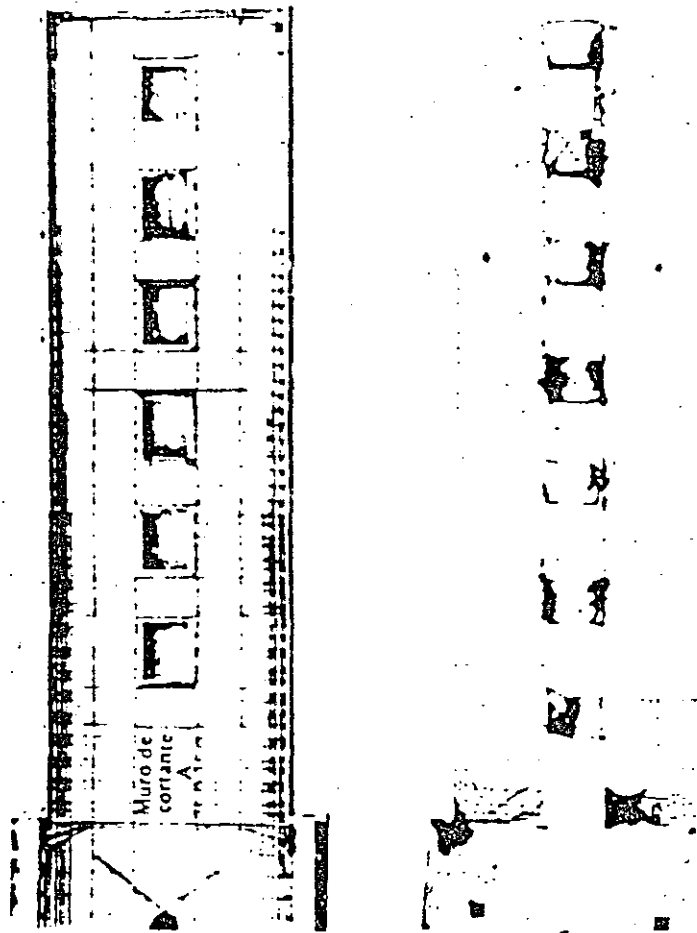


Fig. 5.27 Muros de cortante de concreto reforzado de siete pisos a escala de 1/4, con vigas de acoplamiento reforzadas de manera común, que fallaron por cortante deslizante.⁵⁻¹⁵

transferidas por el acero diagonal, en tanto que el concreto proporciona rigidez a la flexión y, por consiguiente, asegura la estabilidad lateral. Como podría esperarse, los ciclos histeréticos para estos miembros tienen las características de elementos de acero. Los ensayos han demostrado⁵⁻¹⁵ que un muro de cortante acoplado con vigas de acoplamiento con refuerzo en diagonal, proporcionado de tal forma que la fluencia en las vigas comience antes que la de las bases del muro, posee una capacidad para disipar energía muy en exceso a la de un muro que contiene vigas de acoplamiento reforzadas en forma común. Más aún, dichos muros de cortante acoplados muestran una menor degradación

de la rigidez y un menor daño visible para el mismo desplazamiento lateral. Por lo tanto, puede considerarse que los muros de cortante acoplados poseen todas las características deseables de una estructura sismo-resistente eficiente.

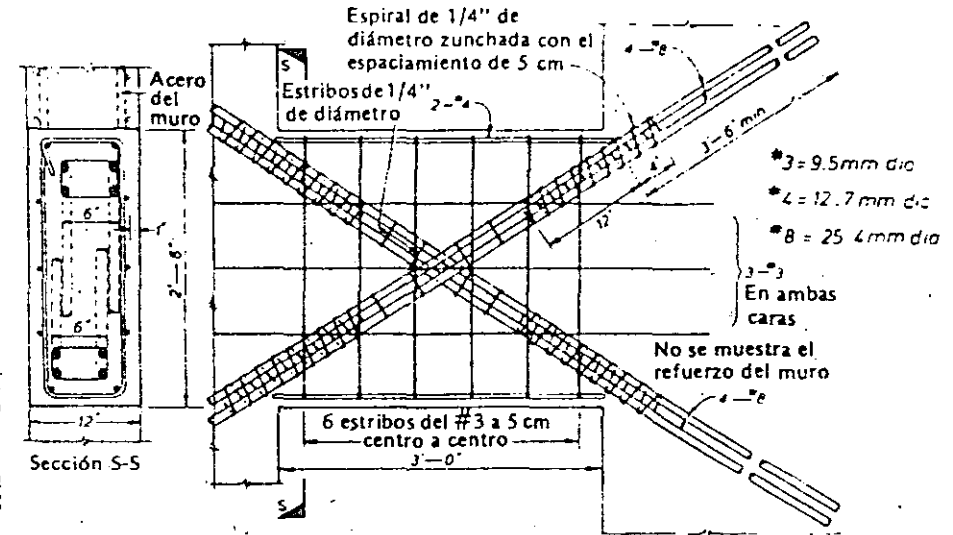


Fig. 5.28 Sugerencia para la disposición del acero en una viga de acoplamiento con refuerzo en diagonal.

En los núcleos que contienen fosos de escaleras y elevadores en los edificios de múltiples pisos, podrán acoplarse muros de diferentes configuraciones. Un ejemplo típico de una sección en cajón perforada por dos hileras de aberturas, resulta el acoplamiento de dos secciones en forma de canal. La evaluación del comportamiento de dichos muros se puede llevar a cabo con la ayuda de diagramas de interacción, como el que se muestra en la figura 5.29. El momento positivo se refiere a la carga que produce compresión en el extremo de los patines del muro. Dicho diagrama, que muestra la posición del eje neutro (c/l_w), es útil también cuando se deben determinar las regiones de la sección del muro donde pudiese requerirse refuerzo de confinamiento. De la figura 5.29 debe hacerse notar que para momento positivo con sólo una pequeña compresión axial, la relación c/l_w , es relativamente alta y, por consiguiente, la ductilidad por curvatura disponible en la sección del muro es pequeña. Sin embargo, para que exista este momento, el sistema de

acoplamiento tendrá que transmitir una gran tensión axial y ésta incrementará la ductilidad por curvatura de la sección crítica. Por el contrario, puede verse que para momentos negativos, el muro puede acomodar una considerable fuerza de compresión axial al mismo tiempo que posee una amplia ductilidad de curvatura.

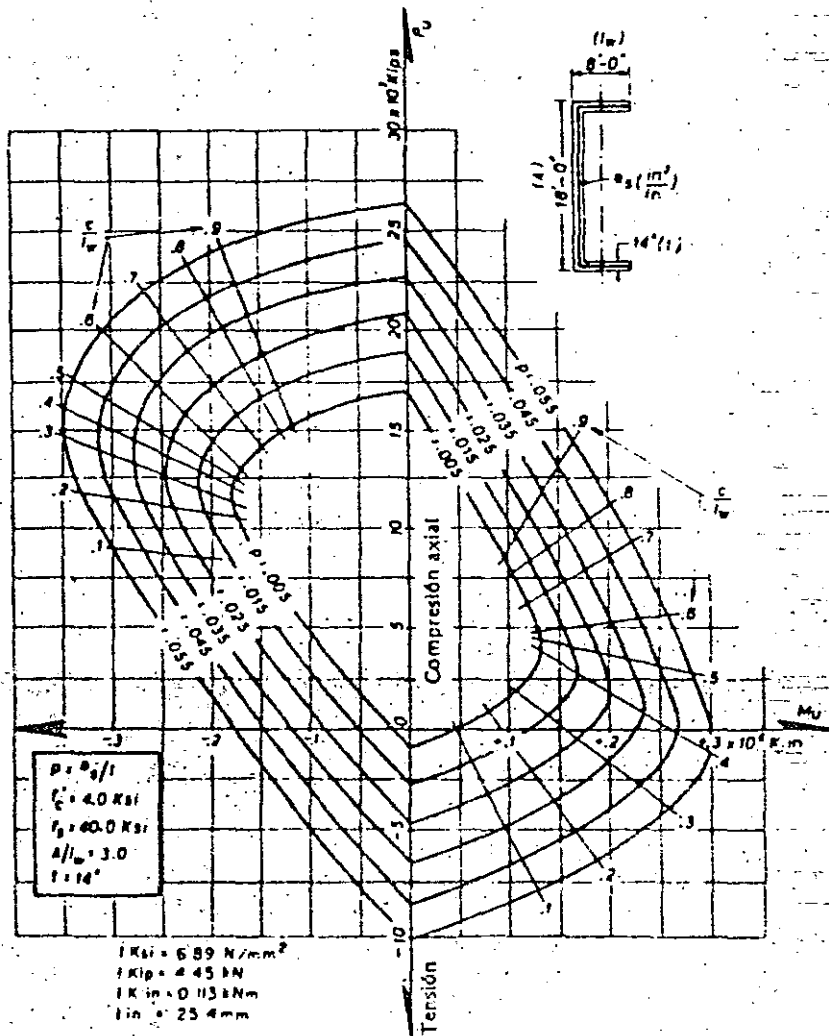


Fig. 5.29 Relaciones típicas de interacción carga axial-momento para la sección de un muro de cortante en forma de canal, con refuerzo vertical distribuido uniformemente.

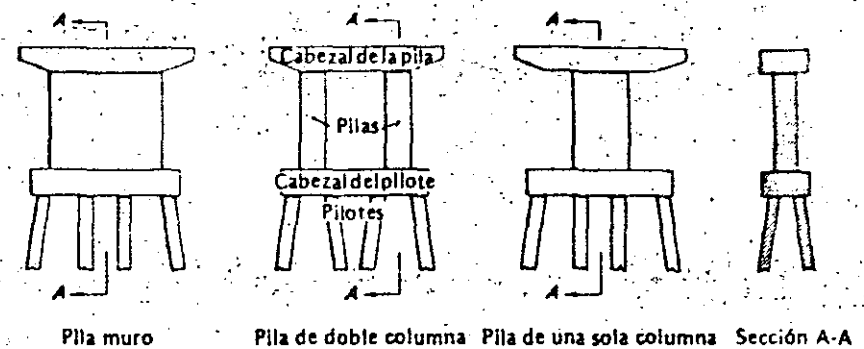


Fig. 5.30. Algunos arreglos en pilas para puentes.

5.7 PILAS DE CONCRETO REFORZADO PARA PUENTES

Muchos de los principios de diseño sísmico que se han analizado para los edificios, se aplican a otros tipos de estructuras de concreto reforzado, tales como las pilas para puentes. Si se emplea una carga estática dictada por algún reglamento, el diseñador debe asegurarse de que se disponga en la estructura de un mecanismo disipador de energía. En los puentes, la mayor parte de la masa se encuentra en la superestructura que consta de traveses, losas, diafragmas, etc. y, por consiguiente, es aquí donde se generan las principales fuerzas de inercia durante el sacudimiento sísmico del terreno. Sin embargo, los esfuerzos en la superestructura no son muy importantes durante las cargas sísmicas, y las fuerzas de inercia solamente imponen esfuerzos significativos en las pilas y la cimentación del puente. Pueden incorporarse dispositivos especiales disipadores de energía, entre las pilas y la superestructura, tales como amortiguadores de émbolo, que utilizan aceite o plomo (véase el capítulo 3), llevando al mínimo el daño estructural en las pilas y en la cimentación. Sin embargo, la mayoría de las estructuras de puente no tienen dichos dispositivos especiales y tienen que depender de la disipación de energía debajo de la sección superior de las pilas. La fluencia en la estructura de la cimentación deberá evitarse siempre, puesto que el daño en ese sitio es difícil de inspeccionar y reparar. Por lo tanto, las pilas del puente son los elementos más lógicos para detallar como regiones disipadoras de energía. Generalmente, la superestructura del puente transmite a las pilas cortantes horizontales y cargas verticales axiales o excéntricas. La carga vertical en la mayoría de las pilas es relativamente pequeña y, por lo tanto, la ductilidad es ésta es relativamente fácil de proporcionar. La figura 5.30 muestra algunas pilas para puente usuales. Los procedimientos de diseño ya analizados

para las posibles zonas de articulaciones plásticas en las columnas y muros, pueden seguirse para detallar las pilas. La consideración más importante consiste en proporcionar suficiente refuerzo transversal en forma de espirales o estribos para confinar al concreto, evitar el pandeo de las varillas longitudinales y que funcione como refuerzo por cortante. Para pilas en forma de muro o de una sola columna, las regiones de las articulaciones plásticas, normalmente se encontrarán en la base de las mismas. En pilas de varias columnas, las articulaciones plásticas se pueden desarrollar en las secciones superior e inferior, por lo que ambos extremos necesitan detallarse para que sean dúctiles. En estructuras de puente importantes o complejas, podrán requerirse estudios dinámicos especiales para determinar el nivel del factor de ductilidad por desplazamiento que se deba usar en el diseño de las pilas del puente (véase el capítulo 3).

Puede usarse la ecuación aproximada 5.23 o alguna forma ajustada de la misma, para tomar en cuenta las diferentes distribuciones del momento flexionante y relacionar la demanda de ductilidad por curvatura de las secciones críticas con el factor de ductilidad por desplazamiento.

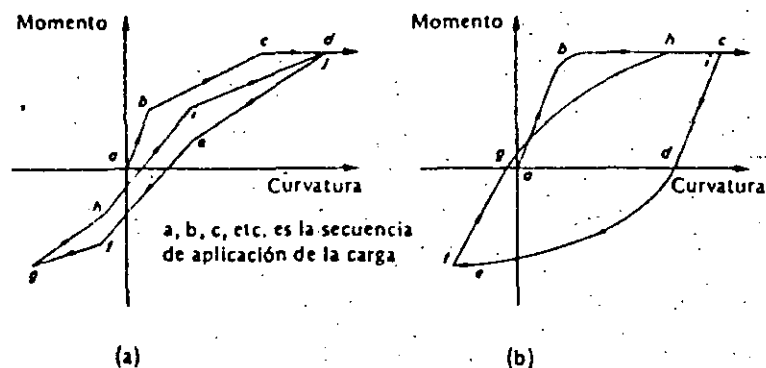


Fig. 5.31 Idealizaciones momento-curvatura para concreto presforzado y reforzado. a) Sección de concreto presforzado, b) sección de concreto reforzado.

aceptación en sistemas estructurales que resisten cargas sísmicas. Esto se debió principalmente a la poca investigación, información, experiencia en el diseño y comportamiento de las estructuras presforzadas durante temblores severos. El Reglamento ACI^{5.1} no contiene disposiciones especiales para el diseño sísmico de las estructuras de concreto presforzado. Sin embargo, recientemente el Instituto de Concreto Presforzado de Nueva Zelanda^{5.16} y la Comisión para Estructuras Sísmicas de la FIP^{5.17} han elaborado recomendaciones de diseño. Estas recomendaciones y otros estudios recientes aportan una clara evidencia de que los marcos de concreto presforzado detallados apropiadamente, proporcionarán una resistencia satisfactoria ante las cargas sísmicas.

En la figura 5.31 se ilustran ciclos histeréticos idealizados de momento-curvatura para secciones de concreto presforzado y reforzado. En el concreto presforzado la deformación unitaria inicial de tensión en los tendones debida al presfuerzo, ocasiona una gran recuperación de la deflexión aun después de fuertes deflexiones. Por lo tanto, la disipación histerética de energía de un sistema de concreto presforzado será menor que la de uno de concreto reforzado de resistencia y rigidez inicial similares, resultando, por lo general, en una mayor respuesta de deflexión a un temblor severo del sistema de concreto presforzado. Se ha determinado un promedio de aproximadamente 30 % en esta diferencia en la respuesta de deflexión en estructuras de un solo grado de libertad, diseñadas de acuerdo con reglamentos y con resistencia, rigidez inicial y amortiguamiento viscoso similares, que responden no linealmente a los sismos del El Centro de 1940 y otros sintéticos.^{5.18} Esta característica ha encaminado al Reglamento para Asignación de Cargas de Nueva Zelanda^{5.11} a especificar una fuerza sísmica horizontal de diseño para estructuras de concreto presforzado que da como resultado un 20 % mayor que las utilizadas para estructuras de concreto reforzado equivalentes.

Una aplicación atractiva del presfuerzo se tiene en la construcción de concreto prefabricado. Las vigas y columnas de concreto prefabricado se pueden unir postensándolas en la obra para constituir marcos continuos resistentes a sismos. La construcción de concreto presforzado en la obra se puede utilizar también con o sin miembros de concreto prefabricado. Mediante la presencia de acero longitudinal no presforzado, se pueden mejorar la ductilidad y la disipación de energía en las secciones críticas. Un excelente concepto de diseño consiste en equilibrar las cargas gravitacionales (carga muerta más alguna porción de carga viva) con tendones presforzados en una trayectoria curva, y colocar después en la sección suficiente acero no presforzado para dotarla de la capacidad adicional de momento requerida cuando la carga sísmica actúa sobre el marco.

5.8 MARCOS DE CONCRETO PRESFORZADO EN EDIFICIOS

5.8.1 Introducción

El concreto presforzado se ha usado extensamente para estructuras que portan cargas gravitacionales, pero no han tenido la mis-

El empleo de tendones no adheridos en el diseño sísmico ha sido la causa de una controversia considerable. Se considera que se deben rellenar con mortero los tendones en los marcos dúctiles, ya que las deformaciones unitarias del acero en los tendones no adheridos permanecen elásticas en el caso de un sismo severo, confiándose, así, por completo en el concreto para disipar la energía. Además, las fluctuaciones en las fuerzas en los tendones pueden provocar la falla de los anclajes de los tendones no adheridos, acarreado el resultado catastrófico de la liberación de las fuerzas de presfuerzo. Podría lograrse un mejor argumento en favor de los tendones no adheridos, si también se incluyese en las secciones acero adherido no presforzado. Sin embargo, aparentemente no habría mayores objeciones en el uso de tendones no adheridos en los sistemas de piso o azotea que no contribuyen a la resistencia del marco.

La filosofía general del diseño sísmico de las estructuras de concreto presforzado es similar a la del concreto reforzado. Es decir, las estructuras diseñadas para soportar las cargas estáticas de diseño prescritas por los reglamentos, deberán ser capaces de experimentar deformaciones inelásticas mediante la formación de articulaciones plásticas dotadas de una ductilidad adecuada.

5.8.2 Resistencia y ductilidad de los miembros sujetos a flexión

La resistencia a flexión de las secciones rectangulares o con patines, en las que el eje neutro yace dentro del patín y en las que los tendones se concentran cerca de la fibra extrema en tensión, se puede calcular con:

$$M_u = A_{ps} f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right) \tag{5.40}$$

donde

$$a = A_{ps} f_{ps} / (0.85 f'_c b) \tag{5.41}$$

donde A_{ps} es el área del acero de presfuerzo, f_{ps} es el esfuerzo del acero de presfuerzo para la resistencia máxima a la flexión, d es el peralte medido entre el centroide del tendón y la fibra extrema en compresión y b es el ancho de la cara de compresión del miembro. Para el bloque de esfuerzos en compresión se hacen las mismas suposiciones que en el

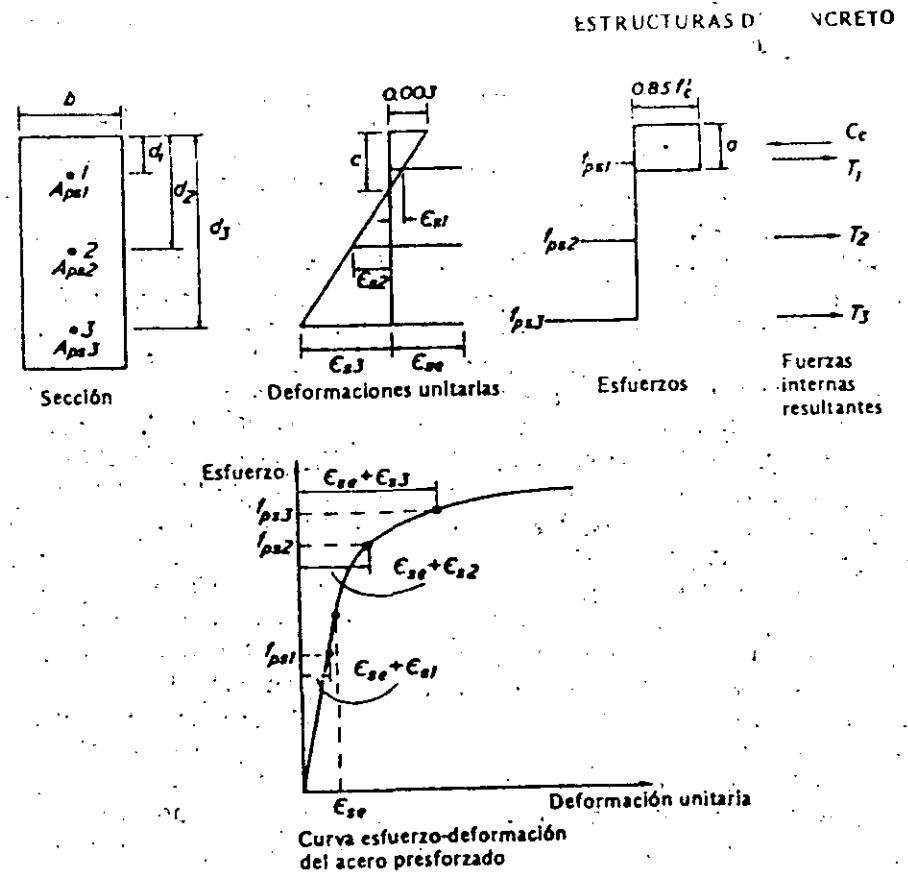


Fig. 5.32 Sección de concreto presforzado al alcanzarse la resistencia a flexión.

concreto reforzado. En miembros adheridos, el Reglamento ACI^{5.1} recomienda el siguiente valor aproximado para f_{ps} siempre y cuando f_{se} no sea menor que $0.5 f_{ps}$:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - 0.5 \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} \right) \tag{5.42}$$

donde f_{pu} es la resistencia última del acero de presfuerzo, f_{se} es el esfuerzo en el acero de presfuerzo debido únicamente al presfuerzo y $\rho_p = A_{ps}/bd$. Esta expresión empírica refleja el efecto de las variables en la profundidad del eje neutro y, por tanto, del nivel alcaído de la deformación unitaria en el acero.

Un enfoque más general en el que se utilice la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio es necesario para establecer la resistencia a la flexión cuando existen tendones presforzados adheridos, situados a diferentes niveles en la sección. La curva esfuerzo-deformación de los tendones es necesaria para dicho análisis. Por ejemplo, la figura 5.32 muestra una sección con tres tendones, cada uno con una deformación inicial ϵ_{se} debida únicamente al presfuerzo. Estrictamente ϵ_{se} es la deformación unitaria en el acero de presfuerzo cuando la del concreto, ahí mismo, es cero. Sin embargo, si se toma ϵ_{se} como la deformación unitaria debida al presfuerzo efectivo, se obtiene una precisión. Las deformaciones unitarias adicionales en el acero de presfuerzo debidas a la flexión provocada por la carga exterior son:

$$\epsilon_{s_i} = 0.003 (d_i - c)/c \quad (5.43)$$

donde $i = 1, 2, 3$. También para que exista equilibrio:

$$0.85f'_c ab = A_{ps1}f_{ps1} + A_{ps2}f_{ps2} + A_{ps3}f_{ps3} \quad (5.44)$$

La resistencia a la flexión puede calcularse con un procedimiento iterativo: Se elige un valor c para la profundidad del eje neutro, las deformaciones unitarias ϵ_{s1} , ϵ_{s2} , ϵ_{s3} se calculan con la ecuación 5.43 y los esfuerzos en el acero f_{ps1} , f_{ps2} y f_{ps3} se determinan a partir de las deformaciones unitarias totales en el acero $\epsilon_{se} + \epsilon_{s1}$, $\epsilon_{se} + \epsilon_{s2}$ y $\epsilon_{se} + \epsilon_{s3}$ utilizando la curva esfuerzo-deformación del acero (véase la curva esfuerzo-deformación en la figura 5.32); finalmente, se revisa la ecuación de equilibrio 5.44. Se repiten estos pasos hasta encontrar un valor c para la profundidad del eje neutro, la que permite que se satisfaga la ecuación 5.44. Entonces se calcula $\sigma = \beta_1 c$ y el momento último está dado por:

$$M_u = A_{ps1}f_{ps1}(d_1 - 0.5a) + A_{ps2}f_{ps2}(d_2 - 0.5a) + A_{ps3}f_{ps3}(d_3 - 0.5a) \quad (5.45)$$

Puede tomarse en cuenta la contribución de cualquier acero no presforzado que se encuentre presente en la sección en la misma forma que para el acero presforzado, excepto que puede suponerse $\epsilon_{se} = 0$ y usarse la curva apropiada esfuerzo-deformación del acero.

La figura 5.33 muestra las relaciones teóricas momento-curvatura que han sido derivadas para una sección de concreto presforzado con tendones concentrados cerca de la fibra extrema en tensión. Las curvas esfuerzo-deformación del concreto supuestas en el análisis para el con-

creto en el núcleo y el concreto en el recubrimiento por fuera del acero transversal, son las que se muestran en la figura, en las que el concreto en el núcleo está confinado por las cantidades usuales de estribos cerrados en las zonas de articulaciones plásticas. Por ejemplo, estribos del núm. 3 (9.5 mm de diámetro a 9 cm de separación, confinan a un núcleo de concreto de 38 cm de peralte por 15 cm de ancho). Las curvas momento-curvatura proporcionan una buena indicación de la reducción de la ductilidad de curvatura disponible, al aumentar el contenido del acero de presfuerzo. Se recomienda que para el diseño sísmico, se observe el siguiente requisito:

$$\rho_p f_{ps} / f'_c \leq 0.2 \quad (5.46)$$

Para la sección que se muestra en la figura 5.33, la ecuación 5.46 requiere que $A_{ps}/bh \leq 0.0046$, y resulta evidente en la figura que este requisito tiene como resultado una ductilidad de curvatura adecuada.

La figura 5.34 muestra que con acero de presfuerzo presente en la zona de compresión, la ductilidad de curvatura teórica no resulta afectada por el incremento en el contenido del acero de presfuerzo. Esto es consecuencia de que el acero de presfuerzo actúa como acero de compresión para grandes curvaturas, siempre que el acero esté restringido contra el pandeo mediante el concreto que lo rodea, así como por el acero transversal. Los ciclos sucesivos de cambio de signo en la flexión, pueden provocarle un daño al concreto que conduzca al pandeo. Parecería razonable requerir que todas las secciones de vigas fueran capaces de alcanzar una curvatura especificada para una deformación unitaria dada, en la fibra extrema del concreto. Esto significa que la profundidad del eje neutro no debe exceder un valor límite cuando se alcance el momento último. La ecuación 5.46 para tendones concentrados cerca de la fibra extrema de tensión, requiere que $A_{ps}f_{ps} \leq 0.2f'_c bd$, lo que significa que cuando se alcance la resistencia a la flexión, la fuerza máxima en el concreto es $0.2f'_c bd$ y, por lo tanto, la profundidad máxima del bloque rectangular de esfuerzos es $a = 0.2/0.85 = 0.235d$. Pero puesto que d es aproximadamente 0.8 del peralte total h , y a es aproximadamente 0.75 de la profundidad del eje neutro c , el requisito se convierte en $c \leq 0.25h$. Para secciones con tendones en varios niveles en el peralte, es difícil establecer un valor límite de $\rho_p f_{ps} / f'_c$ puesto que los tendones colocados a diferentes niveles conducen a diferentes relaciones momento-curvatura. Sin embargo, para cualquier arreglo de los tendones, la curvatura en condiciones de carga última será al menos igual a aquella en que todos los tendones estén colocados cerca de la fibra extrema en tensión, si $c \leq 0.25h$. Este requisito ha sido adoptado por las fundaciones de la FIP.^{5.17}

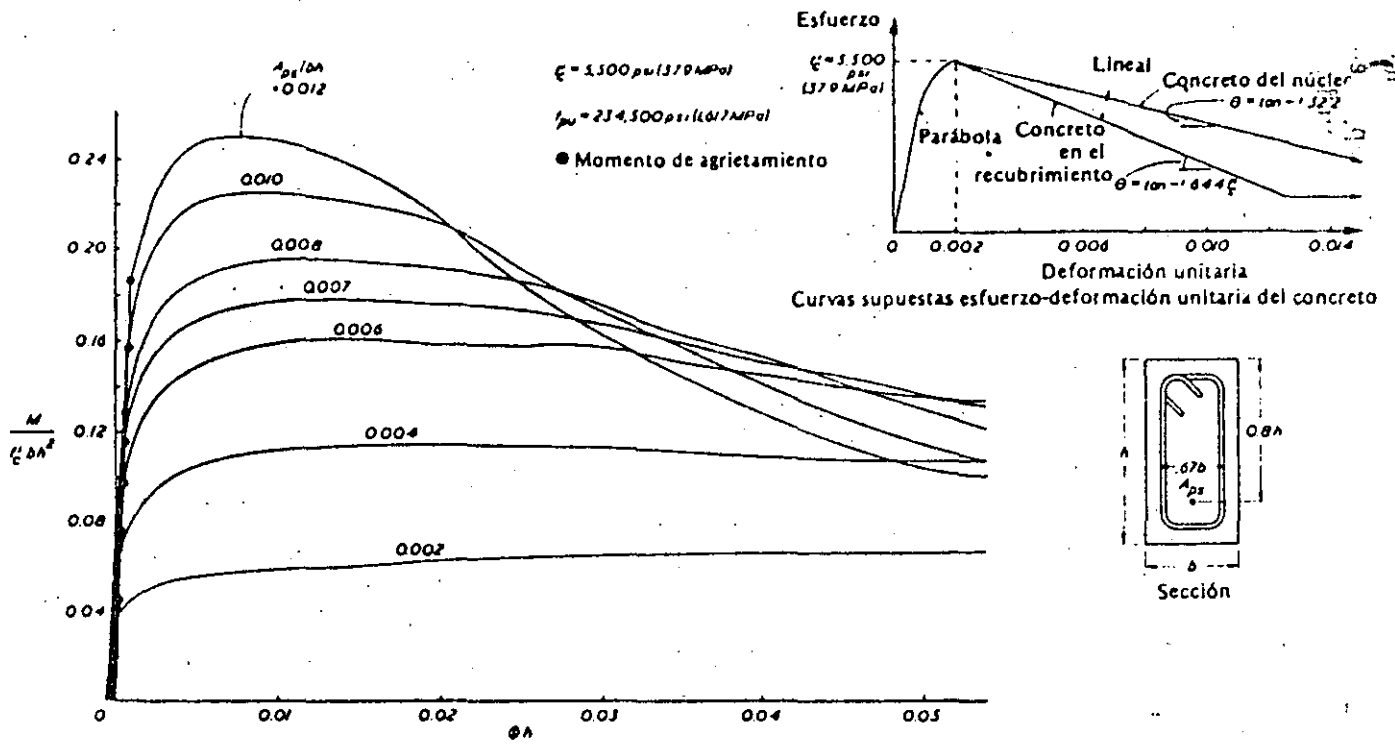


Fig. 5.33 Relaciones momento-curvatura en secciones con diversos contenidos de acero de presfuerzo excéntricamente colocado.

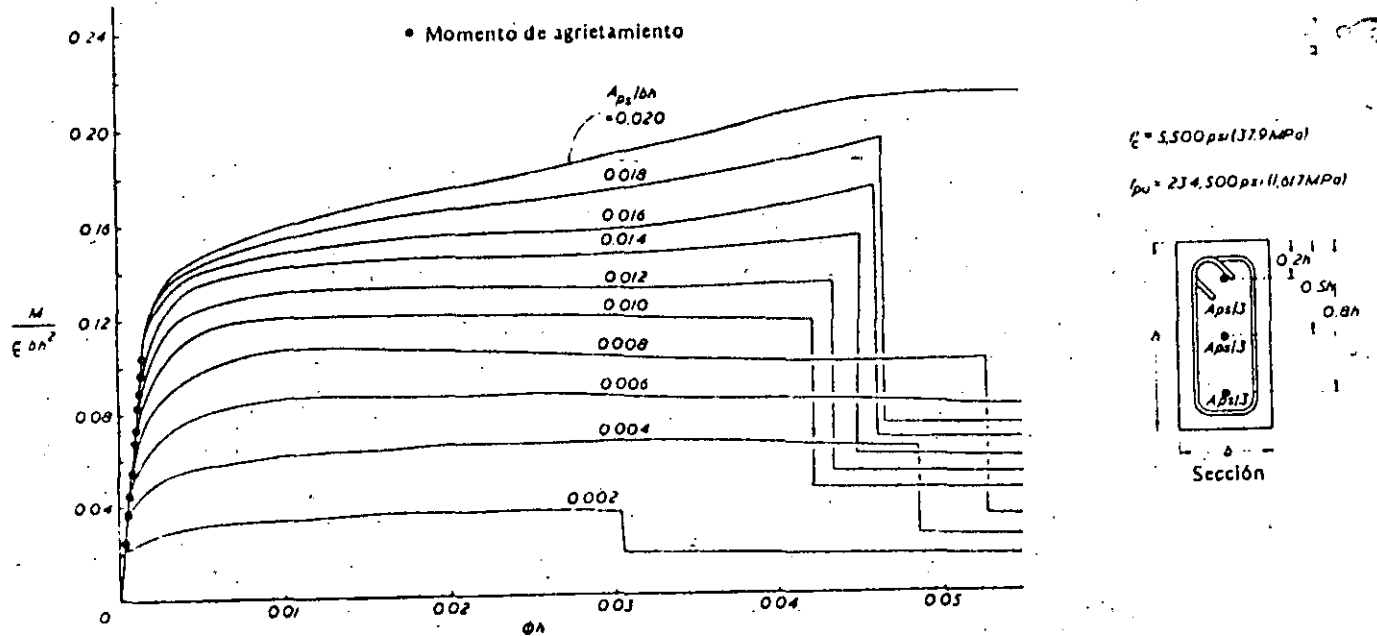
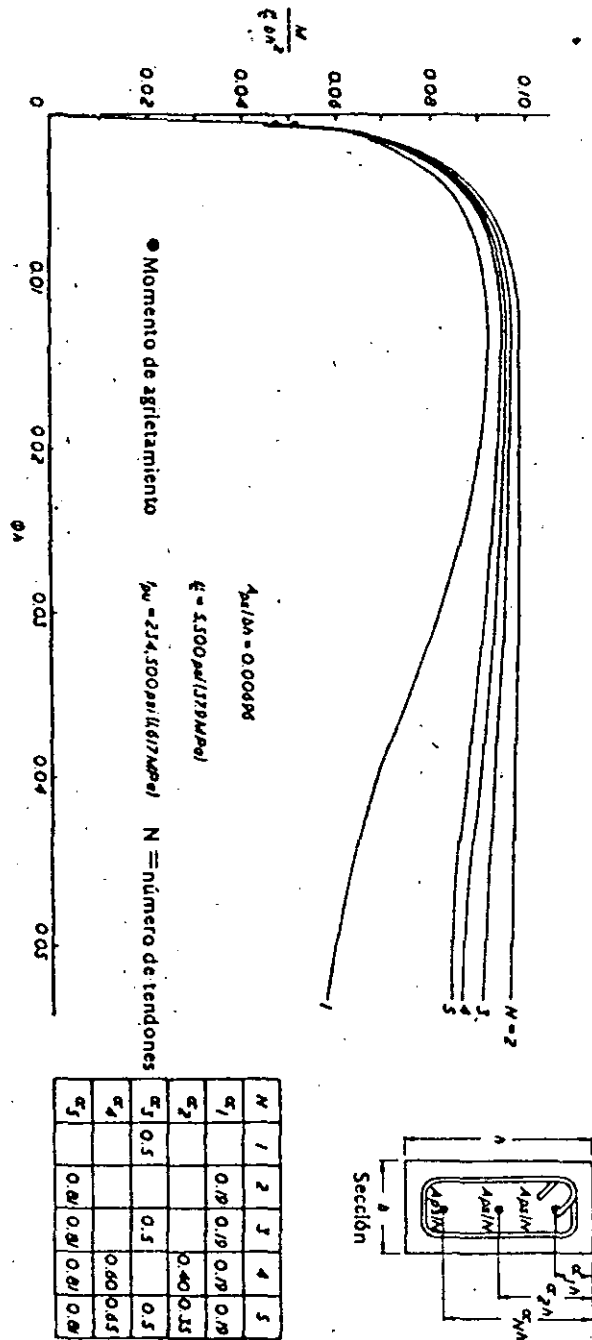


Fig. 5.34 Relación momento-curvatura en una sección con tres tendones de presfuerzo simétricamente colocados. 5.18

Fig. 5.35 Relaciones momento-curvatura en secciones con diversas cantidades de tendones de presfuerzo simétricamente colocados. 5.18



En el diseño sísmico las inversiones de signo en el momento de las vigas, en la proximidad de los paños de las columnas, requerirán que las secciones tengan momento resistente tanto negativo como positivo y, por tanto, deberán existir tendones cerca de ambas fibras extremas y de la mitad del peralte de la sección. La figura 5.35 muestra curvas teóricas momento-curvatura para una sección con hasta cinco tendones distribuidos simétricamente en todo el peralte. El contenido total del acero de presfuerzo es el mismo para cada uno de los cinco casos, e igual a 0.00969 de la sección total del concreto. Para el caso en que todo el acero se encuentre concentrado en un solo tendón central, $N = 1$, la capacidad del momento se reduce en forma importante para curvaturas altas. Sin embargo, existe poca diferencia en la capacidad de momento para dos o más tendones, y dichas secciones son capaces de mantener casi la misma capacidad de momento para grandes curvaturas; por lo tanto, deben preferirse dos o más tendones.

5.8.3 Disposiciones especiales para el diseño sísmico

Miembros a flexión. Para flexión, las secciones deberán diseñarse utilizando un factor de reducción de la resistencia $\phi = 0.9$. Con objeto de asegurar una ductilidad adecuada, el contenido del acero por flexión (presforzado + no presforzado) deberá ser tal, que la profundidad del eje neutro en las posibles regiones de articulaciones plásticas no sea mayor que 0.25 del peralte total de la sección. En los sitios de las articulaciones plásticas, cuando ocurran inversiones de signo en el momento, deberán existir tendones en las partes superior e inferior de la sección, y no existir sólo en la región a media altura del peralte, a menos que se coloque arriba y abajo una cantidad importante de acero no presforzado. Esto se debe a que el acero presforzado o no presforzado en la zona de compresión ayuda a la ductilidad de la sección ante deformaciones grandes. Con objeto de evitar la falla, la resistencia a la flexión de que se depende, deberá ser mayor que el momento máximo de agrietamiento probable. Ante la ausencia de estudios especiales, se puede suponer que el esfuerzo de tensión en el concreto previo al agrietamiento es $12 \sqrt{f'_c}$, donde f'_c está dado en psi ($\sqrt{f'_c}$ MPa donde f'_c está dado en MPa) para tomar en cuenta la posibilidad de un valor alto del módulo de ruptura, y que la fuerza de presfuerzo es 10% mayor que la calculada. La fuerza cortante máxima de diseño debe calcularse usando las cargas gravitacionales de diseño, y las capacidades de momento último de la viga deberán tomarse como 1.15 veces la resistencia a flexión ideal para incluir el efecto de posibles sobrerresistencias de los materiales. En las zonas de las articulaciones plásticas, deberá despreciarse la contribución del concreto al cortante, y todo éste deberá soportarse mediante la acción de armadura de estribos cerrados con una separación no mayor que 10 cm o $0.1d$ donde d

es el peralte efectivo del miembro, el cual no necesita tomarse menor que 0.8 del peralte total. En los otros sitios, la separación de los estribos no debe exceder de $0.5d$. En cada una de las esquinas de los estribos deberá existir acero longitudinal. La separación de los estribos cerrados que rodean al acero longitudinal en las zonas de compresión de las regiones de las articulaciones plásticas, no deberá exceder de 6 diámetros de las varillas longitudinales.

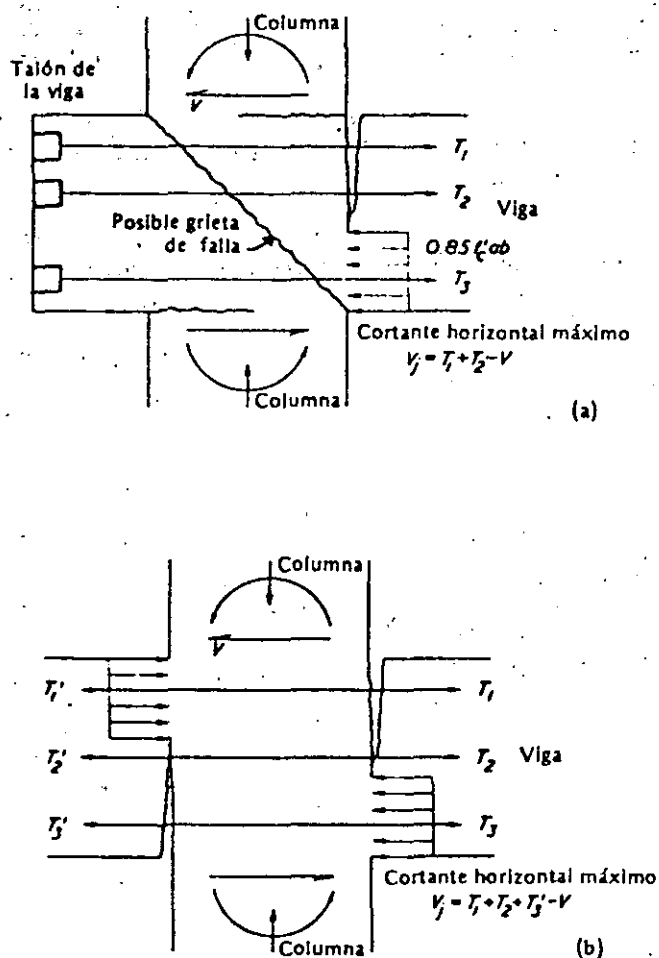


Fig. 5.36 Juntas viga-columna de concreto presfuerzoado. a) Columna exterior, b) columna interior.

Columnas. La resistencia de que se depende en las secciones de las columnas, deberá ser mayor que el máximo momento de agrietamiento probable, incluyendo el efecto de la carga axial. Podrán hacerse suposiciones relativas al posible incremento del módulo de ruptura del concreto y del nivel del presfuerzo, en forma similar a las que se hacen para las vigas. Deberá proporcionarse acero transversal especial en los extremos de las columnas, igual que para las de concreto reforzado (utilizando, ya sea la ecuación 5.17, pero no menos de $0.12f'_c/f_y$, o la ecuación 5.33) cuando la profundidad del eje neutro exceda de 0.25 del peralte total de la sección, o si la máxima carga axial de diseño excede de $0.1P_0$, donde P_0 es la resistencia de la columna a la carga axial sin incluir la flexión. De otra forma, el miembro deberá tratarse como sujeto a flexión. La determinación de los momentos y cortantes de diseño de las columnas deberá hacerse igual que para los marcos de concreto reforzado.

Juntas viga-columna. Con objeto de evitar los esfuerzos de estallamiento por tensión en una región ya sujeta a una tensión diagonal severa, que procede de las fuerzas en la viga y en la columna, los anclajes de los tendones postensados no deberán colocarse dentro de los núcleos de las juntas viga-columna. En las juntas exteriores, los anclajes pueden colocarse en talones situados en el exterior de la región del núcleo de la junta (véase la figura 5.36). Son aceptables las conexiones entre los paños de los miembros prefabricados en las juntas viga-columna, siempre que el material de unión sea lo suficientemente resistente y que las entrecaras sean ásperas para asegurar una buena transferencia del cortante y retengan el material de la junta después del agrietamiento.

Siempre que sea posible, es preferible situar las caras que se van a unir lejos de las zonas de las articulaciones plásticas. El refuerzo transversal para los núcleos de la junta viga-columna deberá diseñarse de la misma forma que para los marcos de concreto reforzado. Se ha demostrado^{5,18} que la presencia de un tendón cerca del medio peralte de los miembros, ayuda a soportar el cortante en el núcleo de la junta. Por ello, al calcular la fuerza cortante que han de soportar los estribos transversales en el núcleo de la junta, utilizando las ecuaciones 5.35 y 5.36, V_c , podrá incrementarse en $0.7P_s$, donde P_s es la fuerza de presfuerzo en el tendón o tendones ubicados en el tercio medio del peralte de la viga. En la figura 5.36 se ilustra el cálculo de la fuerza cortante horizontal aplicada. Las fuerzas ideales en la viga deberán incrementarse en 15% , para tomar en cuenta la posible sobrerresistencia cuando se calcule la fuerza cortante horizontal de diseño.

REFERENCIAS

- 5.1 ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77)*, American Concrete Institute, Detroit (1977).
- 5.2 Park, R. y Paulay, T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley, Nueva York (1975).
- 5.3 Bertero, V.V. y Felippa, C., Análisis sobre "Ductility of Concrete", por H.E.H. Roy y M.A. Sozen, Proc. International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-American Concrete Institute, Miami, págs. 227-234 (1964).
- 5.4 Iyengar, K.T.R.J., Desayi, P. y Reddy, K.N., "Stress-Strain Characteristics of Concrete Confined in Steel Binders", *Magazine of Concrete Research*, vol. 22, núm. 72, págs. 173-184 (1970).
- 5.5 ACI Committee 340, *Design Handbook in Accordance with Strength Design Method of ACI 318-71*, vol. 1, SP-17 (73), American Concrete Institute, Detroit (1973).
- 5.6 Mattock, A. H., Discussion of "Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams" por W. G. Corley, *J. struct. Div. Am. Soc. civ. Engrs*, vol. 93, ST2, págs. 519-522 (1967).
- 5.7 ACI Committee 340, *Design Handbook in Accordance with the Strength Design Method of ACI 318-77*, vol. 2, Columns, SP-17A (78), American Concrete Institute, Detroit (1978).
- 5.8 Pfrang, E. O., Siess, C.P. y Sozen, M.A., "Load-Moment-Curvature Characteristics of Reinforced Concrete Cross Sections", *J. Am. Concr. Inst.*, vol. 61, núm. 7, págs. 763-778 (1964).
- 5.9 Mahin, S. A. y Bertero, V.V. "Rate of Loading Effects on Uncracked and Repaired Reinforced Concrete Members", informe núm. EERC 72-9, Univ. California, Berkeley, diciembre (1972).
- 5.10 SEAOC. "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary", Seismology Committee, Structural Engineers, Association of California, San Francisco (1975).
- 5.11 NZS "Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings for Buildings (NZS 4203: 1976)". Asociación de Estándares de Nueva Zelanda. Wellington (1976).
- 5.12 Islam, S. y Park, R., "Tests on Slab-Column Connections with Shear and Unbalanced Flexure", *J. struct. Div. Am. Soc. civ. Engrs*, vol. 102, núm. 5, págs. 549-568 (1976).
- 5.13 Cárdenas, A. E. y Magura, D.D., "Strength of High-Rise Shear Walls-Rectangular Cross Sections", ACI Special Publication 36, Response of Multistorey Concrete Structures to Lateral Forces, págs. 119-150 (1973).
- 5.14 Blakeley, R.W.G., Cooney, R.C. y Megget, L. M., "Seismic Shear Loading at Flexural Capacity in Cantilever Wall Structures", *Bull. N.Z. Natn. Soc. Earthq.*, vol. 8, núm. 4, págs. 278-290 (1975).
- 5.15 Paulay, T. y Santhakumar, A.R., "Ductile Behavior of Coupled Shear Walls", *J. struct. Div. Am. Soc. civ. Engrs*, vol. 102, núm. ST1, págs. 93-108 (1976).
- 5.16 NZPCI Seismic Committee, "Recommendations for the Design and Detailing of Ductile Prestressed Concrete Frames for Seismic Loading", *Bull. N. Z. Natn. Soc. Earthq. Engng.* vol. 9, núm. 2, págs. 89-96 (1976).
- 5.17 FIP Commission on Seismic Structures, "Recommendations for the Design of Aseismic Prestressed Concrete Structures". Federation Internationale de la Precontrainte, Londres (1977).
- 5.18 Thompson, K.J., "Ductility of Concrete Frames Under Seismic Loading". Tesis de doctorado, Univ. Canterbury, N. Z. (1975).



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

ASPECTOS GENERALES SOBRE PROYECTO, DISEÑO Y CONSTRUCCION

INSTALACIONES Y SERVICIOS DE EDIFICIOS
DE ALTURA MEDIA

ING. ENRIQUE ANHALT

OCTUBRE, 1984.

INSTALACIONES Y SERVICIOS DE EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

Esta conferencia se inicia y toma como punto de partida el tema de instalaciones Eléctricas y Servicios de Edificios de altura media y comenzaremos como si se iniciara con el proyecto de las instalaciones.

Como directores de obra, o coordinadores de la construcción, diferentes proyectistas, diseñadores o como supervisores, recurrirán a los servicios de un consultor especialista para materializar un proyecto que cumpla con las normas establecidas y que satisfaga todas las necesidades de la obra y de la propietaria.

Por lo cual enumeraré las partes de que contará lo que se suele llamar el proyecto eléctrico de instalaciones. Y de manera enunciativa iré comentando los conceptos parciales.

Antes de entrar en materia, hay conceptos previos que están definidos. Se sabe que uso tendrá el edificio, si es habitacional o si es de uso comercial si es para rentar o para dar servicio a un inquilino o grupos de inquilinos. Las áreas para rentar se deberán definir pues esto influye en gran parte en la concepción del proyecto. De no ser así, posteriormente se tendrían problemas para la separación de la instalación en rentabilidades no previstas. Se suele conocer el nivel de calidad que se le quiere dar en las instalaciones y servicios, así como el grado de calidad de éstos servicios.

Con esto se tiene una idea bastante completa de como será el servicio que se contratará con la compañía suministradora de energía. En el área de la ciudad de México sabemos que es la Cía de Luz y Fuerza del Centro, S. A., y el resto de la República es la C. F. E.

La información que se tiene que proporcionar a la suministradora es la lista de la carga total del edificio y el número de usuarios que tendrá. De esta información el suministro podrá ser en baja tensión o alta tensión o en ambas tensiones. Se puede solicitar alta tensión para los servicios generales y baja tensión para las rentabilidades cuando se trata de varios usuarios. Es importante hacer notar que en estos casos se requiere el doble de espacio (aprox), de una subestación convencional. La compañía suministradora definirá los requerimientos de espacios para alojar equipo de servicio y los medidores necesarios, así como los conductos que sirven de entrada a los

cables de energía.

Creo que es de su conocimiento que hay una diferencia en tarifas para cobrar el consumo de energía eléctrica si la conexión es en baja o alta tensión, siendo esta más barata, aunque se requiere una mayor inversión en equipo y espacio para transformar la energía en baja tensión.

La información que se les proporciona a la suministradora, es una lista detallada de todo el contenido eléctrico del edificio, el número de lámparas y su potencia el número de contactos, y el número de capacidad de los motores que proporcionarán los servicios.

3

Para poder contratar la tarifa 8, que es la de alta tensión el requisito es que haya una carga eléctrica de cierta magnitud para la inversión en el equipo de transformación, que es la subestación se amortice en un plazo que resulte costeable y conveniente.

Cómo conocimiento pertinente y que ustedes deben tomar en cuenta es que el 18 de junio de este año, se publicó en el diario oficial los requisitos para poder contratar los servicios de energía, con la compañía suministradora.

Sin entrar a grandes detalles se requieren cumplir 2 etapas. 1a. tener el proyecto y memoria técnica aprobados por la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial y 2a. una vez ejecutado y terminadas las instalaciones de este proyecto, obtener el visto bueno de que lo ejecutado concuerda con el proyecto aprobado. Deberá haber un perito responsable del proyecto y otro o el mismo, que sea el perito que ejecutó finalmente la instalación. Ambos peritos deben contar con registro en la secretaría.

Saliendo de este pequeño preámbulo, veamos ahora las partes constitutivas de las instalaciones, que en general podemos comentar:

Alumbrado. Debe haber una definición o decisión de cómo se desea alumbrar el edificio, desde luego tomando en cuenta el uso que tendrá.

- 1°. Definir la cantidad de luz necesaria, de acuerdo a la tarea visual a desarrollar, consultando tablas e información de valores de nivel de iluminación.
- 2°. Seleccionar las luminarias de acuerdo con los espacios existentes

Si se conoce quien ocupará el espacio a construir se define la posible selección del equipo de iluminación, su posición y su control entonces el proyectista puede plasmar en planos estas condiciones. En esta decisión es muy importante la participación del arquitecto o director de la obra quien de acuerdo a su concepción del edificio tiene opciones entre unidades fluorescentes de dos, o cuatro tubos, unidades rectangulares o cuadradas etc. Generalmente en los edificios de oficinas se prevé una iluminación uniforme ya que por lo regular no se conocen previamente divisiones o cancelas para privados, esto desde luego origina que posteriormente se tengan que hacer adaptaciones menores para acondicionar los privados, principalmente.

Una tendencia importante es tratar de hacer lo mas eficiente posible el uso de la energía eléctrica. Esto es resultado del -- costo tan alto que se tiene para generar y hay países que premian de alguna manera, el usar equipo que tenga una alta eficiencia.

En el mercado se encuentra cada vez con mayor frecuencia, y son de uso ya común, luminarias con una alta emisión de luz ^{por} watt-consumido. Y aunque su costo inicial sea muy alto comparado con los focos incandescentes, su costeabilidad se hace evidente por el bajo consumo de watts y su vida util más larga.

Para ilustrar esto, ya existe una unidad fluorescente, de 18 watts, con color casi ^{semejante} ~~equivalente~~ al de un foco incandescente, que equivale en cantidad de luz al de un foco de 75 watts y que prácticamente tiene el mismo tamaño y se puede atornillar tal como un foco normal. La vida útil de esta nueva unidad está entre 10 y 12 veces la vida útil del foco que generalmente es de 750 hrs.

Obviamente si se usa este tipo de luminarios de alto rendimiento, se consigue reducir el costo de instalación por requerir conductores de menor calibre que necesitan tubos de menor diámetro, con tableros de capacidad más reducidos, etc. Y además - el costo de operación se reduce.

También con el afán de ahorrar energía eléctrica existe en el mercado equipo que ayuda y facilita el poder economizar en la operación diaria. En edificios ocupados por oficinas, sobre todo cuando son organizaciones grandes que ocupan varias -- plantas, se empieza a popularizar el uso de diversos métodos para tratar de ahorrar. Quizá la manera más elemental de consumir menos es tener un apagador automático por horario. Un reloj que controle que a ciertas horas esté apagado. De aquí podemos ir en incremento de complicación del sistema, a cambio de una mayor comodidad y seguir con el concepto de ahorrar energía. Puede haber sistemas con reóstatos controladores de intensidad luminosa. Estos reóstatos de operación automática son ordenados -- mediante sensores luminosos que detectan la incidencia de luz solar en varios puntos y así a un mismo nivel de iluminación habrá más o menos luz eléctrica empleada. También puede haber controles de presencia humana, ya sea por emisión infrarroja o por ondas ultrasónicas. Si no hay nadie en el local, entonces las luces se apagan después de un tiempo. Se vuelven a encender, tan luego alguien entre al espacio controlado. Y todo esto en conjunto a un sistema electrónico centralizado y con procesadores computarizados que abarcan una diversidad de funciones que iremos mencionando al transcurrir la plática. Esto en nuestro país todavía no es de uso común por no contar con la diversidad de equipos necesarios y por su elevado costo.

En caso de que hubiese una falla en el suministro de energía, y se quedase a oscuras el edificio, entonces se prevee y define cuales, lámparas sería conveniente que permaneciesen encendidas a pesar de no recibir energía por parte de la compañía suministradora. Estas lámparas se seleccionan para que den seguridad de tránsito -- evitar accidentes como en escaleras y que la obscuridad no genere pánico en grandes espacios ocupados por una cierta cantidad de gente.

Esto se logra teniendo un servicio de generación de emergencia, que esté disponible de inmediato al faltar el suministro de energía por parte de la Cía. de Luz. También hablaremos con más amplitud de este sistema de emergencia, ya que hay otras cargas que son convenientes que estén en esta red. Cuando la energía -- regresa entonces el suministro a estas luces de emergencia regresa a la fuente normal de la compañía suministradora y la fuente de emergencia deja de surtir potencia a este circuito.

Contactos.- Este, es un tema que es un poco incierto por ser más difícil suponer que carga se va a conectar y cual es su potencia. Pero de acuerdo con el posible usuario, los muros, existentes y los lugares de emplazamiento ahí será su localización y en condiciones generales se le asigna una carga de 200 watts por contacto. Si las cargas a conectar están definidas, entonces se proyecta para esta capacidad.

El proyecto hidráulico y sanitario da información sobre el número y potencia de los equipos involucrados y para dar el servicio de agua ^{potable} - el equipo de bombeo queda definido por los cálculos y por el sistema de suministro seleccionado. Sin detallar todas las posibilidades, los sistemas más comunes pueden ser por gravedad, por bombeo directo escalonado ^o la red con sistema hidroneumático. Si consideramos que son unos 20 a 25 pisos de altura usualmente se dividen en 3 zonas, para tener un uso cómodo de presión adecuada. Se suele tener duplicidad de equipo, para tener continuidad en el servicio en caso de falla o mantenimiento. Si llegase a faltar energía eléctrica, el edificio podría tener continuidad en el servicio si el equipo de bombeo quedara conectado a la planta de emergencia. Sin embargo lo usual es pensar que esto es un lujo y que bien se puede ^o ~~con~~ ^{con} una interrupción corta sin agua. La localización del equipo de bombeo usualmente es en la planta baja o sótanos, pues el almacenamiento de agua es a nivel de calle, o en plantas inferiores.

Otros motores por alimentar son los de las bombas de aguas negras, en caso de que se requiera su uso, ya sea por tener sótanos o por no poder desaguar por gravedad. Estos equipos, son muy necesarios que funcionen y ^{usual-} ~~siempre~~ ^{mente} serán dobles y, quedarán conectados al circuito de emergencia.

Algunos edificios proveen servicio centralizado de agua caliente, así que también esta necesidad se debe cubrir eléctricamente.

Aire Acondicionado:

Quizá una de las instalaciones que signifique una gran carga instalada en forma proporcional a la carga total sea la del aire acondicionado.

El diseño de todo sistema es una negociación entre el propietario y el -- proyectista especializado. Hablar de los sistemas de aire acondicionado se sale de las pretenciones de esta plática. Sin embargo el resultado ^{eléctrico} es que hay grandes manejadoras de aire mediante ventiladores, hay compresoras, bombas, etc. Todo este complejo sistema suma muchos caballos de potencia instalada y que por su operación tienen un ~~costo~~ alto y significativo ^{costo}.

Cualquier esfuerzo que se haga para aumentar la eficiencia del sistema y bajar el pago mensual a la Cía de Luz siempre es bien recibido.

La ^{tendencia} ~~tolerancia~~ actual es que el diseño de los motores ~~haga que éstos~~ sean más eficientes al reducir sus pérdidas mecánicas, eléctricas y magnéticas. Su costo es más elevado pero en corto tiempo esto se compensa. También las máquinas movidas cumplen el compromiso de ser más eficientes, al mejorar su ^{diseño} construcción. El mantenimiento de estas unidades es un renglón importante que se le debe dar -- una gran atención. El personal debe capacitarse a un nivel de excelencia, con -- instrumentos y guías adecuadas.

En edificios en los cuales se ha tomado muy en cuenta que la operación de los sistemas de aire acondicionado significan una erogación muy considerable, se ha puesto mucha atención en como lograr unas metas prefijadas o definidas para -- ahorrar. De acuerdo con la complejidad del sistema y las metas, así se instrumen -- tan los controles para cumplir estos fines.

Cuando se firma el contrato de uso de energía eléctrica, la base para defini -- rlo, es como dije antes, la carga instalada. De esta carga instalada, las tari -- fas ^{asientan} ~~definen~~ que el 60% del total se demandará en forma simultánea. Por ejemplo, si la lista de la carga sumase 600 Kw, el contrato se basa en una demanda máxima de 360 Kw. Si hubiese en realidad, una demanda mayor, sostenida durante más de 20 mi -- nutos, por ejemplo de 420 Kw, ésta quedaría registrada por el medidor de demanda máxima y entonces, la estructuración del cargo en la facturación cambia de la ba -- se de 360 a 420. Esto significa pagar más.

Entonces la intención es buscar un sistema de control que nos permita ope -- rar el sistema de aire acondicionado de tal manera que proporcione confort y que no se pase en la demanda contratada. Esto se logra con un programador controlador electrónico que recibe señales de termostatos estratégicamente colocados tanto en el interior del edificio como el exterior y va arrancando o parando motores.

La programación de este sistema hace que se cumpla que el medidor de demanda máxima siempre quede bajo del valor contratado, y dentro ^{de edificio} se tengan temperaturas de confort, *sin tener una operación 100% continua.*

Este programador también se liga a un horario de uso y de descanso. - Cuando se sabe que el edificio quedará desocupado, se establece un horario nocturno o festivo, en el cual la operación se reduce al mínimo posible. Esto significa un ahorro por operación que anualmente resulta sustancial. Para ~~que~~ cuando se prevea que el edificio empezará a ser ocupado por gente, con la suficiente anticipación y con la programación adecuada, el equipo funcionará para cumplir con las condiciones de confort en el horario previsto.

Este control del sistema de aire acondicionado puede ser exclusivo del sistema o puede estar integrado en un equipo con mayor capacidad. Si fuese este el caso, entonces el control que mencionamos ^{antes} para el alumbrado puede ser -- hecho aquí. Y este sistema se le puede agregar otros sistemas que seguiremos mencionando más adelante.

Con respecto al equipo electrónico controlador y el sistema de aire -- acondicionado se puede hacer un programa de mantenimiento que de acuerdo con la experiencia y las sugerencias de los fabricantes de los equipos, se generen órdenes escritas programadas a días definidos, y que el personal de mantenimiento -- siga. También puede recibir la información de el trabajo efectuado y conservarlo en archivo, para información y para reprogramar el mantenimiento si este fuese -- necesario.

Se puede tomar la decisión de que el aire acondicionado se reduzca únicamente a proporcionar calefacción y que ésta sea eléctrica. Entonces esta carga -- eléctrica debe alimentarse con una instalación independiente de las demás.

Y también de su control, es aplicable lo que hemos platicado antes. Se puede ir desde un control muy sencillo hasta llegar a una ^{sustitución} ~~substitución~~ como la descri -- ta anteriormente. La calefacción eléctrica en México no es muy usual debido a que el costo de operación resulta ser más alto que otras soluciones.

Sistema contra incendio

Los requerimientos de un sistema contra incendio pueden ser los ^{misimos} ~~misimos~~ para cumplir con un código obligatorio, y de ahí ir mejorando el sistema hasta tener uno muy complicado que involucre señalizaciones e instrucciones sonoras para mover la gente del edificio y tomar decisiones con el sistema de aire acondicionado, para que opere o deje de operar de acuerdo con el incendio.

Las compañías de seguros ejercen una influencia en la decisión, ya que de acuerdo con el alcance del sistema, así será la prima a pagar.

El punto de partida es un almacenamiento de un volumen determinado de agua cuyo uso exclusivamente queda restringido al sistema de incendio. Puede ser la misma cisterna de agua para uso del edificio, pero dejando inmovilizada la fracción correspondiente a contra incendio. Obviamente, mientras más agua se reserve mayor seguridad se tiene del uso del sistema para lucha en caso de incendio.

El sistema más común es tener mangueras en los pisos. Otro sistema que es automático, pero desde luego su instalación es mucho más cara, es el de rociadores. Estos rociadores quedan colocados repartidos en toda el área de cada piso y se accionan mediante la fusión de un eslabón que mantiene cerrada la válvula. Este sistema implica un equipo de bombeo más grande.

Desde el punto de vista eléctrico, hay motores de las bombas que se deben conectar. Generalmente hay 2 bombas. Una con motor eléctrico y la otra a gasolina o diesel. Este sistema tiene la desventaja que el motor de ^{combustión} ~~alimentación~~ interna es un equipo de muy alto mantenimiento comparado con un motor eléctrico. Y además como en edificios ya de altura media, casi siempre se cuenta con una planta de emergencia, entonces una de las ² bombas ^{que eléctricas} queda en el circuito de emergencia.

Una parte muy importante del sistema contraincendio es la ^{de fuego} ~~detección~~ de la existencia de un peligro y alertar al personal para detenerlo en esta etapa. A grandes rasgos se cuentan con 3 tipos de detectores. Unos sensitivos a temperatura, otros sensitivos a gases de combustión y los terceros sensitivos a radiaciones infrarojas. Si pensamos en el óptimo sistema detector, es conveniente usar los 3 sistemas pues son complementarios. Al inicio de un fuego, antes de que se tengan llamas y humo, el de rayos infrarrojos será el que de la señal de alarma sin actuar ningún equipo. Si no se detiene y el humo empieza a crecer el segundo detector da la señal y entonces ya hay una mayor movilización pero sin todavía accionar nada del sistema. Si la temperatura crece, pues el tercer detector

acciona ya toda una alarma general. El sistema generalmente tiene una central, la cual siempre debe estar atendida por personal y ahí se registra cuales detectores están dando señal. Además de las ordenes manuales que pueden dar los vigilantes, debidamente entrenados en estos menesteres, se pueden generar ordenes automáticas de acuerdo con la complejidad del equipo. Se accionan alarmas sonoras y visibles. También se comunican instrucciones por altavoces de qué se debe hacer y hacia donde se debe movilizar la gente. Una señal automática hace que se active la conexión a la estación de bomberos más próxima y se les entere de lo que sucede. En esta central, se puede seleccionar, ^{ver} a través de cámaras de televisión colocadas en los lugares más estratégicos de cada piso, y también así poder ayudar, vocalmente a la evacuación de la gente y reducir el pánico posible. Estas cámaras de televisión pueden servir de vigilancia cuando no existe la situación anormal de un incendio. Como es de su conocimiento, los ductos de aire acondicionado a veces son ductos de muerte pues conducen humos, que gran parte de las veces son más mortíficos que el fuego mismo. Entonces, hay una previsión de interferir en la operación del sistema de aire acondicionado de una manera automática. Se pueden detener motores, o hacerlos caminar para evacuar humos cerrando compuertas y abriendo otras y definir la circulación conveniente de los gases y coadyuvar al sistema de incendio, descargándolos al exterior del edificio. Cuando los cubos de escaleras son internos, resulta conveniente presurizarlos con aire fresco para evitar que los humos y gases usen estas escaleras como tiro de chimeneas, ^{que} y en vez de ser el camino de salvación se conviertan en trampas mortales. Entonces el cerebro del sistema da las ordenes de arranque de motores para tener la condición ideal de acuerdo con los lugares donde se está propalando el fuego.

Plantas de emergencia.

La decisión de que el edificio cuente con una planta de emergencia se basa en poder proporcionar los servicios más indispensables, mientras no se cuente con la energía proporcionada por la fuente normal de suministro.

Para poder seleccionar la capacidad de la planta, se debe hacer un análisis de todos los cargos eléctricos que va alimentar. Podemos mencionar los más comunes que quedan conectados a este servicio.

y la simultaneidad de uso de estas cargas, pues este es factor determinante en el tamaño de la máquina.

Todas aquellas lámparas que deben permanecer encendidas para orientar al público y no quedar totalmente a oscuras. Las lámparas que iluminen pasillos de circulación entradas y escaleras. Las Lámparas que dan señalización a salidas de emergencia. Si se desea mantener parcialmente el servicio de agua al edificio, se dejará una de las bombas. Las bombas de aguas negras son equipo que queda ^{usualmente} conectado a la planta de emergencia pues su funcionamiento es muy conveniente ^{y necesario}.

contra incendio se deja una bomba principal con la confiabilidad en la operación de este servicio tan importante. También se incluye el equipo de control y detección de este sistema, pues ~~es necesario~~ al tener una conflagración, el suministro normal de energía se afecte de alguna manera. Del sistema

Para el servicio de elevadores se prevee la posibilidad de operar de uno en uno estos elevadores. El elevador que queda en servicio se hace descender para dejar salir a las personas que lo están ocupando. Y se hace la transferencia a cada uno de los otros elevadores para efectuar la misma operación en cada uno de ellos, y no dejar a nadie atrapado en la cabina, que es una causa muy usual de provocación de pánico.

Si el edificio contase con una cámara de refrigeración por tener un restaurant, o servicio de cocina, o un laboratorio que necesita conservar cierta temperatura, entonces también se incorporan los equipos de estas cámaras al circuito de emergencia.

^{Cuando} ~~se~~ suele tenerse en oficinas, la necesidad de conservar equipo de conservación en operación como son radios, teléfonos, telex, etc. y si así es entonces estos servicios también los cubrirá la planta de emergencia.

Las plantas de emergencia son generadores eléctricos movidos por un motor de combustión interna, montados en la misma base formando una unidad.

Los motores de estas plantas pueden ser de gasolina, diesel, o también con turbinas de gas. La localización es conveniente - que sea cerca del tablero principal que tendrá una sección de - emergencia y que el local esté bien ventilado. Esta proximidad - es por economía en la conducción de la salida del generador pero no es determinante este criterio. Las plantas con turbinas de -- gas tienen poca vibración y es usual colocarlas en la azotea. Es conveniente que la base del conjunto motor generador esté amorti- guada para no transmitir vibraciones y ruido. Habitualmente el fa- bricante de las plantas da información suficiente para hacer una adecuada cimentación. El tanque de combustible deberá tener una- capacidad para operar unas 25 horas continuas.

El tablero de la planta contiene el interruptor de transferen- cia, que es el que hace el cambio entre la fuente normal y la -- fuente de emergencia y tiene además un programador para arrancar la planta una vez a la semana y ejercitarla durante una hora. -- Esto ayuda a mantener el equipo en posibilidad de servir inmedia- tamente que falta el servicio de la Cía. de Luz. En menos de 10- segundos se debe poder disponer de potencia de la planta. Obvia- mente la batería se debe mantener en óptimas condiciones de car- ga. Y también es conveniente mantener la temperatura ya sea del- agua de enfriamiento o del aceite lubricante a un nivel adecuado para que el arranque sea fácil y no esté el motor frío. El tiem- po entre estar parado el motor al de funcionar a plena carga es- muy corto y si no se mantiene calentito el motor, el arranque - resulta con grandes esfuerzos. Los gases de escape deben expelar se al exterior y pasarlos por un silenciador para tratar de ha- cer la operación lo más silenciosa posible.

El mantenimiento de las plantas de emergencia es un asunto se- rio e importante ya que si se descuida o se hace laxo, eventual- mente la confiabilidad del servicio se pierde. Y las consecuen- cias son obvias, pues cuando se apoya el servicio en un equipo - que funcionará en forma errática, produce resultados impredecii- bles. Es conveniente seguir en forma rigurosa las instrucciones- del fabricante. También hay que resaltar que el equipo de trans- ferencia debe tener el mismo nivel de calidad en su mantenimien- to, pues se puede decir que es un equipo hermano de las plantas

de emergencia. La autoridad que controla el uso de estas plantas de emergencia es la Secretaría de Energía Minas e Industria Parastatal y es necesario obtener una autorización oficial para operar estas plantas, pues en nuestro país solo se permite la generación de energía eléctrica para usos de emergencia y no para usos normales y mucho menos vender energía.

Los circuitos de emergencia son físicamente los mismos que funcionan con el servicio normal. Nunca se hace un circuito duplicado. Generalmente el entubado si es por tubería independiente.

Red de Tierras y Pararrayos:

Para la estabilidad del sistema eléctrico del edificio es muy importante contar con una conexión a tierra firme, estable y de baja resistencia. Con anterioridad se solía hacer una conexión al tubo de suministro de agua. Con esto y aprovechando que la red municipal de agua potable era de fierro se lograba una buena conexión a tierra. Pero actualmente con la gran variedad de materiales de los cuales se puede hacer la red de agua potable, como son tubos de asbesto cemento o de plástico y no son conductores de la corriente eléctrica, el método que era tradicional resulta inoperante y se deben buscar otros métodos.

y para la protección del público
usar

Es de tomarse muy en cuenta que antes de tener la cimentación del edificio hecha y posterior a la excavación se cuente con la facilidad de ^{hacer} tener una buena conexión a tierra.

Una manera usual de hacerse, es hincando varillas de fierro recubiertas de cobre de una longitud de 1.80m o 2.40m. que reciben el nombre comercial de copperweld, como mínimo en número de 3. Es importante tomar lecturas de la resistencia a tierra y no debe excederse de 25 ohms, que es lo que señalan las normas. Si el terreno fuese de una gran extensión y también fuese de algún material que dificultase el hincado de varillas o se tuviese una alta resistencia entonces se hincan un conjunto de varillas que después se unirán mediante una red de conductores desnudos de cobre. Las uniones entre los conductores y las varillas o entre conductores que se crucen deben hacerse para que en forma permanente se tenga la certeza de que se tiene una buena conexión. De esta malla reticular que se forma y que quedará bajo la cimentación proporcionará los puntos adecuados para hacer la conexión a tierra de equipo y sistemas del edificio.

Otro método efectivo de lograr una buena conexión a tierra, es tendiendo una longitud de cable de cobre enrollada en espiral bajo la cimentación antes de colar el concreto y uniendo este cable con las varillas de refuerzo del concreto. Se considera que este fierro forma parte de la red de tierra y con esto se consiguen bajas resistencias en la conexión a tierra.

Intimamente ligada a la red de tierra se tiene en el otro extremo del edificio, la red de pararrayos. Está en la parte más alta del edificio, en la azotea. Aquí también se forma una retícula de conductores de cobre desnudo que están también firmemente conectadas en las intersecciones.

Y a esta red así formada, se conectan puntas de cobre que suelen colocarse en el perímetro del edificio y también en puntos intermedios, de tal manera es su confirmación que si pensamos que son círculos las áreas que quedan protegidas -- por cada bayoneta, toda el área de azotea quede cubierta.

Debe haber una conexión entre la red de tierra y la red de pararrayos. Y esto se obtiene con una o varias "bajadas" o conductores que quedan unidos a estas 2 redes.

Hay que tomar en cuenta estos conductores verticales y desde el proyecto se debe dar una ruta que sea lo más recta posible en la realidad. Sin vueltas o cambios de dirección. Lo más fácil es seguir dentro de las columnas de concreto -- si este es el tipo de la estructura, o adosadas a un paño de la estructura metálica si así es el caso, que facilite la trayectoria sin tener que salirse de la línea recta. La razón de tratar de tener una trayectoria recta es porque -- las descargas atmosféricas son de una muy alta frecuencia -- de una amplitud amortiguada. Esto hace que la corriente -- eléctrica de las descargas tenga una gran inercia a los -- cambios de dirección. Y si en una curva encuentra un camino que le brinde mayor facilidad que el conductor previsto para ello, circulará por este camino no definido o incierto que -- causará problemas, deterioros y accidentes.

Como curiosidad técnica e informativa, los sistemas de -- tierras están ampliamente tratados en las Normas Oficiales -- Técnicas para Instalaciones Eléctricas. Y tienen un carácter obligatorio, lo cual es lógico por ser las Normas un documento cuyo espíritu primordial es la seguridad.

Sin embargo los sistemas de pararrayos se tratan en la -
Dirección General de Electricidad a nivel de recomendación-
y ni siquiera en las Normas Técnicas se mencionan.

Instalación para teléfonos

Esta es otra instalación, que origina consulta externa con el proveedor de servicios. Sin esta consulta previa prácticamente no se puede tomar ninguna acción tanto para ejecutar el proyecto así como para empezar la construcción.

En un juego de planos de la construcción civil se debe marcar de acuerdo con el código de símbolos todas las necesidades telefónicas que se pueden prever. Esta información, se le entrega a Teléfonos de México, y con su departamento de ingeniería resuelve, en planos, cómo se debe dar solución a la instalación de la red para teléfonos. Tanto en forma horizontal de cada piso, y así como la instalación vertical de las columnas de alimentación con sus respectivos registros. También ^{proporciona} ~~hay~~ información para ejecutar la entrada al edificio. Son ductos que parten de un registro en la banqueta hasta un registro en planta baja. En general, la solución que marca Teléfonos de México, acepta sugerencias de colocación conveniente de los registros en columnas, así como los registros en pisos, si así se requirieran.

La ejecución material de este proyecto tiene 2 capítulos, el de la tubería y conducciones y el cableado de estas tuberías. En la ejecución de la tubería y las conducciones se tiene la posibilidad de ejecutar por la propietaria con su contratista, o por Teléfonos de México con una cotización previa aprobada. La parte del cableado únicamente se tiene una opción que es que la ejecute Teléfonos de México.

Con esto describimos lo que sucede telefónicamente en nuestro país y creo que es conveniente mencionar aunque superficialmente lo que sucede en este tema en otros países con más desarrollo tecnológico.

La utilización de las fibras de vidrio en vez de los usuales conductores de cobre como medio de transmisión de información, transforman los impulsores eléctricos mediante circuitos integrados en impulsos ópticos, ha abierto unas tremendas posibilidades como una caja de Pandora. Se ha reducido a cero el problema de caída de potencial en la transmisión, la interferencia magnética y ruidos también -- han sido eliminados, y por cada fibra existe la posibilidad de un incremento notable en los canales utilizables en forma simultánea.

Con esto, a través de las líneas telefónicas se puede transmitir una grandísima cantidad de información. Información de sucursales o bodegas a centros corporativos como ^{pueden ser las} ~~son~~ ventas, ^{los} ~~de~~ inventarios, nóminas datos de personal, de transacciones de operaciones. Dentro de la misma ciudad o de ciudades distintas. Exagerando de --

países distintos y hasta de continentes distintos.

Información de plantas o fábricas que llegan a oficinas donde se procesan estos datos. Pueden ser datos de temperatura, -- presiones, metros, litros, unidades productos colores, energía consumida etc. Con estos datos se pueden tomar decisiones que van en sentido contrario, para cambiar productos, cambian condiciones de proceso. Pueden quedar registrados en bancos de memoria y ser luego ser utilizados para crear estadísticas, tomar decisiones, formular programas de mantenimiento, de reposición de equipo, de ordenes a proveedores, de pagos a bancos -- mediante ordenes o mediante expedición de cheques.

La unión de los medios y métodos de transmisión con los -- circuitos integrados y computadoras fomenta y desarrolla el -- ingenio humano cada instante y en todas las capacidades y sentidos posibles.

Quiero resaltar la importancia que tiene la red telefónica no solo como de comunicación sino como una red transmisora de datos. Cuando se cuentan con estas facilidades, hay que tomar en cuenta todas estas posibilidades y proyectar las tuberías -- en los edificios en concordancia en estos usos.

OTRAS INSTALACIONES:

Existen otras instalaciones, para las cuales también se toma una previsión para dejarlas instaladas en forma correcta.

Estas son las de intercomunicación, sonido ambiental y la antena de T.V. o cable para T.V.

De acuerdo con el equipo que se va a usar en cada una de ellas así es el diseño de las tuberías necesarias para poder dejar alojados los conductores necesarios. Usualmente también se recurre a especialistas que manejan estos equipos para incluir sus sugerencias en el diseño de estas conducciones.

INSTALACIONES Y SERVICIOS EN EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

SISTEMAS FOTOVOLTAICOS:

Una forma de aprovechar la energía solar, es a través de celdas fotovoltaicas que utilizan la radiación tanto directa como difusa, para producir electricidad.

Las fotoceldas solares son dispositivos en los que se lleva a cabo la conversión fotovoltaica.

De los materiales en los que se produce dicha transformación, son los "semiconductores", tales como el silicio, sulfuro de cadmio, arseniuro de galio, etc., los más comúnmente utilizados en la fabricación de fotoceldas solares.

El usado industrialmente, es el silicio monocristalino, al que se le adicionan cantidades pequeñas de impurezas, en forma controlada, para crear la diferencia de potencial interno.

Sin embargo, otras tecnologías tienden a la utilización del silicio policristalino y amorfo.

En términos generales, la fotocelda comercial del tipo de unión P-N, esta constituida por los siguientes elementos:

1. ENCAPSULANTE.- Película delgada y transparente de hule de silicio, que protege a la fotocelda solar contra la humedad y la acción mecánica del polvo y del viento.
2. CAPA ANTIRREFLEJANTE.- Película depositada sobre la cara expuesta al sol del material semiconductor, con el objeto de absorber los rayos solares al máximo, aumentando con esto la eficiencia de conversión.
3. CONTACTO ELECTRICO SUPERIOR.- Rejilla metálica que colecta la electricidad generada.
4. MATERIAL SEMICONDUCTOR.- Elemento principal de las fotoceldas solares, constituido de las regiones "P" y "N".
5. CONTACTO ELECTRICO INFERIOR.- Película metálica, con la que se cierra el circuito eléctrico.

Al exponerse al sol, los rayos ultravioletas, visibles y parte de los infrarrojos, excitan a los electrones internos, mismos que en su movimiento generan la electricidad.

Una aplicación muy adecuada de las fotoceldas solares, para ahorrar energía, es en iluminación de emergencia de edificios, luces de obstrucción, computadoras y alarmas.

Las fotoceldas mantienen en flotación a un banco de baterías, las cuales reciben carga durante el día, para ser utilizada en el momento que se le requiera.

El tamaño de la instalación puede variar desde un módulo fotovoltaico que produce unos 30 Watts pico, hasta varios kilowatts, esto dependerá de las necesidades en cada edificio, debido a la frecuencia de fallas de suministro de energía y tiempo de duración de las mismas.

Los componentes básicos para un sistema de suministro de energía de este tipo son: los módulos fotovoltaicos, la estructura para su soporte, que deberá estar orientada hacia el sur con una inclinación que generalmente es igual a la de la latitud del lugar, un controlador de carga para evitar sobrecarga de las baterías, el banco de baterías y un inversor, este sirve para convertir la corriente directa generada, en corriente alterna.

Cuando sea posible, se recomienda utilizar lámparas fluorescentes que operan con corriente directa, para la iluminación de emergencia, éstas se fabrican comercialmente en 20 y 40 Watts.

Se deberán instalar los módulos fotovoltaicos en las azoteas de los edificios, cuidando que no existan otras edificaciones de mayor altura cerca de dichos edificios, en el lado sur, para evitar incidencias de sombras en los sistemas.

Algunas características importantes de los sistemas solares:

- Transporte rápido y sencillo
- Instalación rápida
- Vida útil superior a 20 años
- No tienen partes móviles
- Su mantenimiento es mínimo
- No son contaminantes
- Aprovechan la radiación tanto directa como difusa
- Su diseño es modular
- Soportan condiciones climáticas severas
- Tienen una gran diversidad de aplicaciones

RECOMENDACIONES EN GENERAL:

Es muy importante que la persona que diseña la obra civil, tome muy en cuenta la existencia de las instalaciones "vivas" del edificio. Se debe preveer los ductos verticales que contengan, sin aglomeramiento las columnas de las conducciones, espacio suficiente para dejar los registros y cajas de conexiones necesarias en cada caso. Si hubiese que crecer la instalación o hacer adiciones a las instalaciones existentes, que se prevea un espacio para esto. Si fuese necesario dejar en ciertos pisos, equipo eléctrico como transformadores, - que se tome en cuenta el espacio horizontal necesario para ello y con la ventilación adecuada.

Para la persona que dirige o controla los trabajos Durante la construcción de las instalaciones es importante que se vigile que el personal a cargo de ellas cuente con equipo de seguridad, como son cascos, guantes, cinturones de seguridad, caretas, protectores opticos y acusticos, etc. Y además se sigan normas de seguridad que se establezcan en la obra, para evitar accidentes que puedan lesionar al operario o incluso causarle la muerte. Implantar normas de como proceder en caso de un accidente y contar con equipo de primeros auxilios.

Se debe vigilar que los instaladores cuenten con el equipo y herramienta adecuadas para ejecutar las instalaciones con optima calidad de mano de obra y seguridad que redundará en una larga vida de la instalación y del equipo involucrado. Se debe exigir una estricta observación de los procedimientos y normas previamente establecidas de como se deben efectuar las distintas etapas en la ejecución de las instalaciones.

Para el propietario o administrador técnico Una vez terminada la construcción civil con sus instalaciones, se debe contar con un juego de planos actualizados, que muestren con claridad y exactitud todos los componentes del sistema. Estos planos se deben mantener actualizados y agregarles cualquier modificación o adición que se le haga a las instalaciones. Se debe exigir que estas adiciones y modificaciones sean ejecutados por personal competente para mantener el nivel de calidad que originalmente se le dió a las instalaciones y poder así tener la certeza de un uso ininterrumpido de ellas, como la seguridad de todos los usuarios.

ELEVADORES:

Este tema debido al gran interés que despierta, le he pedido al Ing. Arsenio Rodríguez, que tiene muchos años de estar muy ligado con elevadores, su selección, su diseño, que nos ilustre, - platicandonos al respecto.

ANALISIS DE TRAFICO Y NORMAS APLICABLES PARA EL
CALCULO DEL EQUIPO DE TRANSPORTE VERTICAL EN =
EDIFICIOS DE DEPARTAMENTOS, OFICINAS, HOTELES,
HOSPITALES Y EDIFICIOS DE ESTACIONAMIENTO DE
AUTOMOVILES.

1.- GENERALIDADES

Siendo el equipo de transporte vertical la espina dorsal del edificio, corresponde a una parte muy importante dentro del proyecto de un edificio, ya que afecta a la totalidad del mismo, desde su fase inicial hasta su culminación, pasando por cimentación, estructura, acabados, etc., con conexiones muy importantes hacia otros sub-contratistas. De ahí la importancia que una adecuada selección del equipo de transporte vertical reviste contando con la asesoría de especialistas en la materia desde la fase inicial de proyecto y nó como hasta hace pocos años se hacía en que era práctica común el ubicar el equipo de transporte vertical en los espacios sobrantes y limitando los tamaños de los cubos a dichos espacios sobrantes sin atender realmente a las necesidades de transporte vertical del edificio en proyecto.

2.- CONSIDERACIONES BASICAS:

Las dos consideraciones básicas que deben tomarse en cuenta al determinar el número, la capacidad y la velocidad de los elevadores que requiere un edificio son: La Cantidad de servicio requerido ó sea la capacidad de manejo del equipo de elevadores en pasajeros, que se requiere para dar un servicio eficiente al edificio. La Cantidad de servicio ó capacidad de manejo se define como el número total de pasajeros transportados por los elevadores durante cada período de cinco minutos.

La selección de éste período obedece a que corresponde al lapso de tiempo menor para el cual pueden promediarse demandas máximas de tráfico, con resultados satisfactorios. Esta demanda máxima de tráfico en un período de 5 minutos, se expresa como un porcentaje ó fracción de la población total del edificio de que se trate. Tanto la población como el porcentaje que deban considerarse dependen de las características del edificio en proyecto. El nivel de calidad de servicio deseado. La calidad de servicio se mide por el tiempo de espera por parte de los pasajeros en los pisos, entendiéndose por éste tiempo, el período que transcurre desde el momento en que el pasajero oprime el botón de llamadas del pasillo en demanda de servicio y hasta el momento en que el elevador acude en respuesta a su llamada.

Además del tiempo de espera, debe considerarse el promedio de Viaje redondo y el número de pisos servidos, entendiéndose por viaje redondo el tiempo empleado por un elevador en salir del piso principal, atender todas las llamadas en su viaje ascendente ya sean éstas del carro ó de los pisos, invertir su marcha en el piso para el cuál se haya registrado la llamada más alta, ya sea del carro ó del piso regresando directamente al piso principal, abrir sus puertas y quedar nuevamente listo para salir.

La consideración de que el elevador en su viaje descendente regrese al piso principal sin detenerse, obedece al hecho de que los análisis de tráfico se hacen sobre demanda de pico Matutino ya que siendo la condición más severa, si las necesidades de transporte vertical quedan satisfechas, automáticamente quedarán satisfechas las correspondientes a otras condiciones de tráfico que puedan presentarse.

Respecto a los tipos de puertas cabe mencionar:

Puertas deslizables de apertura central: Es el más práctico y eficiente para elevadores de pasajeros ya que los tableros de puerta viajan únicamente la mitad de la distancia requerida por cualquier otro tipo de puerta para obtener la misma abertura y por lo tanto con la misma velocidad de operación requiere de menos tiempo para obtenerla.

Puertas de dos hojas telescópicas deslizables hacia un solo lado: Encuentran su utilización óptima en elevadores tipo hospital o tipo servicio ya que aún con dimensión reducida en el frente de la cabina es posible obtener una mayor dimensión de abertura.

Fuertas de una hoja deslizables hacia un solo lado:

Aún cuando de aplicación frecuente en el pasado, en la actualidad y debido al rediseño que se ha hecho de los equipos, han quedado sustituidas por el tipo de apertura central, ya que una y otra requieren el mismo espacio para obtener la misma abertura, limitándose su uso a requerimientos específicos por diseño del edificio.

Puertas embisagradas de una sola hoja: Al igual que las puertas de una hoja deslizables hacia un solo lado, su aplicación ha quedado restringida a requerimientos específicos del diseño del edificio.

Respecto al renglón de cabinas, cabe mencionar que las cabinas angostas y profundas tienen aplicación para elevadores tipo hospital y tipo servicio, ya que en los primeros se introducen camillas y en los segundos carritos para servicio de hotel. Para elevadores de pasajeros es deseable que el frente de la cabina sea de mayores ó por lo menos iguales dimensiones que el fondo de la misma para mayor eficiencia en el movimiento de pasajeros que obedece al menor tiempo para que los mismos entren ó salgan del elevador. En la actualidad y dada la tendencia a racionalizar ó estandarizar las dimensiones, se trabaja a base de módulos, conservando un mismo frente de cabina para varias capacidades é incrementando la dimensión fondo.

En relación con la localización de los elevadores dentro del edificio, para edificios de oficinas conviene que los elevadores estén localizados de tal manera que sean accesibles desde todas las entradas del edificio. Para obtener la eficiencia máxima deberán estar localizados en grupo aproximado al centro del edificio; de ser posible, deberá evitarse que dos grupos de elevadores sirviendo el mismo número de pisos se encuentren en diferentes ubicaciones, excepto en el caso de edificios de gran área rentable y grandes dimensiones. En términos generales, puede decirse que el tráfico de pasajeros no puede igualarse en dos grupos de elevadores y aquel que se encuentre localizado cerca de la calle ó entrada principal, manejará la mayoría del tráfico. Es preferible no tener dispuestos más de cuatro elevadores en línea, ya que con un número mayor con ésta disposición resulta difícil para los pasajeros observar las distintas puertas de los mismos; por otra parte las distancias a recorrer para abordar

cada uno resultan demasiado grandes y con la rapidez de operación de puertas con que se trabaja en la actualidad, difícilmente un pasajero podría llegar a abordar antes de que se le cerrara la puerta. Aún más, si los elevadores ven hacia el pasillo principal, habrá interferencia entre los pasajeros que esperan abordar los elevadores y las personas que circulan por el pasillo. La disposición ideal es la llamada de alcoba, en la cual los elevadores no dan al pasillo principal, evitándose así la interferencia mencionada con anterioridad. Con ésta disposición las distancias a recorrer son mínimas, teniendo además pleno dominio sobre las puertas de los elevadores así como de las señales ópticas de dirección para abordar el elevador respectivo.

3.- CONCEPTOS DE INFORMACION PARA ELABORAR EL DISEÑO DE LA PLANTA DE ELEVADORES.

Para cualquier tipo de edificio es necesario que el diseñador de la planta de elevadores reciba la información básica de:

Ubicación del inmueble

Planos de proyecto ó anteproyecto conteniendo el número de pisos del inmueble y las alturas de pisos .

Para proyectos específicos, se requiere información adicional como:

Edificios de departamentos:

Número de departamentos y número de recámaras por departamento.

Estacionamientos; su localización; número de espacios de estacionamiento y el tipo de servicio a los mismos.

Edificios de oficinas:

Area neta rentable por piso y área neta rentable total.

Tipo de ocupación del inmueble; aún cuando es difícil saberlo con antelación debe darse lo más aproximado posible información tal:

Si será ocupado por una sola empresa (un solo inquilino)

Si será ocupado por inquilinos diversos (Oficinas en los pisos sin ninguna relación entre ellos)

Si será ocupado por inquilinos diversos (empresas ocupando varios pisos del inmueble con relación y tráfico entre esos pisos)

Si será ocupado por entidad Gubernamental (sector público)

Estacionamientos; su localización; números de espacios de estacionamiento y el tipo de servicio a los mismos.

Edificios de Hoteles:

Número y tipo de cuartos para huéspedes y ubicación de los mismos, Localización de salones de banquetes, convenciones, restaurantes baresy salones de fiestas.

Información respecto a pisos con servicios especiales.

Información respecto a requerimientos de "room service"

Información respecto a distribución de "blancos"

Estacionamientos; su localización; número de espacios de estacionamiento y el tipo de servicio a los mismos.

Edificios para hospitales:

Número de camas.

Localización de quirófanos y áreas de recuperación.

Localización de cocinas.

Sistemas propuestos de distribución de alimentos; (carros termo transportadores de banda, etc.)

Distribución de "blancos", medicinas, etc.

Localización de áreas de laboratorios, Rayos X, farmacia, etc.

De conocerse aún cuando aproximado el número de personal propio del hospital.

Horario de visitas que se planea; ya sea hospital privado ó asistencial.

Estacionamientos; su localización ; número de espacios de estacionamiento y el tipo de servicio a los mismos.

Edificios para fábricas (diseño de montacargas)

Tipo de carga a transportar.

Ciclo de trabajo (si el montacargas forma parte de un proceso de fabricación)

Protecciones especiales contra: fuego, explosión. corrosión, etc.

Localización de accesos a la cabina; al frente; atrás ó en ambos lados y en qué pisos ocurren.

Edificios para estacionamiento de autos:

Número de espacios de estacionamiento

Tipo de servicio que se dará a los usuarios del estacionamiento:

Si es de autoservicio (sin choferes) con acceso y salida por rampas, en cuyo caso el servicio de transportación vertical es a base de elevadores de pasajeros.

Si el estacionamiento carece de rampas, el transporte de los autos se hará por elevadores de carga, utilizando al mismo tiempo el servicio de choferes y personal especializado.

4.- NORMAS APLICABLES A LOS DISTINTOS TIPOS DE EDIFICIOS.

Edificios de departamentos: La población aproximada para éste tipo de edificios, se establece a base de considerar en promedio 1.85 personas por recámara. La demanda máxima de servicio de elevadores en un período de cinco minutos, representa aproximadamente el 7% de la población total estimada. El tiempo de espera por parte de los pasajeros en los pasillos se recomienda que sea como máximo de 90 segundos excepto en aquellos casos en que por razones de proyecto se considere un solo elevador en cuyo caso se acepta un tiempo de espera máximo de 120 segundos. En edificios de departamentos de primera categoría es muy recomendable instalar por lo menos un elevador tipo servicio para el transporte de muebles en mudanzas ó bien para su utilización para el transporte de pasajeros por reparaciones ó fallas de los elevadores principales.

Edificios de oficinas: Se clasifican primordialmente en dos categorías; Edificio de oficinas de uso diversificado (ocupado por inquilinos diversos sin ninguna relación entre ellos) y Edificio de oficinas de un solo propósito (para ser ocupado por una sola empresa ó inquilino). Puede establecerse una tercera que corresponde a edificios Gubernamentales.

Edificios de uso diversificado: La población aproximada se establece considerando una densidad de una persona por cada 10M² de área neta rentable. La demanda máxima de servicio de elevadores en un período de 5 minutos se establece en un 12% de la población total estimada. El tiempo de espera por parte de los pasajeros en los pasillos se recomienda que sea como máximo de 40 segundos.

Edificios de un solo propósito: La población y el tiempo de espera son exactamente iguales a lo indicado para los edificios de uso diversificado. La demanda máxima en 5 minutos se estima en 17% a 20% de la población total establecida.

Edificios gubernamentales: La población aproximada se establece considerando una densidad de una persona por cada 5 M2 de área neta rentable. La demanda máxima de servicio de elevadores en un período de 5 minutos se establece en un 17% a 20% de la población total estimada. El tiempo de espera por parte de los pasajeros en los pasillos se recomienda que sea como máximo de 40 segundos.

Debe señalarse que la razón por la cuál se incrementa la demanda máxima de servicio en 5 minutos en los edificios de un solo propósito y los gubernamentales obedece primordialmente al hecho de que por la interrelación de oficinas el tráfico entre pisos se incrementa en forma muy notable.

Edificios de Hoteles: La población aproximada se establece a base de considerar 1.5 personas por cuarto de huésped; si el hotel se localiza en área turística debe considerarse 1.75 personas por cuarto de huésped. La demanda máxima de servicio de elevadores en un período de 5 minutos se establece en un 12% de la población total estimada. El tiempo de espera por parte de los pasajeros en los pasillos se establece en 50 segundos como máximo. Respecto a los elevadores de servicio, resulta difícil calcular el número de ellos y solo queda el recurso de analizar el proyecto arquitectónico para establecer la ubicación de cocinas, bares, clubes nocturnos, salones de banquetes, etc, ó bien utilizar el recurso aconsejable de comparar el hotel en proyecto con uno similar en operación mediante investigación minuciosa respecto a la eficiencia de los elevadores de servicio. Como regla general se aconseja que el número de elevadores de servicio sea igual al 75% del número de elevadores de pasajeros aceptándose como mínimo el 50%.

Edificios para hospitales: La población de visitantes se establece en 1.5 visitantes por cama; respecto a la población de tráfico interno del hospital deberá estudiarse con las autoridades del hospital en proyecto. La demanda máxima en un período de cinco minutos, debe corresponder al 10% de la población total estimada. Respecto al tiempo de espera por parte de los pasajeros en los pasillos, se recomienda que no sea mayor de 45 segundos.

Edificios para estacionamiento: De autoservicio (sin Choferes), con acceso y salida por rampas en cuyo caso el servicio de transportación vertical es a base de elevadores de pasajeros. En éste caso, la población se establece a base de considerar 1.5 personas por cada espacio destinado a estacionamiento de automóviles.

La demanda máxima de servicio de elevadores en un período de 5 minutos, se establece en un 10% de la población total estimada. El tiempo de espera por parte de los pasajeros en los pasillos no debe exceder de 50 segundos. Debe señalarse que si el estacionamiento es de un almacén ó está próximo a él, debe considerarse 2 personas por cada espacio destinado para estacionamiento de automóviles.

5.- SECUENCIA A SEGUIR EN LA ELABORACION DE UN ANALISIS DE TRAFICO.

- a.- Establecer la población aproximada del edificio.
- b.- Establecer la demanda máxima en 5 minutos.
- c.- Seleccionar tentativamente la capacidad y velocidad del equipo.
- d.- Determinar el número de paradas probables mediante la aplicación de la fórmula establecida a través del cálculo de probabilidades:

$$S' = S - S \left[\frac{S-1}{S} \right]^P$$

en donde:

- S' = Número de paradas probables.
 S = Número de paradas posibles arriba del piso principal.
 P = Número de pasajeros transportados en cada viaje considerando para una mayor eficiencia que el elevador viaja con el 80% de su capacidad nominal en pasajeros.
- e.- Calcular el tiempo de viaje redondo.
 - f.- Calcular la capacidad de manejo en 5 minutos mediante la fórmula:

$$CM5' = \frac{300 \times P}{TVR}$$

en donde:

- el factor 300 corresponde a la conversión de 5 minutos a segundos.
 P = Número de pasajeros transportados en cada viaje (al 80%)
 TVR = Tiempo de viaje redondo.

- g.- Establecer el número de elevadores dividiendo la demanda máxima entre la capacidad de transporte en 5 minutos.
- h.- Determinar el intervalo ó tiempo de espera dividiendo el tiem

po de viaje redondo entre el número de elevadores.

i.- Verificar el % de población total manejado en un período de 5 minutos mediante la fórmula:

$$\% \text{ Población en 5 min} = \frac{N \times CM5' \times 100}{PTE}$$

en donde:

N= Número de elevadores.

CM5'= Capacidad de manejo en 5 minutos (de cada elevador)

100, corresponde al factor para expresar resultado en %

PTE= Población total estimada.

Al terminar de aplicar la secuencia mencionada, los resultados obtenidos deberán compararse con las Normas aplicables señaladas en el punto #4 para los diferentes tipos de edificios para verificar su cumplimiento.

Para ilustrar de una manera más objetiva la elaboración de un análisis de tráfico, a continuación se ofrece un ejemplo del mismo aplicado a un edificio de departamentos:

El edificio en proyecto constará de un Sótano para estacionamiento; Planta Baja de acceso al edificio y doce (12) pisos superiores. Las alturas de piso a piso terminado corresponden a 3.00M, - por lo que el recorrido útil de los elevadores desde el sótano hasta el piso 12 corresponde a 39.00M, con 14 paradas. Para el cálculo de análisis de tráfico no se considera la altura del sótano ya que para éste piso se considera ^{da} fija obligada en cada viaje por estar abajo del piso principal; por tanto el recorrido para análisis será de 36.00M.

a.- Población aproximada del edificio. El edificio constará en sus 12 pisos superiores con 4 departamentos por piso con tres recámaras cada uno de ellos. De acuerdo con la norma, deben considerarse 1.85 personas/recámara. Por tanto la población resulta de: $12 \times 4 \times 3 \times 1.85 = 266$ personas.

b.- Demanda máxima en 5 minutos: De acuerdo a la norma corresponde al 7% de la población total estimada ó:

Demanda máx. en 5 minutos = $266 \times 0.07 = 18.6$ ó sean 19 personas.

c.- Selección tentativa del equipo: Se considera equipo de elevadores con capacidad de 8 personas (560 Kg) y velocidad de 1.00 M/segundo.

d.- Determinar el número de paradas probables:

S' = Número de paradas probables

S = Número de paradas posibles arriba de PB; doce (12).

P = Número de pasajeros transportados en cada viaje al 80% de la capacidad nominal : $P = 8 \times 0.80 = 6.4$ ó sean 6 pasajeros.

$$S' = 12 - 12 \left[\frac{12-1}{12} \right]^6 = 12 - 12(0.917)^6 = 12 - 12 \times 0.593 = 12 - 7.12 = 4.88$$

S' = 5

e.- Cálculo del tiempo de viaje redondo (por elevador)

Tiempo para abordar en PB = 6×0.75	4.5 Seg	(1)
Tiempo viaje subida = $\frac{36.00 \text{ M}}{1.00 \text{ M/Seg}} + 5 \times 2 + 2 =$	48.0 "	(2)
Tiempo viaje bajada = $\frac{36.00 \text{ M}}{1.00 \text{ M/Seg}} + 2 =$	38.0 "	(3)
Tiempo entrada y salida de pasajeros = $6 \times 3 =$	18.0 "	(4)
Tiempo operación de puertas = $(5 + 1)3 =$	18.0 "	(5)
Tiempo (10%) imprevistos elev. parado = $(4.5 + 18.0 + 18.0)0.10 = 4.1$ "	4.1 "	(6)
Parada fija en sótano de estacionamiento =	<u>15.0 "</u>	(7)
	<u>145.6 Seg</u>	
Total tiempo de viaje redondo = 146 Segundos.		

- (1) Se consideran 0.75 segundos por persona para abordar elev.
- (2) Se consideran 2 segundos de aceleración y descelaración para cada una de las paradas probables y para planta baja.
- (3) Se considera que el elevador después de atender la llamada más alta registrada regresa sin detenerse a la PB (se adicionan 2 Seg)
- (4) Se consideran 3 segundos para que entren ó salgan los pasajeros.
- (5) Para las 5 paradas probables y la PB se consideran 3 segundos.
- (6) Se considera el 10% de la suma de los tiempos de elev. parado.
- (7) Para ésta velocidad (1.00 M/Seg) se consideran 15 Seg. Para otras velocidades: 1.75M/Seg; 11 Seg., 2.50M/Seg: 9 Seg.

f.- Capacidad de manejo en 5 minutos:

$$CM5' = \frac{300 \times 6}{146} = 12.3 \text{ ó sean } 12 \text{ personas}$$

g.- Número de elevadores:

$$N = \frac{19}{12} = 1.58 \text{ ó sean } 2 \text{ elevs.}$$

h.- Tiempo de espera por parte de los pasajeros en los pasillos.

$$TE = \frac{146}{2} = 73 \text{ Seg. (correcto ya que se encuentra dentro de los 90 segundos de la Norma del punto #4)}$$

i.- % de población manejado en 5 minutos:

$$\% \text{ Población en 5 min} = \frac{2 \times 12 \times 100}{266} = 9.0\%$$

resultado que se considera satisfactorio ya que aún cuando supera el mínimo de 7% recomendado por las Normas del punto #4 para éste tipo de edificios se encuentra muy cercano a él.

Como se observa por los resultados que anteceden, los dos elevadores seleccionados tentativamente satisfacen ampliamente las - necesidades de transporte vertical de éste edificio y puede garantizarse que con la instalación de éstas dos unidades se tendrá un eficiente servicio de transporte vertical para éste edificio de las características que se han señalado.

Para otro tipo de edificios sólo será necesario seguir la secuencia de cálculo haciendo cuantos intentos se hagan necesarios hasta encontrar la combinación adecuada de capacidad y velocidad y el número de elevadores que realmente satisfagan las necesidades de transporte vertical de nuestro edificio en proyecto.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

Aspectos Generales Sobre Proyecto, Diseño y Construcción

EDIFICIOS ALTOS

ING. IGNACIO RUIZ BARRA

OCTUBRE, 1984.

1

EDIFICIOS ALTOS

DEFINICION

DIVERSOS ASPECTOS EN LA CONSTRUCCION DE EDIFICIOS ALTOS
CIMENTACIONES ESPECIALES

EXCAVACIONES PROFUNDAS

BOMBEO

PILOTES

TABLAESTACAS

TROQUELAMIENTOS

CIMBRA EN ESTRUCTURAS

MATERIALES

No. DE USOS

RECUBRIMIENTOS

CASETONES

OBRA FALSA

SISTEMAS MODERNOS

CIMBRAS VOLADORAS

CIMBRA DESLIZANTE

CIMBRA TUNEL

ACERO DE REFUERZO EN ESTRUCTURAS

ARMADOS EN COLUMNAS

ARMADOS EN LOSAS

TRASLAPES Y SOLDADURAS

PREC. EN ACABADOS

CONCRETO EN ESTRUCTURAS

RESISTENCIAS DEL CONCRETO

CONCRETO Premezclado

CONCRETO HECHO EN OBRA

BOMBEO DE CONCRETO

ELEVACION DE CONCRETO

CICLOS

ESTRUCTURAS MIXTAS

ALBAÑILERIA Y ACABADOS

MATERIALES LIGEROS

ACABADOS APARENTES EN FACHADAS

PRECOLADOS EN FACHADAS

PRECOLADOS Y VIDRIO

VIDRIO EN FACHADAS

I. ASPECTOS GENERALES

1. DEFINICION DE EDIFICIO ALTO.

Las definiciones de edificios altos varían con la época y con el lugar. Actualmente se tiende a abandonar definiciones basadas en el número de pisos y a aceptar definiciones que se fundamenten en el tipo de problemas que se presentan. Así para edificios altos se ha aceptado la siguiente definición.

"Edificios altos son aquellos en que la planeación, el diseño, la operación o el uso, están influenciados por la altura"

De acuerdo con esta definición, la clasificación del edificio como alto, depende del problema en estudio y no solamente de la altura en metros o del número de pisos. Puede darse el caso de que un edificio se clasifique como alto desde el punto de vista, por ejemplo, del diseño de transportación vertical pero no desde el punto de vista del diseño estructural.

Otra definición de amplia aceptación es la que se propuso en el Congreso de Moscú de 1971.:

- De 9 a 16 pisos (hasta 50m) Edificios altos de categoría I
- De 17 a 25 pisos (hasta 75m) Edificios altos de categoría II
- De 26 a 40 pisos (hasta 100m) Edificios altos de categoría III
- De 40 pisos para arriba (más de 100m) Edificios super altos.

En general, se excluyen edificios tipo torre como faros, torres de televisión, etc., y sólo se incluyen edificios de oficinas, hoteles y residencias. Esto se debe a que los últimos son los que crean problemas importantes de tipo social y urbano.

2. PRINCIPALES PROBLEMAS QUE PLANTEAN

Dado el carácter masivo de los edificios altos y la naturaleza cada vez más compleja del medio ambiente urbano en que se construyen estos edificios, resulta imposible analizar sus problemas en forma aislada sin considerar a las múltiples maneras en que estos edificios sirven a un conjunto de sofisticadas y complejas necesidades ambientales; a como satisfacen las necesidades de los clientes y de la sociedad; a como encajan dentro de un organismo más grande, la comunidad; a como afectan lo que se ha llamado calidad de la vida.

El Arquitecto japonés Yoshitaka ha dicho que no es suficiente considerar a aquellos que van a usar el edificio sino también a todos los que serán influenciados por él.

Desde este punto de vista, se han planteado como principales problemas de los edificios altos, los siguientes:

- Cómo tomar en cuenta las limitaciones ambientales
- Cómo resolver los problemas causados por las altas concentraciones de gente tales como uso de la tierra, servicios y diversiones
- Cómo resolver los inmensos problemas de transporte, tanto externos como internos, y dentro de estos últimos, tanto verticales como horizontales.
- Cómo medir y tomar en cuenta las reacciones fisiológicas y psicológicas de los ocupantes.
- Cómo proteger a los ocupantes de elementos de la naturaleza (sismos, huracanes) y de accidentes ocasionados por el hombre (incendios, explosiones).
- Cómo proporcionar seguridad adecuada durante la construcción.
- Cómo tomar en cuenta las limitaciones económicas.
- Cómo considerar los costos de los servicios urbanos.
- Cómo considerar la demolición de los edificios.

LIMITACIONES AMBIENTALES

Desde que se empezaron a construir edificios altos surgieron voces aisladas que prevenían sobre el efecto desfavorable que podrían tener estos edificios sobre el medio ambiente. En 1896 ya existía en la ciudad de Nueva York un comité para estudiar los problemas que presentaba la construcción de edificios altos. En este comité se presentó por primera vez una regla para limitar la altura de los edificios en función del ancho de la calle. Se decía que la altura no debía exceder de una constante multiplicada por la raíz cuadrada del ancho de la calle. Un defensor de los edificios altos respondió que no era necesario establecer estas reglas porque los edificios de futuro no excederían seguramente de 15 pisos.

Entre las limitaciones ambientales más severas se pueden mencionar las siguientes. La sombra que proyectan los edificios altos sobre edificios vecinos, privándolos de la luz y del calor del sol. Esto es especialmente grave en lugares donde no se acostumbra el aire acondicionado central.

La obstrucción del paisaje o el cambio brusco de arquitectura en comparación con los edificios vecinos. La obstrucción del paisaje obligó a que en San Francisco se estableciese un plan de desarrollo según el cual los edificios altos solo pueden construirse cerca de la cresta de las colinas que rodean la ciudad. De esta manera, los edificios acentúan la forma de las colinas y no interfieren en la vista de la bahía y del mar que es uno de los principales atractivos de la ciudad.

La creación de túneles de viento es otro efecto de los edificios altos. En el Edificio de Ciencias de la Tierra del MIT fue necesario rediseñar las puertas de entrada que no podían abrirse a causa del viento.

CONCENTRACIONES DE GENTE

La construcción de un edificio alto atrae por lo general la construcción de otros edificios en la misma zona con lo cual se eleva de manera abrupta el precio de la tierra, crece la demanda de servicios tales como agua potable, energía eléctrica, drenaje, etc., lo cual puede provocar un colapso de la infraestructura urbana.

PROBLEMAS DE TRANSPORTE

El problema de transporte se deriva del problema anterior de concentración de gente y está relacionado con la zonificación urbana. En algunos lugares se establece que los edificios altos deben construirse cerca de estaciones de sistemas de transportación masiva, como el metro. Respecto al problema de transporte vertical, al aumentar el número de pisos aumenta también el área necesaria para alojar los cubos de los elevadores y para proporcionar zonas de espera. Esto ha conducido al desarrollo de nuevos sistemas de elevadores como el de doble piso y el de "Sky-lobby". Este último sistema es el que se ha usado en los edificios más altos como el de Sears y el World Trade Center.

REACCIONES FISIOLÓGICAS, PSICOLÓGICAS Y SOCIALES

Respecto a las primeras, la vibración de los edificios altos bajo la acción del viento puede ocasionar molestias a los ocupantes. Se han establecido gráficas de confort, que relaciona la amplitud de los desplazamientos horizontales del edificio con el período de vibración.

Aunque las investigaciones hasta el momento sobre las reacciones psicológicas y sociales de los ocupantes de edificios altos, son escasas, parece indudable que existe una relación importante entre el diseño del edificio y el comportamiento de los ocupantes. Entre los efectos más importantes de los edificios altos sobre sus

ocupantes se han mencionado los siguientes: una disminución de los procesos de percepción sensitiva debido a la reducción de "inputs", a la monotonía y a la existencia de objetos manufacturados únicamente; una disminución del grado de independencia que alcanzan los niños durante su desarrollo debida a la limitación de su ambiente; una reducción en las interrelaciones sociales; un aumento en los sentimientos de indiferencia y aislamiento.

ACCIONES ACCIDENTALES

El desarrollo de nuevos sistemas estructurales, nuevos métodos de análisis y diseño, nuevos materiales, etc., ha hecho posible la construcción de edificios altos con un buen récord de comportamiento bajo acciones accidentales.

SEGURIDAD DURANTE LA CONSTRUCCION

Debido a la altura de los edificios es importante considerar no únicamente la seguridad de los trabajadores sino también la de las personas que transitan en los alrededores de la obra.

LIMITACIONES ECONOMICAS

Se ha dicho que el éxito económico de un proyecto queda determinado generalmente en las primeras semanas del proceso de diseño y no en los meses subsiguientes de trabajo. En edificios altos, se estima que el noventa por ciento de las horas-hombre dedicadas al diseño se destinan a detalles que afectan el costo en porcentajes muy pequeños, mientras que sólo diez por ciento de las horas-hombre se dedican al diseño conceptual que es el que determina el éxito o fracaso de un proyecto.

Se han desarrollado recientemente técnicas modernas de análisis y modelos matemáticos que permiten considerar en forma conjunta los costos de los distintos subsistemas del edificio tales como el diseño arquitectónico, el estructural, instalación eléctrica, plomería, elevadores, costos de operación, etc.

COSTO DE LOS SERVICIOS URBANOS

Los edificios muy altos que se construyen actualmente constituyen en sí pequeñas ciudades que afectan en forma importante a los servicios urbanos de la zona en que se construyen. Es necesario considerar también este aspecto desde las primeras etapas del proyecto.

II. ASPECTOS DEL DISEÑO Y CONSTRUCCION

1. CIMENTACIONES

Los edificios altos, precisamente por su gran altura, rigidez y ubicación urbana, implican problemas de consideración especial.

Las descargas de columnas al subsuelo tienden a ser muy altas; tanto de las debidas al peso propio, como las cargas vivas y las accidentales causadas por sismo, viento, etc.

Las condiciones del subsuelo y el elevado costo de predios urbanos céntricos, está conduciendo en no pocos casos a prolongar el número de pisos en forma de sótanos hacia abajo, implicando problemas de excavación y construcción profunda. Su ejecución se complica por la presencia de edificaciones vecinas y de instalaciones y servicios urbanos (drenajes, conducciones de agua potable, líneas eléctricas, túneles, trenes subterráneos, etc).

El comportamiento de las cimentaciones no sólo tiene importancia desde el punto de vista ingenieril (estabilidad y costos), sino también en otros sentidos cuando es inapropiado, ya que repercute notablemente en la apariencia arquitectónica y sobre todo en el estado psicológico del usuario (sensación de inseguridad). Esto se menciona dado que un buen porcentaje de fallas o defectos en edificios altos se deben a un mal comportamiento de las cimentaciones, representado por asentamientos y desplomes excesivos, agrietamientos, emersión de edificios, etc. Un sinúmero de casos reales lo demuestran.

En un sentido más amplio, podemos definir a la cimentación como la parte de una estructura que le proporciona apoyo a la misma y a las cargas que actúan en ella, incluyendo la masa de suelo o roca afectada.

Los requisitos esenciales que debe satisfacer una cimentación son,

Seguridad contra falla por resistencia al corte y los asen-

tamientos no deben exceder de los límites permisibles del edificio y obras colindantes.

En proyectos de gran amplitud, la localización apropiada de los edificios juega un papel definitivo en las cimentaciones. Los reconocimientos geológicos y estudios preliminares del subsuelo son un valioso auxilio y factor indispensable a nivel de anteproyecto.

En general, en cualquier estudio de cimentación va a interesar el conocimiento de la geología local, la estratigrafía del subsuelo y las propiedades índice y mecánica (resistencia al corte, -- compresibilidad y permeabilidad) de los suelos que lo componen; además del conocimiento de otros factores como sismicidad, vientos, -- comportamiento del subsuelo y de cimentaciones existentes, etc.

Las cimentaciones de edificios se clasifican en: Superficiales y profundas.

La elección de uno de estos tipos de cimentación va a depender de las características del subsuelo y de las condiciones impuestas por el edificio, y fundamentalmente del costo y problemas constructivos involucrados, pues con frecuencia se plantean dos o más alternativas.

Para un mismo edificio, por ejemplo de 16 pisos, si se construyera en la zona de lago de alta compresibilidad de la Ciudad de México, seguramente que requeriría de cimientos profundos (pilotes) mientras que si se construyera en un sitio sano de la zona de lomas de baja compresibilidad de la misma ciudad, es muy probable que podría consistir en cimientos superficiales, siempre que las cargas y efectos de volteo por sismo no influyeran y la estructura fuese del tipo usual y claros normales. En caso contrario, en la segunda zona la cimentación podrá consistir en cimientos profundos (pilas coladas en sitio).

Ocasionalmente, se requiere del tratamiento del terreno para mejorar las propiedades del subsuelo, para incrementar la resistencia al corte, reducir la compresibilidad, o eliminar irregularidades peligrosas, como cavidades. Excepcionalmente se requerirá de

tratamiento para reducir la permeabilidad o flujo a través de la masa del suelo.

Entre las formas de cimentación más utilizadas para edificios altos, se hallan las cimentaciones planas sobre pilotes. Cuando el suelo es bueno, se escogen generalmente cimentaciones planas. Cuando hay un suelo suficientemente resistente pero a mayor profundidad, son más apropiadas las cimentaciones sobre pilotes o cajones de cimentación. En cualquier caso por la concentración de fuerzas se debe contar con una distribución de carga hasta grandes profundidades, lo que exige que se hagan perforaciones de prueba hasta 50m de profundidad.

Los cimientos profundos están constituidos por elementos alargados que transmiten parte a todo el peso del edificio a estratos profundos menos compresibles y más resistentes. Sustituyen con ventajas a los cajones cuando la utilización de éstos representa problemas constructivos serios y costos elevados.

Existe una extensa variedad de pilotes. En cuanto a su material los hay de concreto, acero y madera. Respecto al procedimiento constructivo, pueden clasificarse en precolados (hincados a percusión estática) y colados in situ. Por su forma de trabajos se dividen en pilotes de adherencia, de punta y mixtos.

Los pilotes de adherencia o fricción transmiten al subsuelo las cargas de la estructura a través de su superficie lateral, siendo la carga transmitida en la punta, solo una fracción pequeña de la total, generalmente despreciable.

En terrenos muy compresibles es frecuente el uso combinado de pilotes de adherencia con un cajón que compense parte del peso del edificio. La carga no compensada por el cajón es transmitida a los pilotes. Esta solución tiene como ventajas: reducir la profundidad de excavación y, por lo tanto, el costo y facilidad de construcción, y hacer que el edificio se hunda con la misma velocidad que la superficie del terreno.

Los pilotes de punta, como su nombre lo indica, transmiten el peso del edificio por su base o punta a la roca o estrato de suelo competente, poco o nada compresible. En la zona céntrica de la Ciudad de México se han utilizado en edificios muy pesados donde otro tipo de cimientos no ofrecen mayor seguridad. Este caso tiene como inconvenientes: el hundimiento regional que con el tiempo causa que el edificio emerja, provoca daños a construcciones vecinas cuando están cimentadas por superficie y aún sobre pilotes de adherencia y su capacidad de carga útil se reduce por efecto de la fricción negativa.

Los pilotes mixtos son aquéllos en los que el trabajo de adherencia o fricción es tan importante como el de punta.

Como consecuencia del hundimiento de la Ciudad de México, se han ideado pilotes especiales con dispositivos de control.

En estos casos el peso del edificio es transmitido de la losa de cimentación a la cabeza de los pilotes a través de las anclas y el cabezal. Entre éste y los pilotes se colocan las celdas de deformación que son cubos de madera. Su funcionamiento supone que los cubos de madera se deforman con igual velocidad con la que la superficie del terreno se hunde; sin embargo, esto no ocurre en realidad, ya que la madera tiene un comportamiento muy diferente al del suelo.

La cimentación requiere de una conservación continua de por vida, pues en caso contrario a largo plazo los pilotes trabajarían de punta, bajo condiciones de carga críticas no consideradas en el diseño.

Este tipo de pilotes tiene ventajas en recimentaciones.

Un segundo tipo de pilote especial, de utilización reciente, es el denominado pilote penetrante de sección variable. Con estos pilotes también se pretende evitar que los edificios emerjan, haciendo que la punta del tramo inferior esbelto penetre en la capa dura a medida que la fricción negativa actúa.

Se han utilizado en pocos edificios, requiriendo de mayor estudio y de una construcción cuidadosa. La homogeneidad de la capa de apoyo es fundamental, pues irregularidades en las propiedades pueden causar desplomes al penetrar unos pilotes más que otros.

Con escasa frecuencia se han utilizado otros tipos de pilotes especiales, tales como el mecanismo de pilotes entrelazados y pilotes electrometálicos.

Las pilas son elementos colados en sitios que se apoyan en roca o suelos compactos o duros, de diámetro mayor que el de los pilotes, por lo que su capacidad de carga es más alta. Su extremo inferior puede ampliarse para formar una campana. Las condiciones del subsuelo y los procedimientos constructivos son factores determinantes en su comportamiento y capacidad de carga.

Dependiendo de las condiciones del subsuelo, existen tres métodos principales para la construcción de pilas: método que emplea ademe, método que usa lodos y método seco.

Como ya mencionamos anteriormente los requerimientos en lo que se refiere a cimentaciones en los edificios altos aunados a las condiciones del subsuelo implica en no pocos casos problemas de excavación y construcción profunda.

En nuestra ciudad las características particulares del subsuelo plantean problemas específicos en lo que a excavación se refiere.

Con frecuencia es necesario excavar a profundidades abajo del nivel freático para construir una cimentación; cuando esto sucede el agua freática fluye hacia la zona excavada y es entonces indispensable conducirla por zanjias colectoras hasta cárcamos de bombeo. Esta forma de abatimiento del nivel freático puede ser tolerable en algunos casos, cuando el gasto que fluye hacia el interior de la excavación es relativamente pequeño y no se produce el arrastre de partículas de suelo por el agua. Tales condiciones

se presentan cuando se excava en suelos cohesivos.

Sin embargo, en cualquiera de estos casos las filtraciones que se generan hacia la excavación producen fuerzas de filtración que tienden a provocar el deslizamiento de los taludes, lo que obliga a construirlos con pendientes muy tendidas.

Cuando se excava con este procedimiento en suelos no cohesivos, se producen el deslizamiento y la erosión de los taludes y del fondo de la excavación, aún cuando la profundidad sea apenas de uno o dos metros bajo el nivel freático, además las filtraciones ascendentes en el fondo de la excavación, al tratar de levantar las partículas del suelo, aflojan su estructura y lo convierten en un material suelto, con lo cual se reduce importantemente la capacidad de carga y se aumenta la compresibilidad del suelo que queda bajo el fondo de la excavación. Si el gradiente hidráulico a la salida de las filtraciones del fondo, es cercano a la unidad, las partículas del suelo no cohesivo entran en ebullición, es decir, se produce la condición de una arena movediza. Las fuerzas de filtración ascendente provocan el levantamiento del material del fondo en el interior de las tablaestacas, lo cual puede anular el empuje pasivo que actúa en el comportamiento de las tablaestacas, dando por resultado la falla de éstas por "pateo". Si la excavación se hace en suelos de alta permeabilidad, el gasto de filtración se vuelve tan grande que se convierte en un serio inconveniente para la seguridad y la buena ejecución de la obra. De aquí la necesidad de controlar en todos estos casos las filtraciones, a fin de eliminar los efectos de inestabilidad, ebullición o arrastre de los suelos durante la excavación.

Los procedimientos de que se dispone actualmente para el control de las filtraciones actúan sobre éstas en dos formas diferentes: En un caso se conducen las filtraciones mediante instalaciones convenientes de bombeo, extrayéndolas del suelo antes de que lleguen al sitio de la excavación; éstos llamados "métodos de drenaje" y permiten abatir el nivel freático, en forma local, en el sitio en que se excava, previamente a la ejecución de la excavación.

Otros procedimientos llamados métodos de impermeabilización evitan la llegada del agua al sitio de la excavación interceptándola mediante pantallas impermeables que rodean al sitio de la construcción, y en ocasiones forman también un fondo impermeable cuando no existen en forma natural estratos impermeables que impidan la filtración por el fondo.

.7.

2. ESTRUCTURACIONES

En el diseño de una estructura deberá considerarse el efecto de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente en los edificios altos; además de las cargas verticales por propio peso y carga útil, aparecen mayores cargas horizontales por el efecto del viento, además, se han de tener en cuenta mayores fuerzas de torsión que dependen de la forma del edificio y de las condiciones de las cargas.

Cualquier construcción presupone la interposición de elementos formados por planos que exigen otros requisitos. Para absorber los esfuerzos horizontales se precisan elementos verticales, en dos direcciones no paralelas entre sí.

Es útil reunir todos estos elementos en un solo elemento constructivo formando los núcleos característicos de los altos edificios.

Para que las estructuras de los grandes edificios puedan absorber los momentos flexionantes que surgen debido a la altura

a la forma estructural y a la elección del material, se precisan segmentos resistentes al viento.

Se debe tender a que las estructuras del núcleo sean las resistentes al viento y estén situadas en el centro de la planta, para poder obtener el mismo momento resistente en todas las direcciones del edificio.

Es frecuente utilizar estos núcleos estructuralmente necesarios como puntos clave de la planta para situar escaleras, ascensores, instalaciones y superficies adicionales para que se puedan edificar las paredes necesarias sin que represente un estorbo.

Con este tipo de planificación del núcleo se puede conseguir una mejor distribución con gran flexibilidad en las superficies útiles alrededor de este núcleo. La construcción de los núcleos puede realizarse mediante métodos de cimbras deslizantes los que permiten gran rapidez en la construcción. Existen sistemas en los cuales toda la construcción está provista de vigas de contraventeo, y en que cuanto mayor sea su número al parecer se consigue una mayor economía en la estructura portante. Pocas estructuras limitan a los núcleos los segmentos portantes resistentes al viento, en muchos sistemas junto con las placas de contraventeo del núcleo, se utilizan las paredes situadas perpendicularmente a la fachada.

El material de la estructura portante de los edificios altos se limita a la utilización del concreto y el acero, mientras que ambos materiales son incombustibles generalmente la estructura metálica es menos competitiva por las condiciones de resistencia al fuego, sin embargo por otro lado las estructuras metálicas tienen la ventaja de que se pueden ajustar fácilmente y de que son modificables. Para estructuras con núcleos o contraventeos es más económico el concreto armado que el acero, ya que es más ventajosa la estructura monolítica para absorber las tensiones transversales; sin embargo no se debe de dejar de considerar la

gran ventaja que representa la rapidez en la erección de estructuras metálicas. Para la construcción de las superficies útiles se tiene que estudiar en cada caso la solución apropiada. El aumento de los costos de salarios hace que el futuro esté en los métodos constructivos industrializados y prefabricados, siendo condición para el empleo de los prefabricados la precisión en las medidas.

3. ACABADOS

En este aspecto las construcciones de altura encuentran relevancia en lo que a fachadas respecta debido a que frecuentemente es muy elevada la proporción entre la superficie de estos elementos y el área construida total.

La fachada debe proteger la estructura portante y las superficies útiles contra el viento, la lluvia, el frío, el calor, la suciedad, etc. Como se debe contar con unas fuertes corrientes de aire y puesto que se trata de superficies de considerable extensión, generalmente los tipos de fachada y ventanas de las construcciones horizontales son poco apropiadas para los edificios altos.

El empuje del viento hace que cuando se utilizan ventanas que se pueden abrir se produzcan dentro del edificio unos violentos tiros de aire, motivo por el cual es aconsejable poner cristales fijos en las fachadas y dotar al edificio de aire acondicionado. El acristalado de las fachadas puede reducir los costos de las mismas, siendo ello además condición indispensable para el acondicionamiento climático del edificio puesto que regula el aire y las condiciones internas.

Básicamente existen dos posibilidades constructivas para las fachadas: fachada como parte de la estructura y una fachada tipo cortina fijada a la estructura sin función portante.

La fachada sólo puede ser estructura portante cuando el ma

terial que se utiliza es a la vez aislante térmico. Este es el caso por ejemplo de la construcción con tabiques y concreto utilizando elementos aditivos aislantes térmicos o creando oquedades suficientes. Las construcciones que cumplen con estos requisitos tiene una baja resistencia a la compresión, de forma que su empleo en altura se halla sujeto a límites. Una fachada sometida a tensiones tiene pocas posibilidades de resistir las deformaciones -- por temperatura, que conducen a la producción de grietas. En todo caso, son precisos elementos adicionales para absorber estas tensiones. Por la gran dimensión de las superficies de fachada de los edificios altos se añaden, en las estructuras de concreto, deformaciones por encogimiento y contracción. Todos estos factores hacen que las fachadas portantes no sean muy recomendables.

Para el caso de proyectos con fachadas que no sean portantes construidas en forma de cortinas o forjados de tabique, existen dos posibilidades: que los elementos de la estructura se hallen en la parte fuera de la fachada ó que todos sus elementos que den al interior. Como solución constructivamente favorable y económica para la coordinación de fachada y estructura se debe -- considerar aquella en que con todos sus elementos está protegido de las temperaturas exteriores y se aseguran siempre las mismas condiciones de temperatura para la estructura. Fachadas y estructura portante pueden sufrir deformaciones independientes entre sí y se evitarán las condiciones imprevistas y los detalles costosos.

4. NUEVOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS

En estos capítulos citaremos el sistema Lift-slab y el -- Jack block, que son los más utilizados en la construcción moderna de edificios altos.

El sistema Lift-slab se basa en los trabajos de americanos y suecos.

La construcción de los núcleos de rascacielos de concreto

armado con cimbras deslizante o ascendente de acero tiene lugar como de costumbre. Hasta la colocación de los pies derechos articulados de acero o de concreto armado, el proceso de trabajo no presenta diferencia con el proceso normal de construcción. En cambio todos los pisos se cuelan en serie, en el suelo de la planta baja, y la utilización de un material separador generalmente del tipo de goma laca, entre las diversas placas de pisos posibilita que después se separen unas de otras sin necesidad de utilizar cimbras (excepto en los bordes). Una vez terminados todos los pisos se inicia el proceso de elevación. Sistemas hidráulicos montados en los extremos superiores de los elementos portantes, es decir en los apoyos y en los núcleos, levantan los pisos a su posición final, donde se sujetan a apoyos de acero.

El sistema ofrece las siguientes ventajas: los trabajos en la estructura tienen lugar a raz de suelo y pueden ser efectuados por cualquier empresa, pues no se precisan las cimbras típicas.

Las superficies de los pisos pueden fabricarse tan lisas que se puede suprimir el pavimento de los suelos y el enrazado de los techos. El proceso de elevación exige una superficie de obra mínima y es independiente de las condiciones atmosféricas.

Se reduce también la posibilidad de usar el sistema Lift-slab cuando sobre el propio terreno no se pueden construir estas plataformas y se hace necesaria una sustentación de las cargas antes de proceder a la elevación; es tan apropiado para estructuras construídas de abajo hacia arriba, como para las construídas de arriba hacia abajo. Mientras que el sistema Lift-slab sólo prevé unas soluciones racionales para la construcción de las superficies útiles y parece ser ideal para un número reducido de pisos, otros sistemas constructivos tienen en cuenta la racionalización de todo el proceso de construcción por la elevación del piso entero.

Otro sistema es el llamado Jack-Block; se utilizó por prime

ra vez en la construcción de un edificio de 17 pisos en Coventry. La idea del desarrollo de este nuevo procedimiento consistió en limitar al transporte de materia sólo hasta una altura de 3 pisos, y cubriendo este espacio se conseguía la posibilidad de construir de forma totalmente independiente de las condiciones atmosféricas. Una condición para este sistema es la descomposición de los elementos portantes verticales en piezas prefabricadas, que durante el proceso de construcción se juntan por pretensado y se elevan. Para asegurar unos procesos de elevación sincronizados son ideales ante todo las estructuras suspendidas o en voladizo con núcleo. Una vez terminadas las cimentaciones se instalan gatos hidráulicos, empezando las obras con las superficies de cubierta y el último piso, y se elevan hidráulicamente. Un servicio de prensas o gatos hidráulicos que trabajan alternadamente, permite añadir los elementos prefabricados al núcleo portante. Los pisos inferiores se construyen a raz de suelo, bajo los pisos ya construidos, el campo de trabajo se puede cubrir con facilidad como si fuera un hangar, para lograr una independencia de las condiciones atmosféricas. El edificio, que crece hacia arriba, a la altura del cuarto piso por encima del suelo, está listo en su estructura para poderse efectuar los trabajos de revestimiento. Sin embargo, las estructuras más apropiadas para la utilización de este sistema -- son sobre todo las de núcleo. El sistema (Actuator) desarrollado por la NASA, cuyos elementos son apropiados para elevar las estructuras de apoyo, hace superfluas las estructuras con núcleo. El proceso del sistema (Actuator) es similar en sus principios fundamentales al Jack Block. Las posibilidades de utilización en diversas construcciones modernas generalmente son función de los elementos estructurales. Los elementos estructurales pueden establecerse tan solo mediante la coordinación de todos los elementos de la planificación. Sólo la combinación favorable de las posibilidades puede considerarse como solución a un problema constructivo.

III ASPECTOS RELATIVO A INSTALACIONES;

Todos los sistemas técnicos necesarios para el adecuado funcionamiento de las construcciones de altura, se caracterizan por sus centrales y las distribuciones verticales y horizontales.

La situación de las centrales queda influida por las superficies de los pisos y su número así como por el nivel técnico que desea alcanzar.

Mientras no lo desaconsejen razones de tipo económico se debiera evitar una (descentralización) de las centrales, pues de este modo resulta más difícil el control de los aparatos. Para alcanzar un gesto mínimo en las redes de distribución, debe procurarse que las centrales se hallen en las divisiones verticales del edificio. Si se instala aire acondicionado, se debiera suministrar el mayor número de pisos posible. En los edificios de hasta 10 pisos, suele ser una ventaja al evitar la instalación de las centrales por encima de la planta baja, ya que el servirse de la luz natural para iluminar las partes del edificio destinadas a las instalaciones técnicas ha de considerarse como antieconómico; por otra parte, ello exige mayores gastos en el aislamiento acústico.

Es conveniente centralizar las distribuciones verticales en una zona bien delimitada. Mediante este principio, las superficies de los pisos tienen una gran flexibilidad de distribución. Las tuberías deben ser fácilmente accesibles, a ser posible independientemente de las superficies útiles, para evitar averías en las superficies útiles, para evitar averías en las superficies arrendadas. También por este motivo se pueden recomendar ductos para el paso de las conducciones como la solución más conveniente.

Es conveniente que los ductos para tuberías de agua, por lo menos en su punto más bajo, tengan desagües en el suelo, de forma que al romperse alguna tubería no se produzcan daños a otras zonas del edificio. La superficie necesaria para los ductos resulta de la suma de los diámetros de los tubos y del espacio necesario para su accesibilidad.

En lo que a distribuciones horizontales se refiere, sólo en los edificios sencillos y de superficies rígidamente distribuidas, se utilizan sistemas de tubos en los techos y en las paredes. La flexibilidad en la división de los espacios obliga a utilizar tan solo el núcleo y los techos para el paso de las conducciones. A este fin se han utilizado con éxito los llamados techos combinados que, teniendo en cuenta las condiciones estáticas, permiten la división de espacios según un módulo constructivo y la correspondiente redistribución de la energía, de las luces, del acondicionamiento de aire, de las líneas telefónicas y eléctricas y de las pantallas acústicas.

Todas las instalaciones que generan ruido como motores, ventiladores, transformadores, convertidores, distribuciones, etc. se han de fijar al suelo a través de aisladores de vibraciones. A este fin se utilizan ciertos materiales elásticos, como lana mineral, corcho, goma, elementos elásticos metálicos, etc.

1. INSTALACIONES ELECTRICAS

La construcción de edificios altos exige grandes instalaciones para las cuales la electricidad es imprescindible tales como: Ascensores, bombas del sistema de acondicionamiento de aire, calefacción, aumento de presión, compresores y ventiladores, iluminación, aparatos eléctricos, electrodomésticos, aparatos de limpieza, máquina; iluminación de emergencia, que cuenta con una fuente eléctrica independiente de la red de distribución e instalaciones de baja tensión.

El suministro de energía eléctrica a edificios comerciales o de apartamentos se puede equiparar al que se efectúa a los grandes consumidores y se realiza directamente de la red de alta tensión a la tensión habitual.

Para evitar mutuas interferencias en el consumo de luz y fuerza, es necesario proyectar dos redes completamente indepen-

dientes.

La situación de las estaciones transformadoras deberá definirse con los puntos de mayor concentración de carga.

En los altos edificios de superior categoría y dotados de mayor flexibilidad en la distribución de las superficies, como ocurre en general en los destinados a oficinas, se hacen pasar por el suelo los cables de los enchufes y teléfonos, mientras que los del alumbrado se distribuyen a través del espacio que hay entre el techo macizo y el falso plafón. Al aumentar el confort también aumentan en los edificios de oficinas las exigencias de iluminación.

Para asegurar el funcionamiento de las instalaciones de acondicionamiento por inducción, es aconsejable empotrar las luminarias. De ello resulta al mismo tiempo una buena disposición de las fuentes de luz, que no producen deslumbramientos de oficinas, con frecuencia se instalan (techos luminosos).

En la construcción de edificios de gran altura se exige el suministro eléctrico de emergencia; la instalación eléctrica de emergencia debe asegurar, como fuente independiente de la red, el servicio de las instalaciones técnicas más importantes, como ventilación, ascensores, etc.

En los edificios de muchas plantas, las salidas de emergencia se deben asegurar con una iluminación mínima, en pasillos y escaleras.

Son imprescindibles las instalaciones de pararrayos.

Esos sistemas de protección exigidos por las normas para edificios elevados son relativamente fáciles de instalar. Como sistemas captadores son adecuadas las instalaciones de carriles en el tejado. En las estructuras metálicas, puede servir el esqueleto metálico portante como conductor a tierra; en las construcciones de concreto se necesitan generalmente conductores propios.

Para las técnicas modernas de comunicación en los edificios residenciales, se precisan instalaciones de baja tensión, tales como: teléfono, apertura de puertas y timbres; antenas comunes pa

ra radio y televisión.

En oficinas se requiere: teléfono, teletipo, instalaciones de señales y relojes, sistemas de seguridad, Alarma contra incendios, Instalaciones electroacústicas, sistemas de comunicación personal por radio, instalaciones de control de los vigilantes

2. INSTALACIONES HIDRAULICAS Y SANITARIAS

Factores tales como el destino del edificio, el número y tipo de los aparatos sanitarios y la velocidad del agua determinan por consiguiente la planificación del suministro del agua. Los sistemas de aumento de presión constan de depósitos de carga, bombas de compresión, calderas a presión, compresores y las distribuciones correspondientes, siendo considerable la superficie exigida.

Se ha de prestar atención a la elección de material de las conducciones, pues puede darse el caso de que materiales baratos, por su mala resistencia a la corrosión, sean poco rentables.

Cada vez se impone más el plástico debido a sus cualidades anticorrosivas, su peso pequeño y su fácil montaje, sin embargo debe hacerse constar que los plásticos tienen grandes dilataciones. Especial atención debe prestarse al sistema de agua contra incendios.

3. AIRE ACONDICIONADO

Se necesita una gran cantidad de instalaciones técnicas para crear en edificios un ambiente agradable independiente de las variaciones atmosféricas. La calefacción interior de tipo convencional tan sólo logra crear una compensación en la estación fría, pero tiene bien poca influencia en todos los factores que determinan un ambiente confortable. Existen bastantes elementos de comodidad: temperatura, temperatura de la superficie de las paredes, de las ventanas, del suelo, del techo; humedad relativa

del aire; pureza del aire; estado eléctrico del aire, etc.,

La temperatura y la humedad son los factores más importantes.

Para el sistema de calefacción en los edificios, las normas prescriben instalaciones de calefacción central.

Las condiciones climáticas, consecuencia de la situación geográfica las cargas del viento y la hermeticidad de las juntas junto con el aislamiento de los exteriores de la construcción son factores importantes para el cálculo del calor necesario que constituye la base para la medida de las superficies que se deberán calentar.

Los sistemas de calefacción con agua caliente son los más utilizados. Porque a las instalaciones de aire acondicionado respecta en la actualidad la mayor parte de los modernos edificios de oficinas dispongan de un sistema de aire acondicionado.

Se puede mencionar como ventajas del aire acondicionado:

Una utilización racional de los solares y el permitir una mayor elevación de los edificios por reducir la altura de los pisos.

Independencia total de la posición de las habitaciones con respecto a los puntos cardinales o la fachada, ya que también resultan cómodas las habitaciones interiores.

Ahorro en los costos de construcción de las fachadas con el empleo de ventanales fijos y estructuras ligeras térmicamente poco aislantes.

Posibilidad de grandes superficies acristaladas.

Eliminación, con el empleo de las fachadas convenientes, de las corrientes de aire en los rascacielos debidas a la fuerza ascensional térmica. Gran libertad de formas para las fachadas.

Control de las condiciones del aire ambiente y conservación de los límites de confortabilidad psicológicamente correctos, con lo que aumenta el rendimiento de los individuos y disminuyen las enfermedades.

Aún cuando la cantidad de sistemas posibles de aire acondicionado es grande, todas las instalaciones tienen las siguientes características: refrigeración y deshumidificación del aire (verano), calefacción y humidificación del aire (invierno), calefacción y humidificación del aire (invierno), purificación del aire con alimentación continua de aire fresco.

La elección del sistema apropiado en cada caso particular está influenciado por el volumen, la orientación respecto a los puntos cardinales, el aprovechamiento de las superficies útiles y el nivel de regulación deseado (confort).

En el caso de instalaciones a baja presión, la velocidad del aire y su presión son relativamente bajas (5 a 8 m/s), motivo por el cual los conductos de aire exigen grandes secciones y mucho espacio, lo que significa grandes alturas entre los pisos o grandes superficies de paso. Por esta cantidad de espacio necesario generalmente no se hacen rentables estas instalaciones a pesar de su bajo costo de adquisición.

En las instalaciones de alta presión el aire se transporta a unas velocidades dos o tres veces superiores que en las de baja presión, con lo que bastan secciones muy inferiores (hasta un 20% de las que se requieren en baja presión); y se precisa menos espacio.

Antes de iniciar la planificación de un edificio elevado es aconsejable recurrir a la asistencia de un experto en calefacción, ventilación y climatización. En planificación de instalaciones de acondicionamiento se llega a una decisión después de un detenido exámen de los varios procedimientos.

4. INSTALACION DE ASCENSORES

Las instalaciones de transportes de personas y de carga han alcanzado tal nivel técnico que con superficies de tráfico muy pequeñas se satisfacen todas las exigencias de edificios con gran número de pisos.

Desde la etapa de anteproyecto es aconsejable planificar con cuidado las instalaciones de ascensores. Sirven de base para la distribución de esas instalaciones las previsiones del tráfico.

La capacidad de tráfico de las instalaciones de ascensores su velocidad, la formación de grupos y el control quedan determinados por una multiplicidad de factores. Los datos para los cálculos de tráfico dimanan de la distribución de la superficie de los pisos, del número de paradas, de las horas puntas y de la determinación de -- de los ciclos. Como resultado del cálculo de tráfico se obtienen -- tiempos de carga y descarga y tiempos medios de espera.

En edificios de apartamentos en donde se reparten los tiempos punta de tráfico en grandes intervalos de tiempo (diversas distancias de la vivienda al trabajo y diversos horarios) estos cálculos resultan secundarios, la condición más importante para el cálculo -- del ascensor es un tiempo medio de espera reducido.

El tiempo que transcurre entre la llamada del ascensor y la apertura de la puerta de la cabina, por término medio, no deberá rebasar 25 a 30 s.

Las superficies mínimas y las medidas del hueco están en función de los reglamentos y tipo de puertas que se coloquen respectivamente.

En edificios comerciales se utilizan superficies mayores, porque se hace preciso capacidades de tráfico muy superiores para los ascensores. Se ha demostrado que es útil, antes de proyectar -- las instalaciones de ascensores para edificios comerciales, que se efectúen contajes de tráfico en las horas de comienzo y fin de oficina, para obtener datos exactos sobre las condiciones reales. Por experiencia el (llenado) de un edificio de oficinas tiene lugar 10 a 15 minutos antes de la hora hasta 5 a 10 después de la hora. Estudios de tráfico en el momento de la salida, el (vaciado) muestran una situación similar. Un escalonamiento de horarios para inicio o fin de trabajo en un edificio puede aumentar considerablemente la capacidad de tráfico, es decir, reducir considerablemente la magnitud de la instalación.

IV CONCLUSION

Para concluir, como una forma de palpar la conveniencia de la construcción vertical trataremos de establecer una comparación entre la construcción de un edificio alto y una construcción horizontal, de acuerdo a los siguientes criterios.

Una de las razones fundamentales en la elección de un proyecto en altura es indudablemente el incremento del costo de la tierra principalmente en las zonas centrales de nuestras ciudades; esto unido al hecho de que en nuestra ciudad la zona central además de poseer los valores más elevados del suelo, posee las condiciones más desfavorables en lo que se refiere a las condiciones del subsuelo, lo que implica el uso de sistemas de cimentación de mayor costo tales como pilotes y pilas de cimentación de mayor costo tales como pilotes y pilas de cimentación.

Por otro lado las zonas periféricas de la ciudad donde el costo del terreno es menor poseen condiciones del subsuelo más favorables.

Para la comparación consideramos un edificio alto de aproximadamente $1200m^2$ por planta y 27 niveles, con un edificio horizontal de aproximadamente 4 niveles, ambos con un total de $26,000m^2$ aprovechables.

** Se anexa a continuación la tabla que ejemplifica la comparación antes mencionada.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

Aspectos Generales Sobre Proyecto, Diseño y Construcción

ETAPA PRECONSTRUCTIVA

ING. RICARDO ZAMORA LAURENT

OCTUBRE, 1984.

ETAPA PRECONSTRUCTIVA

=====

(Fases y Actividades)

I.- Planteamientos Normativos

- 1.- Legal - Impositivo
- 2.- Comercialización
- 3.- Económico-Financiero
- 4.- Administrativo-Operativo

II.- Planeación del Desarrollo del Proyecto

- 1.- Organigrama Ejecutivo
- 2.- Definición de Actividades
- 3.- Selección de Personal
- 4.- Programa de Construcción
- 5.- Red de Actividades
- 6.- Programa de Inversión
- 7.- Definición de Controles
- 8.- Sistema Administrativo

III.- Planos Ejecutivos

- 1.- Programa de Necesidades
- 2.- Definición de Anteproyecto
- 3.- Proyecto Inicial
- 4.- Reuniones con Especialistas
- 5.- Reuniones con el D. D. F.
- 6.- Definición de Anteproyecto
- 7.- Proyecto Final
- 8.- Presupuesto Base

IV.- Licencias y Permisos

- 1.- Alineamiento
- 2.- Número Oficial
- 3.- Zonificación
- 4.- Licencia Especial (Uso del Suelo)
- 5.- Licencia de Construcción
- 6.- Otras Licencias y Permisos

V.- Elección de los Constructores

ETAPA PRECONSTRUCTIVA.

A esta etapa corresponden las fases que deben realizarse antes de iniciar cualquiera de las actividades de construcción del proyecto.

SE DIVIDEN EN:

I. PLANTEAMIENTOS NORMATIVOS.- Fijan las condiciones básicas en que se llevará a cabo el desarrollo del Proyecto para cumplir con los objetivos deseados.

1.- LEGAL-IMPOSITIVO.- Se analizan las posibilidades jurídicas de Asociación entre los participantes, así como las modalidades de titulación de los productos y sus consecuencias fiscales. También se revisa la titulación del terreno para fines legales y créditos.

2.- COMERCIALIZACION.- Se hacen los estudios de mercado y se estima la programación de la participación de los productos en el mismo. Se fijan las condicionantes comerciales deseables para el mercado escogido, se plantea el sistema de comercialización de los productos.

3.- ECONOMICO-FINANCIERO.- Se definen las características físicas y posibilidades constitutivas de los productos de acuerdo a montos de inversión y condiciones de operación fijados. Los análisis económico financieros determinan la rentabilidad de las varias alternativas posibles para el desarrollo del Proyecto, previendo el origen y la aplicación de los recursos necesarios. El análisis de sensibilidad económica de las alternativas, permite tomar la decisión más conveniente para los propietarios.

- 4.- ADMINISTRATIVO - OPERATIVO.- El análisis de las condiciones económicas de operación y mantenimiento del proyecto permite diseñar e implementar el sistema administrativo del mismo.

Con el proceso iterativo de estas actividades se alcanza un equilibrio razonable para el éxito del proyecto.

II.- PLANEACION DEL DESARROLLO DEL PROYECTO.- Se definen con precisión las actividades que se tiene que realizar, como se van hacer, cuando y en que tiempo se tienen que hacer y a que costo, quien es responsable de que, como se controla su ejecución tanto en calidad como en costo, así como las líneas de mando.

- 1.- ORGANIGRAMA EJECUTIVO.- Se fija el tipo de organización más adecuado para la realización del Proyecto, primeramente a nivel jerárquico medio y alto, para después de acuerdo con cada responsable directo, llegar al nivel de ejecutores.
- 2.- DEFINICION DE ACTIVIDADES.- Cada responsable define las actividades a su cargo fijando tiempo, costos, secuencias (red) y demás características. Posteriormente las ajusta de acuerdo con su jefe, y finalmente se integran en el programa general del Proyecto.
- 3.- SELECCION DE PERSONAL.- Se habrán previamente determinado las características deseables de cada responsable, el cuál seleccionará después a su personal, de modo semejante a como se hizo con él.
- 4.- PROGRAMA DE CONSTRUCCION.- Puede realizarse preliminarmente sin la participación de los constructores, pero deberá afinarse con ellos una vez elegidos, ya que son la base para alcanza el término a tiempo del proyecto.

- 5.- RED DE ACTIVIDADES.-- Se realiza la secuencia de actividades, considerando las simultaneidades posibles de acuerdo a los procedimientos de ejecución de todo el proyecto y holguras de la red, para que combinada con los costos, se defina el programa de inversión.
- 6.- PROGRAMA DE INVERSION.-- Se refiere al flujo de efectivo para realizar el desarrollo del Proyecto. Se toma el presupuesto base como origen del programa, ajustándolo una vez que se tiene el presupuesto de los constructores y considerando márgenes de seguridad para la inflación pronosticada.
- 7.- DEFINICION DE CONTROLES.-- Consiste en la fijación de los informes y reportes que deberán llevarse para la buena dirección del Proyecto, así como establecimiento del flujo de la información de la determinación de los SI hacer y NO hacer.
- 8.- SISTEMA ADMINISTRATIVO.-- Establecer la forma administrativa y contable que debe llevarse en el Proyecto para su fácil consolidación dentro de los sistemas normales de la matriz, tales como, coincidencia de fechas de reportes, igualdad de políticas, uniformidad en información, etc.

III.- PLANOS EJECUTIVOS.-- La construcción sólo puede realizarse contra un proyecto totalmente definido a través de planos, especificaciones y presupuesto.

- 1.- PROGRAMA DE NECESIDADES.-- De acuerdo a los resultados de los Planteamientos Normativos se establecen las necesidades del Proyecto, fijándose las áreas de cada una tomando en cuenta los criterios de comercialización y de operación establecidos.

- 2.- DEFINICION DEL ANTEPROYECTO.- Se establecen anteproyectos arquitectónicos de acuerdo con las necesidades, considerando de una manera preliminar todas las condicionantes que les afecta (reglamentos operación, comercialización, mecánica de suelos, estructuras, etc.)
- 3.- PROYECTO INICIAL.- Una vez elegido el anteproyecto que presenta el mayor número de ventajas para los propietarios, se procede a desarrollarlo con mayor profundidad, con vistas a un análisis por las autoridades por una lado, y por los especialistas en diversas disciplinas por otro (estructuristas, instalaciones, mecánica de suelos, etc).
- 4.- REUNIONES CON ESPECIALISTAS.- Se analiza el proyecto inicial arquitectónico con los especialistas, quienes dan sus puntos de vista al mismo, señalando la forma de optimar cada una de las disciplinas interesadas, siempre buscando el equilibrio económico a través de un proceso iterativo.
- 5.- REUNIONES CON EL D.D.F.- Se presenta a las Autoridades el proyecto primeramente, para después oficialmente hacerlo al solicitar las licencias respectivas. Las pláticas permiten la aprobación del proyecto de acuerdo al reglamento interior que tienen las distintas personalidades del Departamento.
- 6.- DEFINICION DEL PROYECTO.- Se fijan las ideas y conceptos equilibrantes económicos del proyecto que todos los participantes han manifestado y se aprueba por los propietarios para su siguiente etapa de desarrollo.

6.2.- Planta tipo más comercial

de 800 a 1 000 M2.

con 18 a 20 Mts. de ancho

$$\text{de donde } \frac{16\ 900 + 3\ 000}{900} = 22.1 \text{ plantas}$$

6.3.- Area de Estacionamiento

a) Espacio por auto: 31 M2.

b) Necesidades de estacionamiento por Reglamento:

1 auto/50 M2.

De donde:

$$\frac{14\ 365 \text{ M2.}}{50 \text{ M2.}} = 287 \text{ autos}$$

c) Excavación máxima deseable por mecánica de suelos:

12.90 Mts.

d) Plantas Sótano

$$\frac{12.90 \text{ m.} - 2.50 \text{ (cimentación)}}{2.50 \text{ m.}} = 4 \text{ plantas}$$

6.4.- Area de servicios (incluyendo dos escaleras)

15 % al 20 % area rentable total.

$$16\ 900 \times 18 \% = 3\ 042$$

6.5.- Area de implantación

Del 50 % al 60 % del terreno

$$55 \% \times 1\ 700 = 935 \text{ M2. de implantación}$$

Si se considera terreno de 1 700 M2. en cabeza de manzana en la Av. R entre las calles O y P.

6.6.- Densidad Ocupación

10 M2. / persona

16 900 M2. ÷ 10 M2. / persona = 1 690 personas

6.7.- Densidad Urbana

Calle O : 12 m. de ancho

Calle P : 20 m. de ancho

Av. R : 100 m. de ancho

40 + ½ (calle O + calle P) = 56 Mts.

44 + ½ (Av. R) = 94 m.

$$\frac{1\ 700}{0.56 \times 0.94} = 3\ 210 \text{ personas / hectárea}$$

6.8.- Uso del Terreno

16 900 M2. ÷ 1 700 M2. = 9.9 usos

114 000 U.M. ÷ 16 900 M2. = 828.40 U.M. / M2.

EDIFICIO TÍPICO DE OFICINASA.- Restricción calle 01.- Altura máxima de construcción:

dos veces el ancho de Calle 0 = 24 Mts.
 Número de plantas apróx. = $\frac{24}{3} = 8$ plantas

2.- Plantas de 40 x 41.5 = 1,660 M2. (de acuerdo a croquis preliminar)
Excavación posible (flotación) : 9.2 Mts.

$\frac{9.2 \text{ m.} - 2 \text{ m.}}{2.5 \text{ m.}} = 3$ plantas de 2.5 Mts. de entresiso.

3.- Total de Construcción

Planta	1 660
Pozo de Luz	- 169
	<u>1 491 M2.</u>

1 491	x	8 plantas	11 928
1 700	x	3 sótanos	<u>5 100</u>

17 028 M2.

4.- Distribución de Areas

Rentable total	9 978 M2.	58.6 %
Estacionamiento	5 262 M2.	30.9 %
Servicios	1 788 M2.	10.5 %
Construcción Total	<u>17 028 M2.</u>	<u>100.0 %</u>

Plantas de Estacionamiento

$\frac{5 262}{1 700} = 3.2$ plantas

5.- Costo Estimado (miles de U.M.)

9 978 x 250 U.M. / M2.	=	2 495
5 262 x 180 U.M. / M2.	=	947
1 788 x 250 U.M. / M2.	=	<u>447</u>

3 889 U.M.

Inversión Total $\frac{3 889 + 2 240}{0.787} = 7 788$ U.M.

6.- Uso del Terreno

9 978 M2.	÷	1 700 M2.	=	5.9 usos
7 788 U.M.	÷	9 978 M2.	=	780.52 U.M. / M2.

EDIFICIO TIPO DE OFICINAS

B.- Restricción calle P

10

1.- Altura máxima de construcción

dos veces ancho de calle P = 40 Mts.

$$\text{Plantas} = \frac{40}{3} = 13 \text{ plantas}$$

aprox.

2.- Plantas de 32 x 41.5 = 1 328 M2.

$$\begin{array}{r} \text{Pozo de Luz} \quad - \quad 130 \\ \hline 1 \ 198 \text{ M2.} \end{array}$$

Excavación posible: 4 plantas de 2.5 m.

3.- Total de construcción

$$\begin{array}{r} 13 \text{ plantas} \times 1 \ 198 \quad = \quad 15 \ 574 \text{ M2.} \\ 4 \text{ sótanos} \times 1 \ 700 \quad = \quad \underline{6 \ 800 \text{ M2.}} \\ \hline 22 \ 374 \text{ M2.} \end{array}$$

4.- Distribución de áreas

$$\begin{array}{r} \text{Rentable total} \quad \quad \quad 13 \ 112 \text{ M2.} \\ \text{Estacionamiento} \quad \quad \quad 6 \ 913 \text{ M2.} \\ \text{Servicios} \quad \quad \quad \underline{2 \ 349 \text{ M2.}} \\ \hline \text{Construcción Total: } 22 \ 374 \text{ M2.} \end{array}$$

Plantas de estacionamiento

$$\frac{6 \ 913 \text{ M2.}}{1 \ 700 \text{ M2.}} = 4.1 \text{ plantas}$$

5.- Costo Estimado (miles de U.M.)

$$\begin{array}{r} 13 \ 112 \times 300 = 3 \ 934 \\ 6 \ 913 \times 180 = 1 \ 244 \\ 2 \ 349 \times 300 = \underline{705} \\ \hline 5 \ 883 \text{ U.M.} \end{array}$$

$$\text{Inversión Total} = \frac{6 \ 225 + 2 \ 240}{0.787} = 10 \ 321 \text{ U.M.}$$

6.- Uso del Terreno

$$\begin{array}{r} 13 \ 112 \div 1 \ 700 = \quad \quad 7.7 \text{ usos} \\ 10 \ 321 \text{ UM.} \div 13 \ 112 \text{ M2} = 787.14 \text{ U.M./M2.} \end{array}$$

EDIFICIO TÍPICO DE OFICINAS

C.- Restricción Av. R

11

1.- Sin altura máxima de construcción

Adecuado: 22 niveles

2.- Planta de:

La altura en Av. R puede mantenerse en una profundidad de dos veces el ancho de la calle P.

$$32 \times 40 = 1\ 280$$

$$\text{Fozo de Luz} - \underline{200}$$

$$1\ 080\ \text{M}^2.$$

Excavación posible 4 plantas de 2.5 m.

3.- Total de Construcción

$$1\ 080\ \text{M}^2 \times 22\ \text{plantas} = 23\ 760$$

$$1\ 700 \times 4\ \text{sótanos} = \underline{6\ 800}$$

$$30\ 560\ \text{M}^2$$

4.- Distribución de áreas

$$\text{Rentable Total} \qquad \qquad \qquad 17\ 908$$

$$\text{Estacionamiento} \qquad \qquad \qquad 9\ 443$$

$$\text{Servicios} \qquad \qquad \qquad \underline{3\ 209}$$

$$30\ 560\ \text{M}^2.$$

Plantas de estacionamiento:

$$\frac{9\ 443}{1\ 700} = 5.6\ \text{plantas}$$

5.- Costo Estimado (miles de U.M.).

$$17\ 908 \times 360\ \text{U.M./M}^2 = 6\ 447$$

$$9\ 443 \times 180\ \text{U.M./M}^2 = 1\ 700$$

$$3\ 209 \times 360\ \text{U.M./m}^2 = \underline{1\ 155}$$

$$9\ 302\ \text{U.M.}$$

$$\text{Inversión Total} = \frac{9\ 302 + 2\ 240}{0.787} = 14\ 666\ \text{U.M.}$$

6.- Uso del Terreno

$$17\ 908 \div 1\ 700 = 10.5\ \text{usos}$$

$$14\ 666\ \text{U.M.} \div 17\ 908\ \text{M}^2 = 813.96\ \text{U.M./M}^2.$$

EDIFICIO TÍPICO DE OFICINAS

D.- Planta Irregular

12

1.- Altura máxima: 22 pisos

2.- Plantas de tamaño variable

Máxima (base) : 32 x 41.5 = 1 328 M2.

Mínima (azotea) : 11 x 41.5 = 456 M2.

Promedio: 892 M2.

Excavación posible: 4 plantas de 2.5 m.

3.- Total de Construcción

892 M2 x 22 plantas = 19 624 M2.

1 700 M2 x 4 sótanos = 6 800 M2.

26 424 M2.

4.- Distribución de áreas

Rentable Total 15 485

Estacionamiento 8 165

Servicios 2 774

26 424 M2.

Plantas de estacionamiento

$\frac{8 165 \text{ M2}}{1 700} = 4.8 \text{ plantas}$

5.- Costo Estimado (miles de U.M.)

15 485 x 400 = 6 194

8 165 x 180 = 1 470

2 774 x 400 = 1 110

8 774 M.U.

Inversión Total $\frac{8 774 + 2 240}{0.787} = 13 995 \text{ U.M.}$

6.- Uso del Terreno

15 485 + 1 700 = 9.1 usos

13 995 U.M. + 15,485 M2. = 903.78 U.M./M2.

E.- TORRES EN L

1.- Altura Máxima: 20 niveles

2.- Plantas de:

$$\begin{array}{rcl}
 40 \text{ Mts.} & \times & 11 \text{ Mts.} = 440 \\
 20 \text{ Mts.} & \times & 11 \text{ Mts.} = 220 \\
 10 \text{ Mts.} & \times & 9 \text{ Mts.} = \underline{90} \\
 & & 750 \text{ M2.}
 \end{array}$$

Excavación posible: 4 plantas de 2.50 m.

3.- Total de construcción:

$$\begin{array}{rcl}
 750 \text{ M2.} & \times & 20 \text{ plantas} = 15\ 000 \text{ M2.} \\
 1\ 700 \text{ M2.} & \times & 4 \text{ sótanos} = \underline{6\ 800 \text{ M2.}} \\
 & & 21\ 800 \text{ M2.}
 \end{array}$$

4.- Distribución de áreas

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Rentable total:} & & 12\ 775 \\
 \text{Estacionamiento:} & & 6\ 736 \\
 \text{Servicios:} & & \underline{2\ 289} \\
 & & 21\ 800 \text{ M2.}
 \end{array}$$

Plantas de estacionamiento

$$6\ 736 \div 1\ 700 = 4.0 \text{ plantas}$$

5.- Costo Estimado (en miles de U.M.)

$$\begin{array}{rcl}
 12\ 775 & \times & 360 = 4\ 599 \\
 6\ 736 & \times & 180 = 1\ 212 \\
 2\ 289 & \times & 360 = \underline{824} \\
 & & 6\ 635 \text{ U.M.}
 \end{array}$$

$$\text{Inversión total:} = \frac{6\ 635 + 2\ 240}{0.787} = 11\ 277 \text{ U.M.}$$

6.- Uso del Terreno

$$\begin{array}{rcl}
 12\ 775 & \div & 1\ 700 = 7.5 \text{ usos} \\
 11\ 277 \text{ U.M.} & \div & 12\ 775 = 882.74 \text{ U.M./M2.}
 \end{array}$$

1.- Alturas máximas:

Av. R: 22 niveles

calle O y calle P: 8 niveles

2.- Plantas de:

Av. R : 40 x 21.50 = 860 M2.

calle O y calle P: 2 x 15 x 20 = 600 M2.

Excavación posible: 4 niveles de 2.5 m.

3.- Total de construcción:

860 M2. x 22 plantas	=	18 920
600 M2. x 8 plantas	=	4 800
1 700 M2. x 4 sótanos	=	<u>6 800</u>
		30 520 M2.

4.- Distribución de áreas

Rentable total	17 885
Estacionamiento	9 430
Servicios	<u>3 205</u>
	30 520 M2.

Plantas de estacionamiento

 $9\ 430 \div 1\ 700 = \underline{5.5 \text{ plantas}}$ 5.- Costo Estimado (miles de U.M.)

17 885 M2. x 360	=	6 439
9 430 M2. x 180	=	1 697
3 205 M2. x 360	=	<u>1 154</u>
		9 290 U.M.

Inversión total: $= \frac{9\ 290 + 2\ 240}{0.787} = 14\ 651 \text{ U.M.}$

6.- Uso del Terreno: $17\ 885 \div 1\ 700 = 10.5 \text{ usos}$ $14\ 651 \text{ U.M.} \div 17\ 885 \text{ M2.} = 819.18 \text{ U.M./M2.}$

G.- T O R R E

1.- Altura máxima: 22 niveles

2.- Plantas de

Torre : 30 x 21.50 = 860 M2.

Basamento = 1 700 M2.

Servicios = 120 M2.

Excavación posible 4 niveles de 2.5 m.

3.- Total de Construcción

860	x	18 plantas	=	15 480
1 700	x	4 sótanos	=	6 800
1 700	x	4 plantas	=	6 800
120	x	18 plantas	=	<u>2 160</u>
				31 240 M2.

4.- Distribución de áreas

Rentable Total:	18 307
Estacionamiento:	9 653
Servicios:	<u>3 280</u>
	31 240 M2.

Plantas de estacionamiento: $\frac{9 653}{1 700} = 5.7$ plantas

5.- Costo Estimado (miles de U.M.)

18 307 M2.	x	360 U.M./M2.	=	6 591
9 653 M2.	x	180 U.M./M2.	=	1 738
3 280 M2.	x	360 U.M./M2.	=	<u>1 181</u>
				9 510 U.M.

Inversión Total : = $\frac{9 510 + 2 240}{0.787} = 14 930$ U.M.

6.- Uso del Terreno

18 307 M2.	+	1 700	=	10.8 usos
14 930 U.M.	+	18 307 M2.	=	815.54 U.M./M2.

H.- TORRES GEMELAS1.- Altura Máxima: 22 plantas2.- Plantas de:

$$37 \times 11 \times 2 \text{ (torres)} = 814$$

$$27 \times 4.5 = 122$$

$$3 \times 12 = \underline{36} \text{ (servicios)}$$

$$972 \text{ M2.}$$

Excavación posible: 4 plantas de 2.5 m.

3.- Total de Construcción:

$$972 \times 22 \text{ plantas} = 21\,384$$

$$1\,700 \times 4 \text{ sótanos} = \underline{6\,800}$$

$$28\,184 \text{ M2.}$$

4.- Distribución de Areas:

Rentable Total	16 516
----------------	--------

Estacionamiento	8 709
-----------------	-------

Servicios	<u>2 959</u>
-----------	--------------

$$28\,184 \text{ M2.}$$

Plantas de estacionamiento:

$$\frac{8\,709}{1\,700} = 5.1 \text{ plantas}$$

5.- Costo Estimado (miles de U.M.)

$$16\,516 \times 360 = 5\,946$$

$$8\,709 \times 180 = 1\,568$$

$$2\,959 \times 360 = \underline{1\,065}$$

$$8\,579 \text{ U.M.}$$

$$\text{Inversión Total: } \frac{8\,579 + 2\,240}{0.787} = 13\,748 \text{ U.M.}$$

6.- Uso del Terreno

$$16\,516 \text{ M2.} + 1\,700 \text{ M2.} = 9.7 \text{ veces}$$

$$13\,748 \text{ M2.} + 16\,616 \text{ M2.} = 832.40 \text{ U.M./M2.}$$

EDIFICIO TIPICO DE OFICINAS

R E S U M E N

Alternativa	Plantas (número)	Construído (M2)	Rentable (M2)	Costo Est. (miles U.M.)	Inversión Total. Est.		Usos de Terreno
					(miles U.M.)	UM. / M2. Rentable	
Objetivo	22.1	28 800	16 900	8 778	14 000	828.40	9.9
A.- Restric. calle O	8	17 028	9 978	3 889	7 788	780.52	5.9
B.- Restric. calle P	13	22 374	13 112	5 883	10 321	787.14	7.7
C.- Restric. Av. R	22	30 560	17 908	9 302	14 666	818.96	10.5
D.- Plantas Irreg.	22	26 424	15 485	8 774	13 995	903.78	9.1
E.- Torres en L.	20	21 800	12 775	6 635	11 277	832.74	7.5
F.- Edif. en C.	8/22	30 520	17 885	9 290	14 651	819.18	10.5
G.- Torre	22	31 240	18 307	9 510	14 930	815.54	10.8
H.- Torres Gemelas	22	28 184	16 516	8 579	13 748	832.40	9.7

PROGRAMA DE INVERSIONES DE CONSTRUCCION

(U.M.)

	TOTAL	1er. AÑO				2o. AÑO	
		1	2	3	4	5	6
PROGRAMA DE CONSTRUCCION	10'606	1350	1900	2300	2300	1800	956
Anticipo	2'120	2120					
Pago de Estimaciones de Construcción (80%)	8'486	1080	1520	1840	1840	1440	766
<u>Sub-Total</u>	10'606	3200	1520	1840	1840	1440	766
Imprevistos Construcción 15%	+ 1'591	203	+ 285	+ 345	+ 345	+ 270	+ 143
<u>Sub-Total</u>	12'197	3403	1805	2185	2185	1710	909
Factor de Inflación 15% / Mes.	1.112	1.015	1.061	1.110	1.161	1.214	1.269
<u>Costo Total de Construcción</u>	13'561	+ 3454	+ 1915	+ 2425	+ 2537	+ 2076	+ 1154

PROGRAMA DE INVERSIÓN EN EDIFICACION
(U.M.)

AÑOS	TOTAL	0	1er. AÑO				2o. AÑO				
			1	2	3	4	5	6	7	8	
<u>Terreno</u>	2'000	2'000									
Construcción (Inc. imprevistos + inflación)	13'561		3'454	1'915	2'425	2'537	2'076	1'154			
Proyecto final y estudios.	560		460	20	20	20	20	20			
<u>Estudios</u>											
Licencias y Permisos	200		160	40							
Administración de Construcción.	270		70	40	40	40	40	40			
T O T A L	16'591	2'000	4'144	2'015	2'485	2'597	2'136	1'214			
Terreno	<u>-2'000</u>										
	14'591		Depreciado al 3% anual = 438								

CREDITO REVOLVENTE (al 7,75% anual)

	0	1er. AÑO				2o. AÑO				3er. AÑO
		1	2	3	4	5	6	7	8	
Crédito Neto	2'000	4'144	2'015	2'485	2'597	2'136	1'214			
Crédito Acumulado más Intereses	2'000	6'144 <u>119</u>								
Crédito Acumulado más Intereses		<u>6'263</u>	8'278 <u>160</u>							
Crédito Acumulado más Intereses			<u>8'438</u>	10'923 <u>212</u>						
Crédito Acumulado más Intereses				<u>11'135</u>	13'732 <u>266</u>					
Crédito Acumulado más Intereses					<u>13'998</u>	16'134 <u>313</u>				
Crédito Acumulado más Intereses						<u>16'447</u>	17'661 <u>342</u>			
Crédito Acumulado más Intereses							<u>18'003</u>	18'003 <u>349</u>		
Crédito Acumulado más Intereses								18'352	18'352	18'352
Inversión Capital										-2'100
Crédito a Largo Plazo										16'252
INTERESES		119	160	212	266	313	342	349	356	*1'422
Intereses Acumulados de Construcción		119	279	491	757	1'070	1'412	**1'761		

20

* Intere al 8.75% anual

** Estos intereses acumulados se amortizarán al 5% anual = 88

PAGO DEL CREDITO A LARGO PLAZO (9.25% DE INTERESES ANUAL)

<u>PERIODO</u> <u>(AÑO)</u>	<u>CREDITO POR REDIMIR</u>	<u>INTERESES</u>	<u>PAGO DEL CREDITO</u>
* 3	16252	** 1422	- 0 -
4	16252	1503	173
5	16079	1487	255
6	15824	1464	424
7	15400	1424	623
8	14777	1367	850
9	13927	1288	1154
10	12813	1185	1530
11	11683	1081	1227
12	10456	967	1429
13	9027	835	1651
14	7376	682	1897
15	5479	507	2168
16	3311	306	2469
17	842	78	842
18			
19			
20			
21			
22			
23			

* AÑO DE GRACIA

** INTERESES AL 8.75% ANUAL

PROGRAMA DE RENTA

El edificio estará listo para rentarse en el segundo semestre del segundo año.

El ingreso por renta a nueve U.M./M2. mes al 100% de ocupación será de 2'024,000 U.M. al año.

<u>PERIODO</u> (años)	<u>% RENTADO</u>	<u>INCREMENTO</u> <u>ANUAL DE</u> <u>RENTA</u>	<u>INGRESO</u> <u>ANUAL</u>
2o. año 2o. semestre	70	-0-	(sem) 706
3er.	85	-0-	1718
4o.	97	8%	2120
5o.	97	9%	2290
6o.	97	8%	2473

y así sucesivamente

FLUJO EFECTIVO.

	TOTAL 20 años	0	PRIMER AÑO					SEGUNDO AÑO			3er. año	4o. año	5o año	6o. año	7o. año	
			1	2	3	4	5	6	7	8						
I. <u>ING. RENTAS</u>	73976									353	353	1718	2120	2290	2473	2671
II. <u>GASTOS</u>																
1) Gtos. corr.	14798									71	71	344	424	458	495	534
2) Gtos. Fin	15952										356	1422	1503	1487	1454	1424
3) Gtos. Cap.	1620											90	90	90	90	90
4) Dep.+Amort.	9730											526	526	526	526	526
5) Gtos. Tot.	42100									202	558	2382	2543	2561	2575	2574
6) Ing. antes de Imp.	31876									151	(205)	(664)	(423)	(271)	(102)	97
7) Impuestos	13511									0	0	0	0	0	0	0
III INGRESO NETO	18365									151	(205)	(664)	(423)	(271)	(102)	97
IV. <u>APLICACION DE FONDOS</u>																
A. <u>Recursos</u>																
8) Ing. Neto	18365									151	(205)	(664)	(423)	(271)	(102)	97
9) Cred. Revolv.	18352		6263	2175	2697	2863	2449	1556	349							
10) Invers. Cap.	2100											2100				
11) Cred. a L. Pzo.	16252											16252				
12) Dep.+Amort.	9730											526	526	526	526	526
RECURSOS TOTALES	64799		6263	2175	2697	2863	2449	1556	631	(74)	18214	103	255	424	623	
B) <u>Uso de Recursos</u>																
13) Edificación	16591	2000	4144	2015	2485	2597	2136	1214								
14) Int. de Const.	1761		119	160	212	266	313	342	349							
15) Pago Créd Revolvente	18352											18352				
16) Pago Créd a Largo Pzo.	16252												73	255	424	623
17) USOS TOT.	52956		6263	2175	2697	2863	2449	1556	349			18352	173	255	424	623
18) SOBRANTES ACUM. DE CAJA	11843															
										282	208	70				

ESTADO DE RESULTADOS
(Continuación)

CONTINUACION	8o. año	9o. año	10o. año	11o. año	12o. año	13o. año	14o. año	15o. año	16o. año	17o. año	18o. año	19o. año	20o. año	TOTAL 20 AÑOS
I. <u>ING. RENTAS</u>	2884	3115	3364	3633	3924	4283	4577	4943	5339	5766	6227	6725	7263	73976
II. <u>GASTOS</u>														
1) Gtos. Corr	577	623	673	727	785	848	915	989	1068	1153	1245	1345	1453	14798
2) Gtos. Fin	1367	1288	1185	1081	967	835	682	507	306	78				15952
3) Gtos. Cap.	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	1620
4) Dep+Amort.	526	526	526	526	526	526	526	526	526	526	526	526	526	9730
5) GASTOS TOT.	2560	2527	2474	2424	2368	2299	2213	2212	1990	1847	1861	1961	2069	42100
6) Ing. antes de Imp.	324	588	890	1209	1556	1939	2364	2831	3349	3919	4366	4764	5194	31876
7) Impuestos	0	0	286	508	653	814	993	1189	1406	1646	1834	2001	2181	13511
III. <u>INGRESO NETO</u>	324	588	604	701	903	1125	1371	1642	1943	2273	2532	2763	3013	18365
IV. <u>APLICACION DE FONDOS</u>														
A) <u>Recursos</u>														
8) Ing. Neto	324	588	604	701	903	1125	1371	1642	1943	2273	2532	2763	3013	18365
9) Crédito Revolvente														18352
10) Inver. Cap.														2100
11) Créd. a L. Plazo														16252
12) Dep.+Amort.	526	526	526	526	526	526	526	526	526	526	526	526	526	9730
RECURSOS TOTALES	850	1114	1130	1227	1429	1651	1897	2168	2469	2799	3058	3289	3539	64799
B) <u>USOS DE RECURSOS</u>														
13) Edificación														16591
14) Int. Const.														1761
15) Pago Créd. Revolvente														18352
16) Pago Créd. a L. Plzo.	850	1114	1130	1227	1429	1651	1897	2168	2469	842				16252
17) USOS TOT.	850	1114	1130	1227	1429	1651	1897	2168	2469	842				52956
18) Sobrantes acur ja										1957	5015	8304	11843	11113

ANALISIS DE IMPUESTOS ANUALES

A Ñ O S	TOTAL	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Ing. Antes de Impuestos		(54)	(664)	(423)	(271)	(102)	97	324	588	890	1209	1556	
*Amortización de pérdidas								97	324	588	208		
Ingresos Gravables											682	1209	1556
Menos Impuestos (42%)											286	508	653
Ingresos Neto (pérdida)		(54)	(664)	(423)	(271)	(102)	97	324	588	604	701	903	

Aplicación de amortización de pérdidas.

7o. año	97	54	43										
8o. año	324		324										
9o. año	588			423	165								
10o. año	208				106	102							
año													
año													
año													
año													

Pérdidas no amortizables.

0 297 0 0

* Hasta cinco años atrás.

TASA DE RETORNO DEL CAPITAL (20 AÑOS)

Inversión de Capital (3er. año)	2 100	11.4 %
Crédito a Largo Plazo	16 252	88.6 %
	18 352	100.0 %

<u>PERIODO</u> (AÑOS)	<u>INVERSION DE CAPITAL</u>	<u>* RECUPERACION DESPUES</u> <u>DE IMPUESTOS</u>	<u>VALOR PRESENTE</u> <u>AL 14.4 % ANUAL</u>	
			** <u>PARCIAL</u>	<u>ACUMULADO</u>
3	2 100	90	(2 010)	(2 010)
4		90	79	(1 931)
5		90	69	(1 863)
6		90	60	(1 802)
7		90	53	(1 750)
8		90	46	(1 704)
9		90	40	(1 664)
10		90	35	(1 629)
11		90	31	(1 598)
12		90	27	(1 571)
13		90	23	(1 548)
14		90	20	(1 527)
15		90	18	(1 509)
16		90	16	(1 494)
17		2 047	311	(1 182)
18		3 148	418	(764)
19		3 379	393	(371)
20		3 629	369	(3)

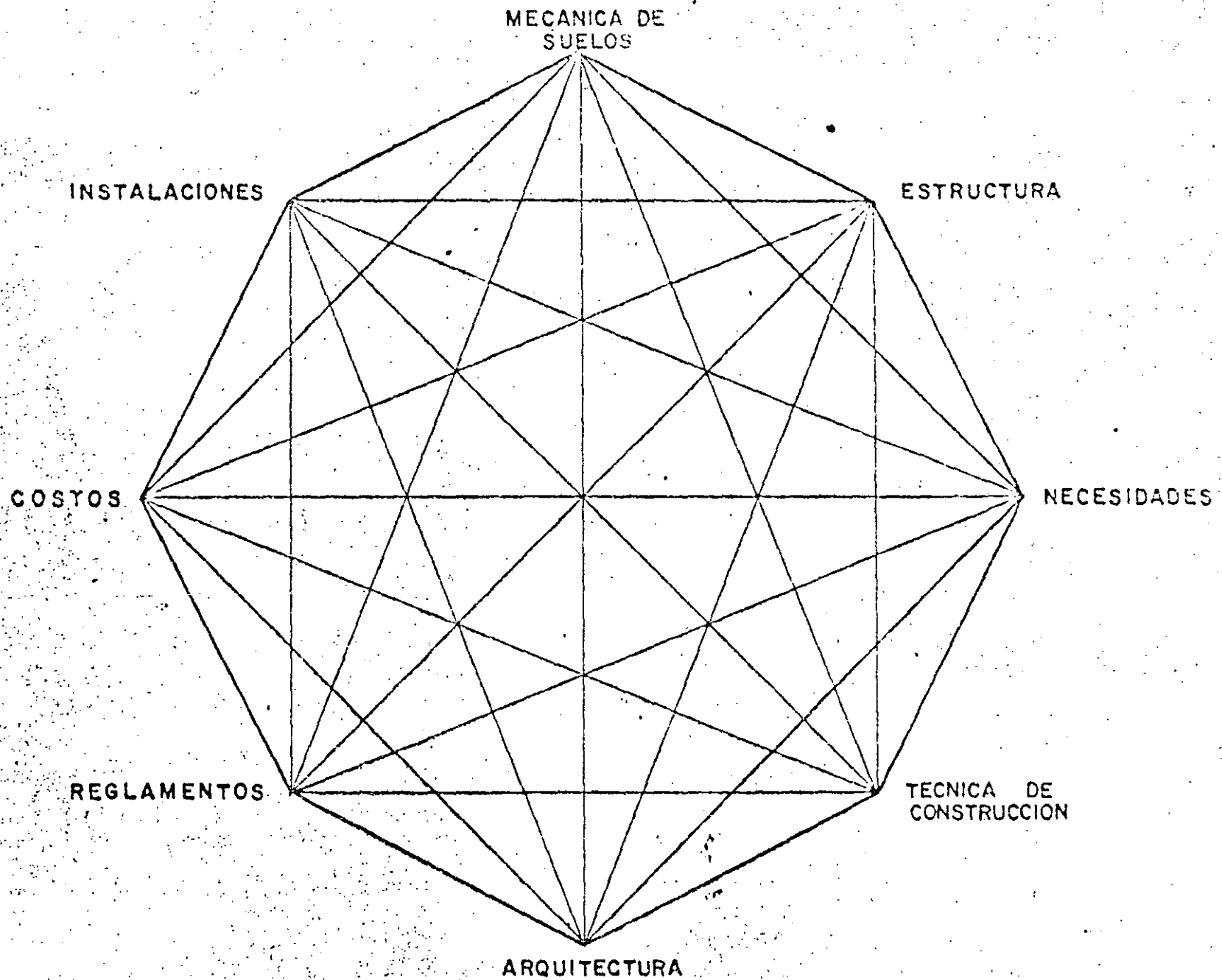
* 4.29 % Anual sobre el Capital más sobrante de caja.

Parcial = Recup. desp. de imp. X $\frac{1}{(1+0.144)^n}$

RESUMEN DE ANALISIS DE SENSIBILIDAD

Variables	BASICO 1	BASICO 2/2º	BASICO 2/3º	BASICO 3	1 A	1 B	1 C	1 D	1 E	1 F	1 G	1 H	1 I
Renta U.M./M2./mes	9.00	8.00	8.00	10.00	<u>8.00</u>	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	10.50	7.00	9.00
Ocupación en %	70/85/97	60/75/85	60/75/85	75/90/97	70/85/97	<u>60/75/80</u>	70/85/97	70/85/97	70/85/97	70/85/97	70/85/97	70/85/97	70/85/97
Inflación %/mes	1.5	2.5	2.0	1.0	1.5	1.5	<u>2.5</u>	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Imprevistos %	15	25	20	10	15	15	15	<u>25</u>	15	15	15	15	15
Inversión Capital 000 U.M.	2'100	7'000 + 500 + 100	7'000 + 300 + 300 300	1'500	2'100	2'100 + 500	2'100	2'100	<u>7'000</u>	2'100 + 175 + 200 175	2'100	2'100 + + 200 + 100	2'100
Intereses L.Plazo %/anual	9.25	10.00	12.50	7.00	9.25	9.25	9.25	9.25	9.25	<u>12.5</u>	9.25	9.25	9.25
Pago Créd. L.Plazo año Nº.	17	21	20	13	18	19	18	18	13	19	<u>15</u>	20	19
Rendimiento del Capital % (T.R.I.)	14.4	0	0	25.9	9.3	5.1	12.5	11.9	10.9	7.0	18.7	-1.4	8.3
Incremento anual Renta %	8	6	6	10	8	8	8	8	8	8	8	8	6
Pago Cap. Inicia año Nº	3	- 0 -	- 0 -	3	6	7	3	4	3	8	3	8	3

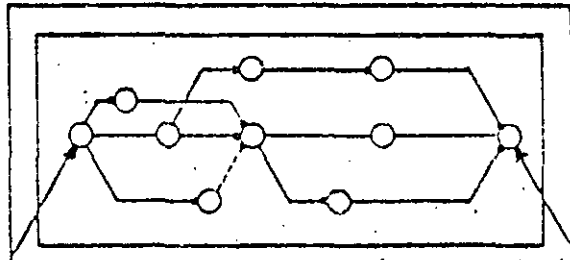
OCTAGONO DE DISEÑO



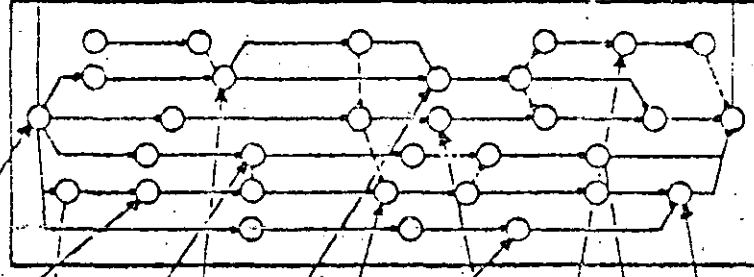
Ruta crítica/tiempo

Contabilidad de Costos

Nivel A
General
Dirección
Decisiones..



Nivel B
Resumen
Control de
Proyecto



Nivel C
Detalle
por con-
trato.

Planeación

Inversión

Criterio
Técnico.

Sitio

Diseño

Construcción

Operación

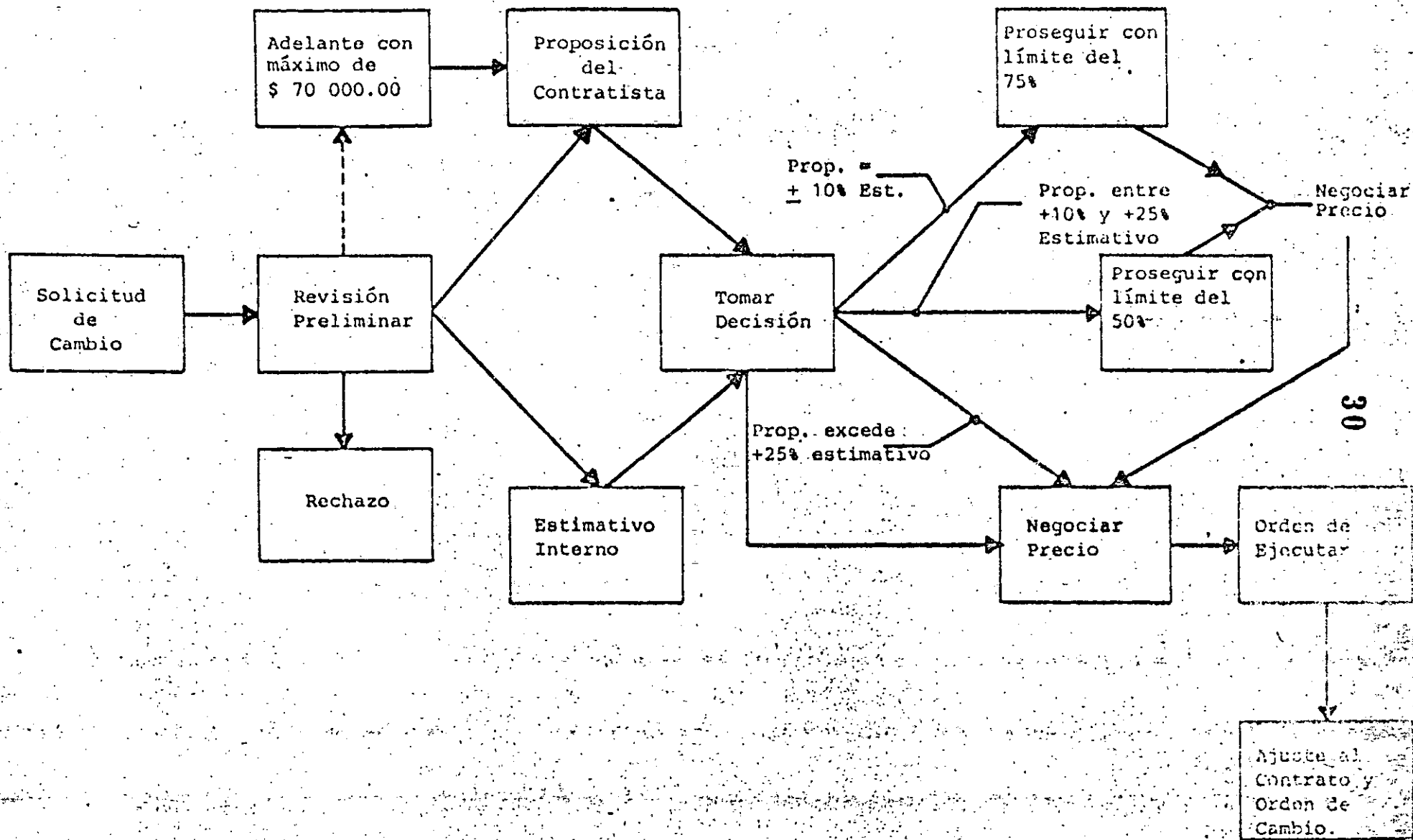
Compara-
ción.
tiempo/
costo

Por contabi-
lidad de Inge-
niería.

Totales y
Resultados
Generales.

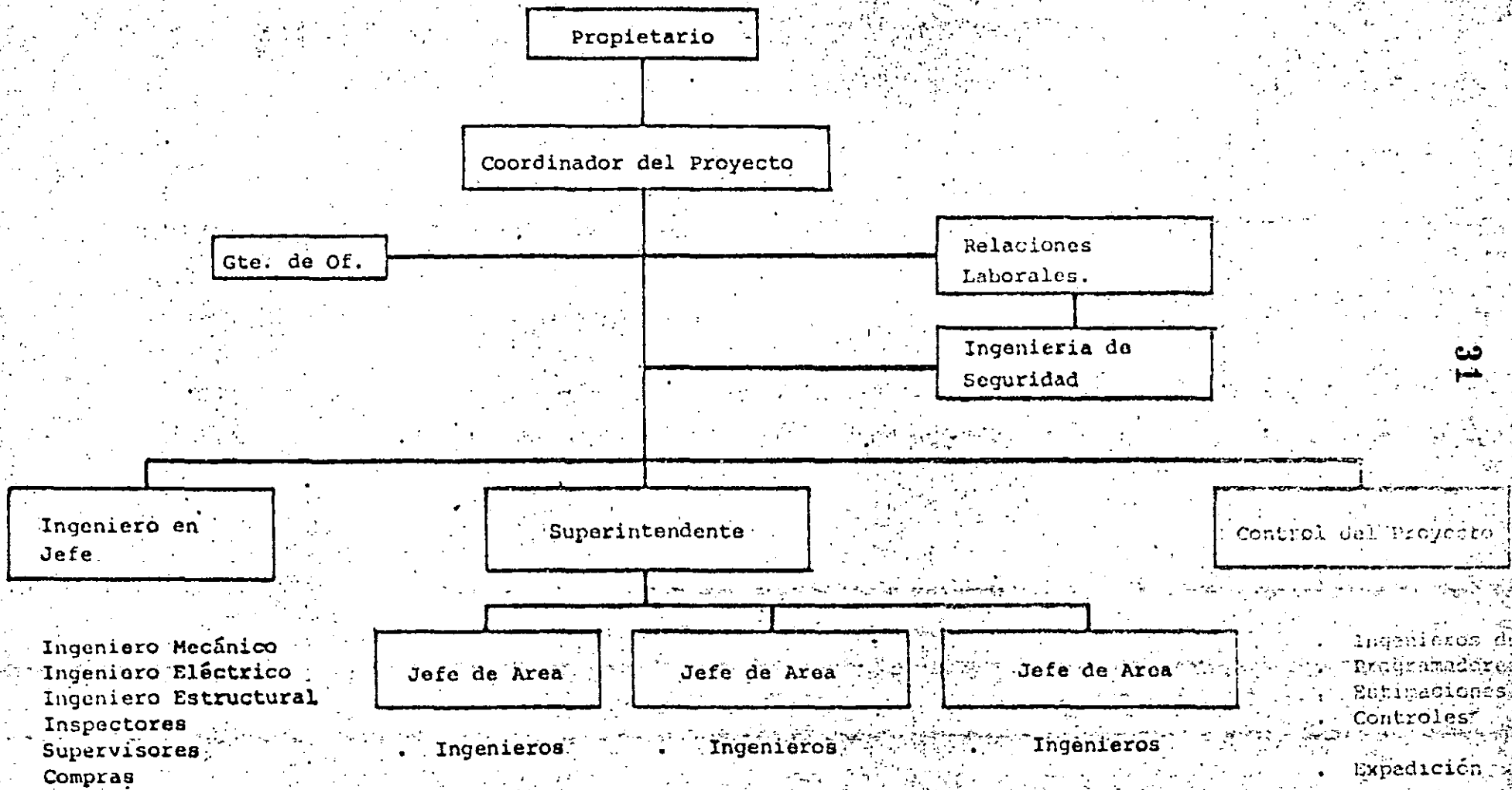
Resumen de Conta-
bilidad de cos-
tos y pago por
Contrato.

Detalle de costos
unitarios y siste-
mas de pago.

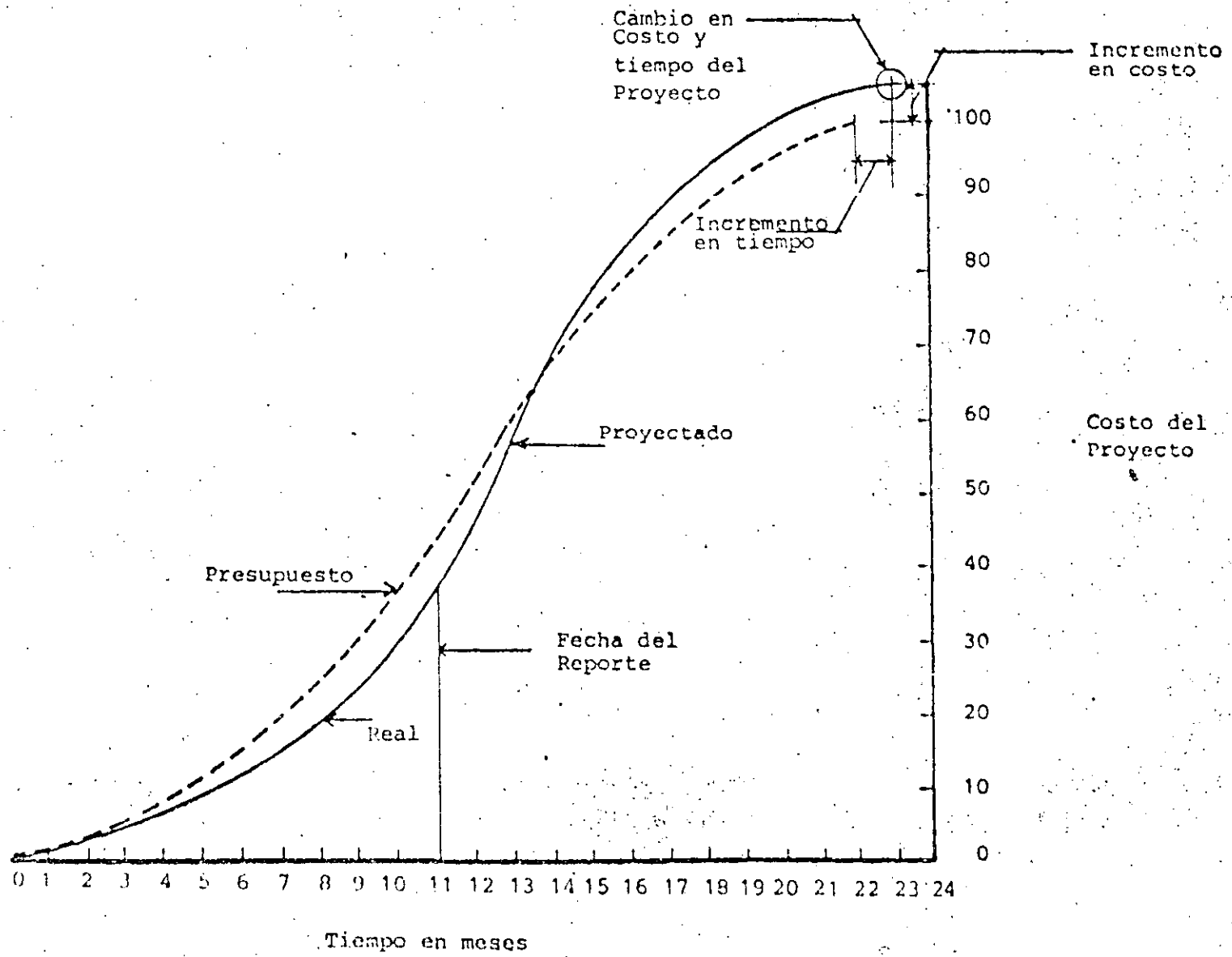


30

PROCEDIMIENTO DE ORDEN DE CAMBIO.



ORGANIGRAMA DEL PROYECTO.

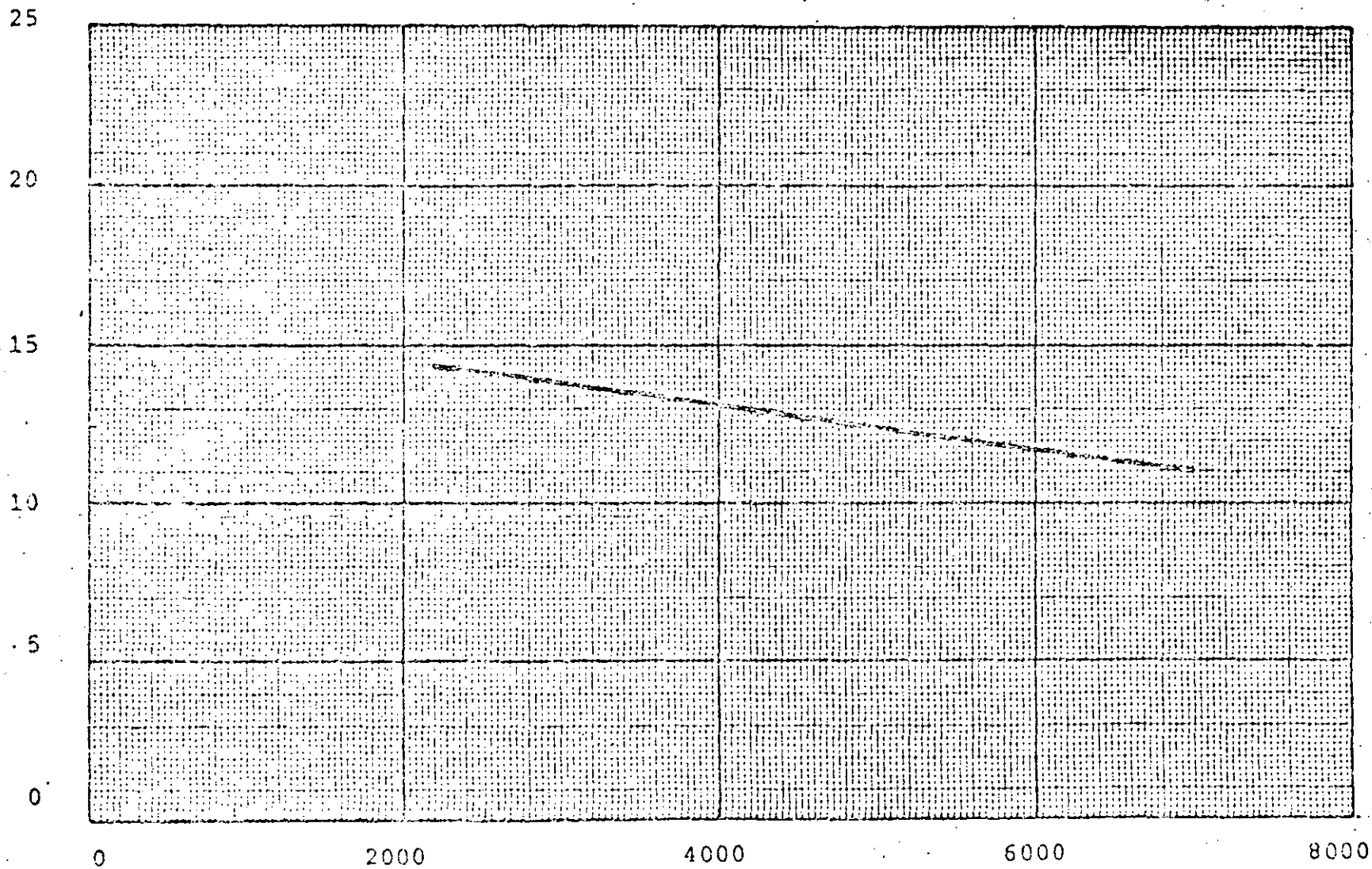


EGRESOS ACUMULADOS

-CURVA S-

TASA DE RETORNO

INVERSION DE CAPITAL/TASA DE RETORNO

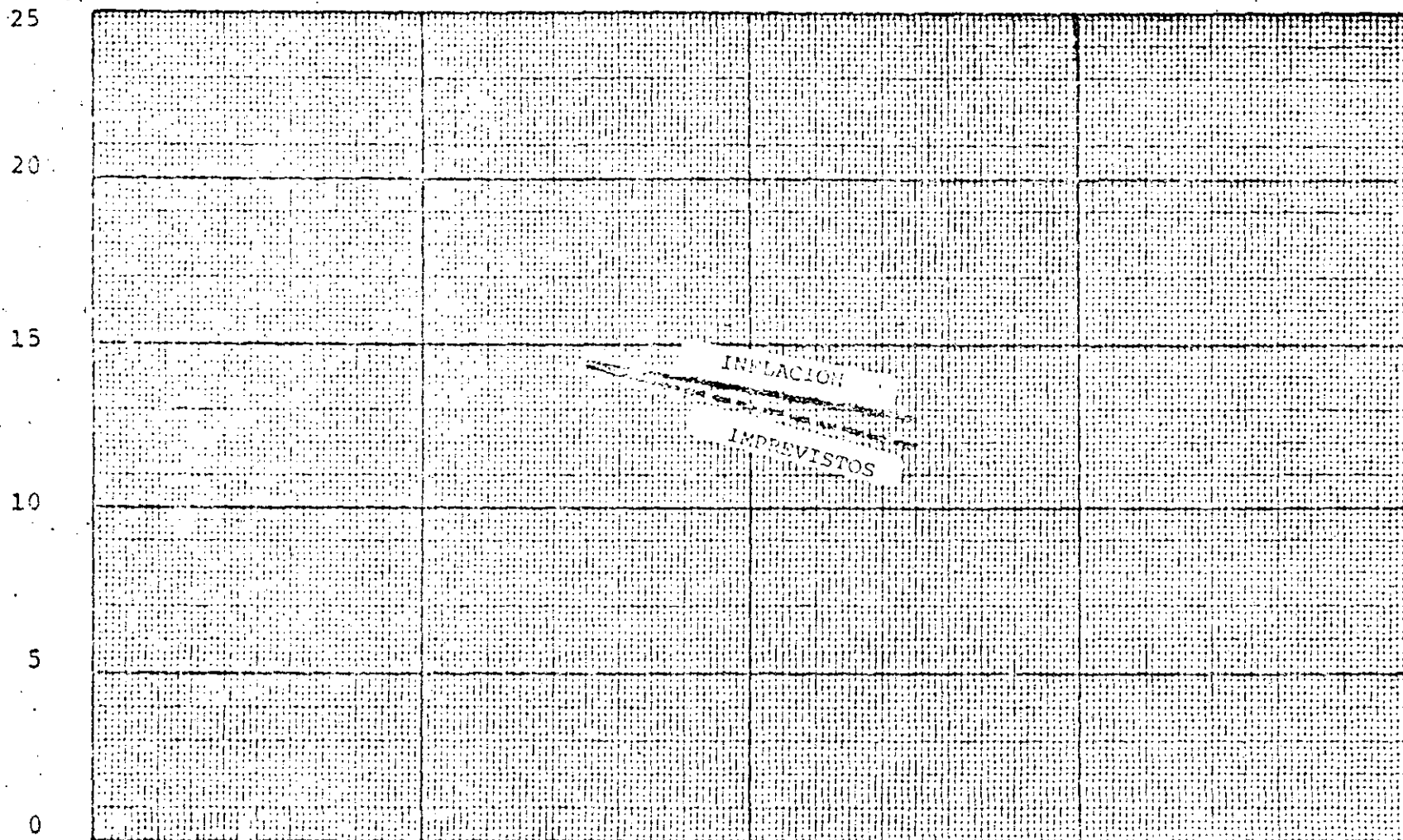


INVERSION DE CAPITAL
MILES DE U.M.

TASA DE RETORNO

8

IMPREVISTOS / TASA DE RETORNO
INFLACION / TASA DE RETORNO



0

1.0

2.0

3.0 INFLACION %/mes

0

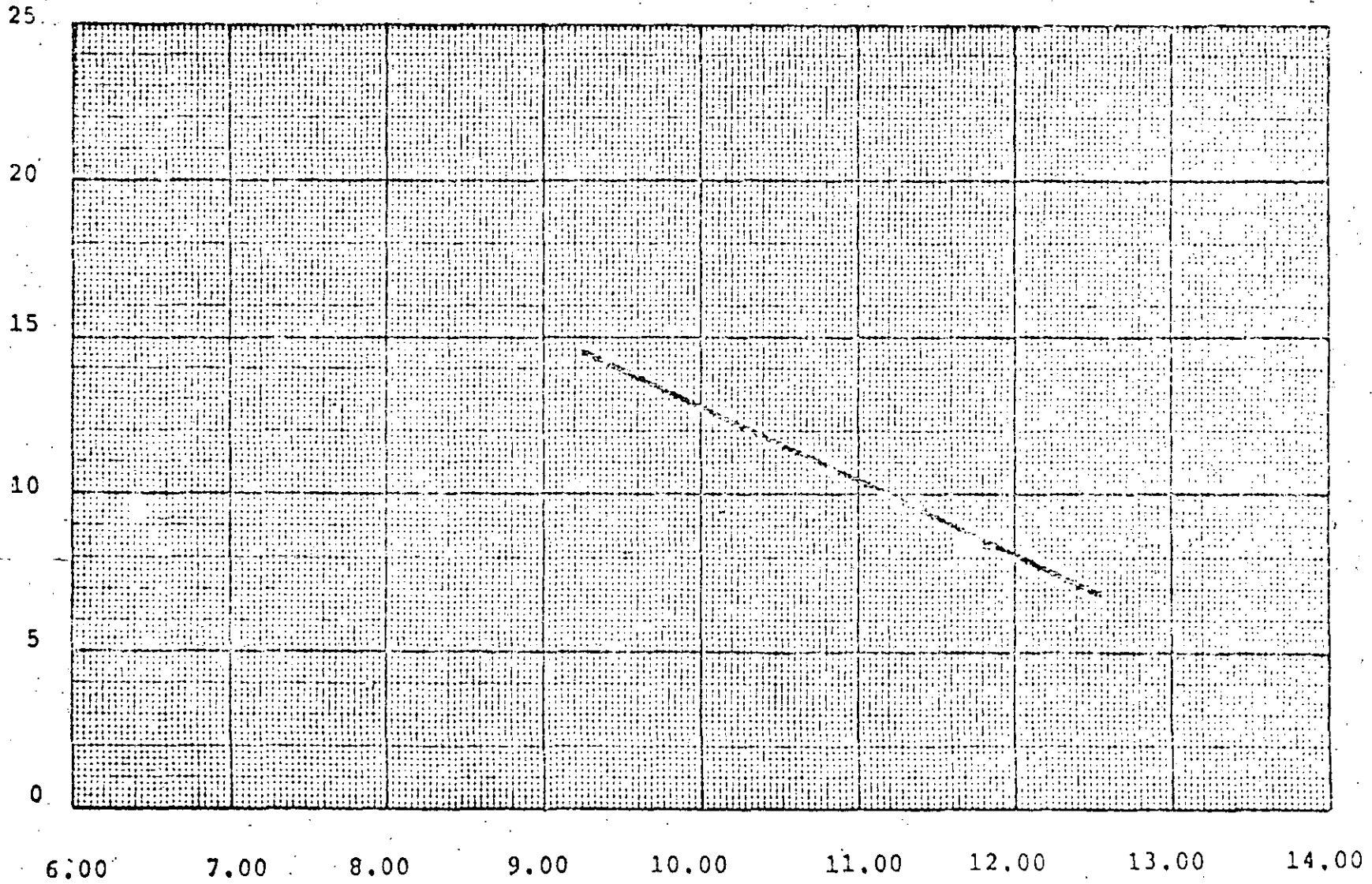
10

30 IMPREVISTOS %

44

TASA DE RETORNO

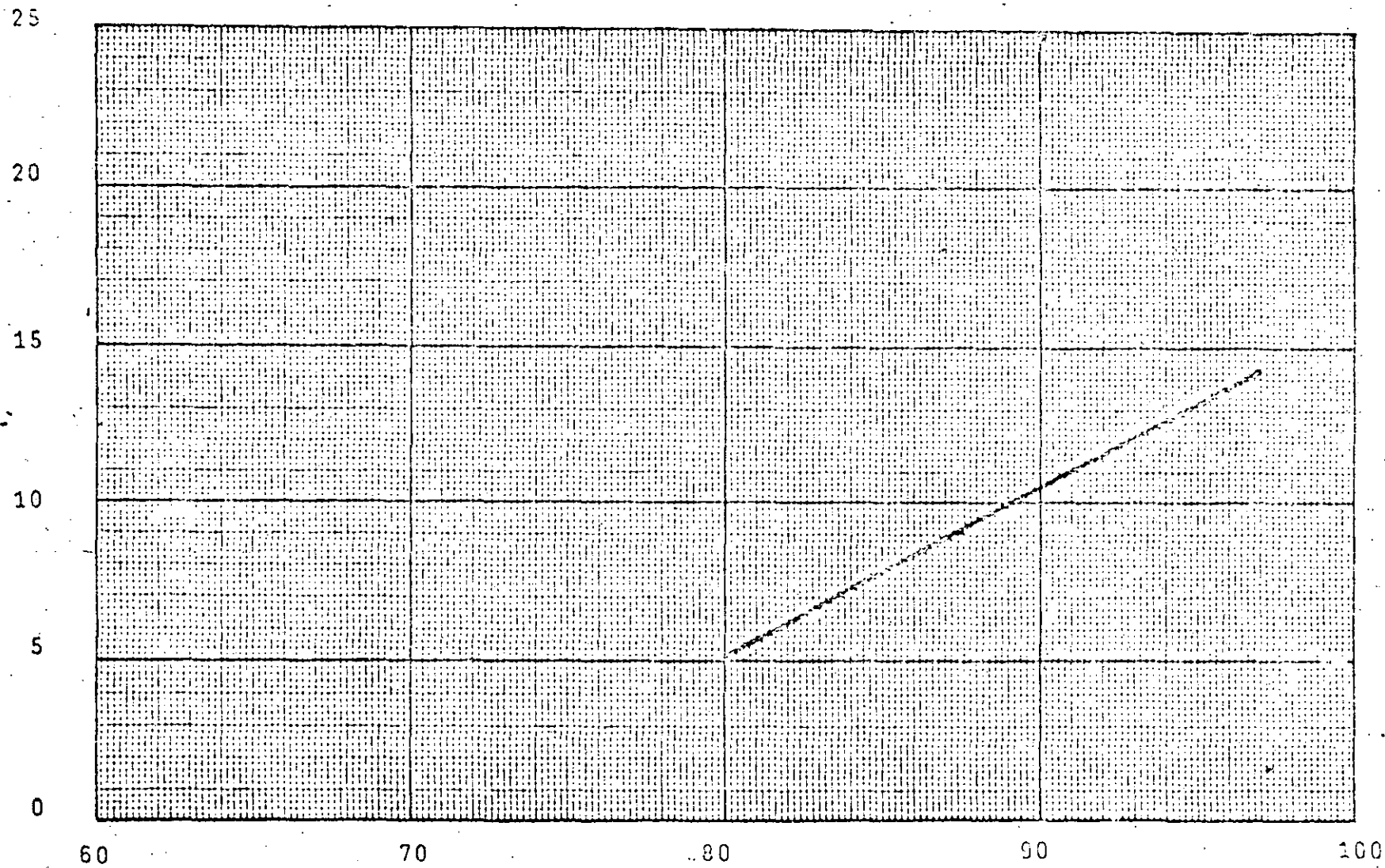
INTERESES DEL CREDITO/TASA DE RETORNO



INTERESES DEL CREDITO
% ANUAL.

TASA DE RETORNO

% OCUPACION / TASA DE RETORNO

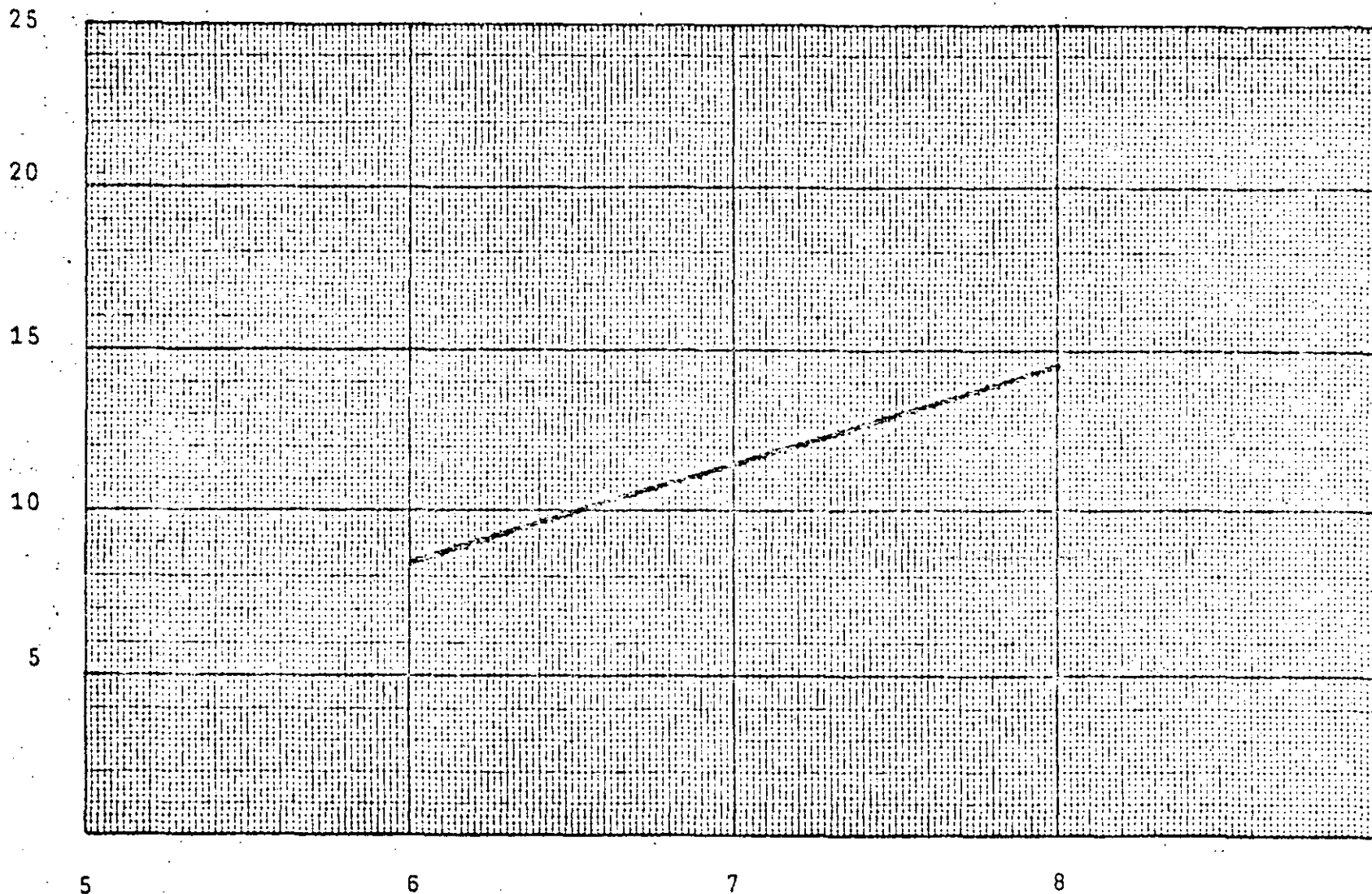


96

OCUPACION %

Tasa de Retorno

INCREMENTO ANUAL DE LA RENTA/TASA DE RETORNO

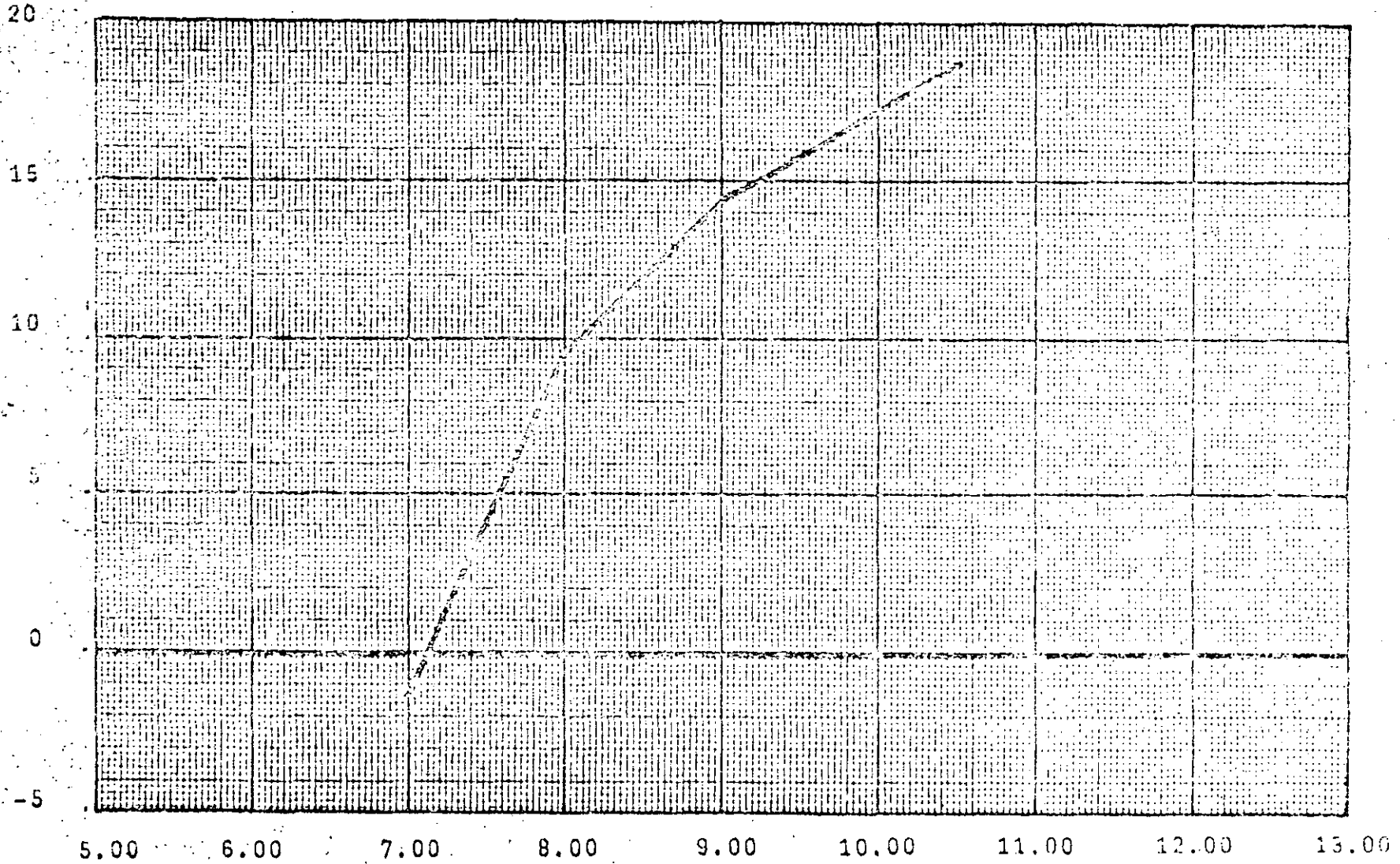


37

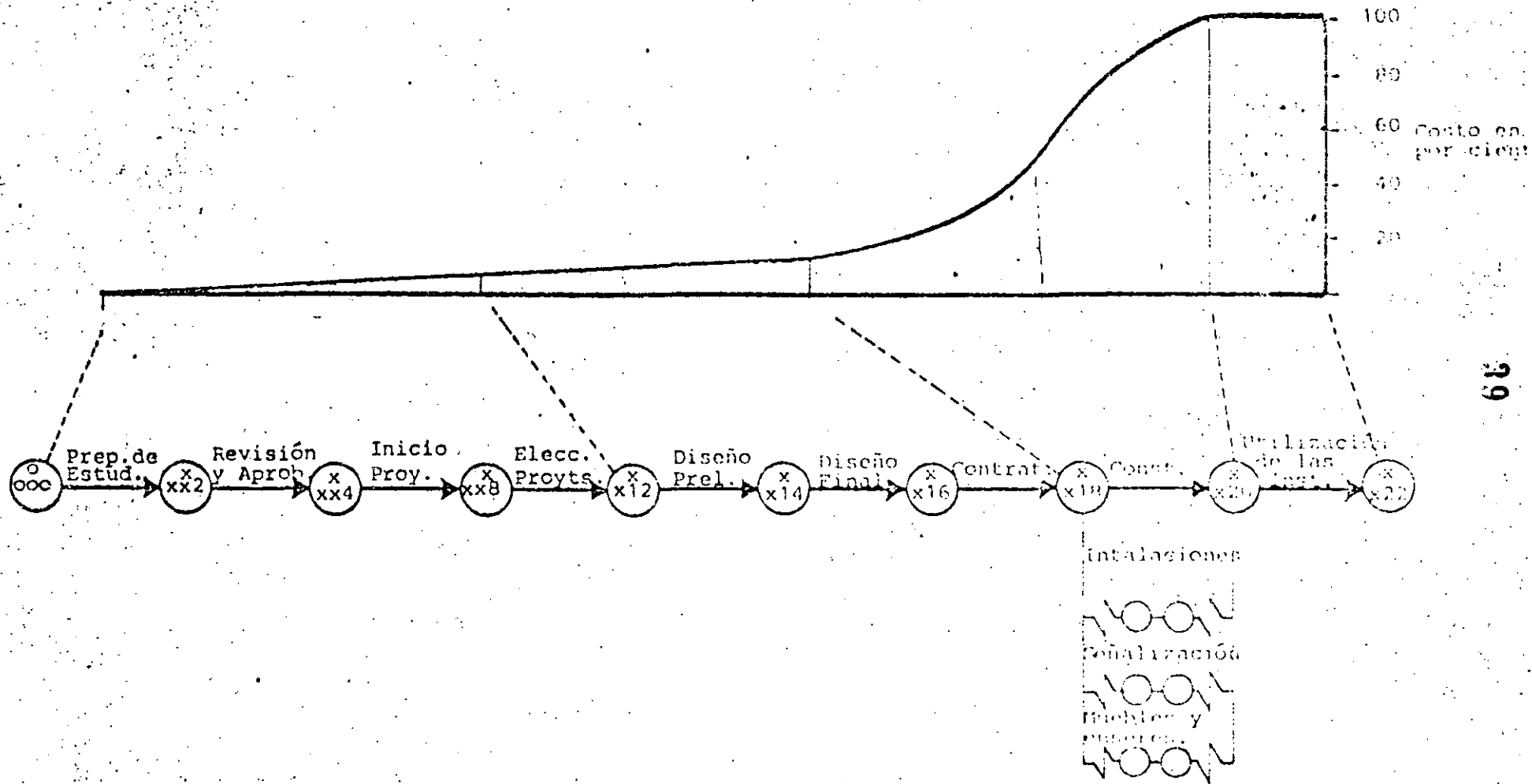
INCREMENTO ANUAL DE LA RENTA

TASA DE RETORNO

RENTA / TASA DE RETORNO

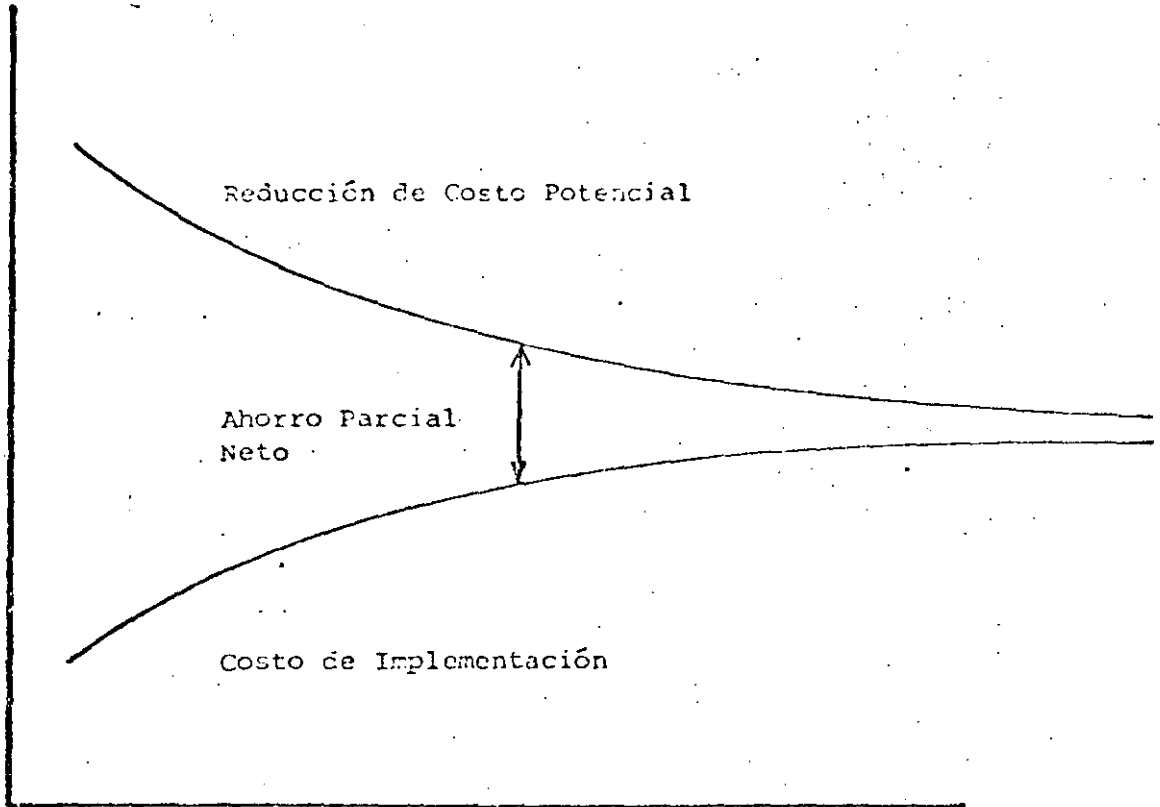


RENTA U.M./M2./MES



RELACION DE TIEMPO CONTRA COSTO

Costo en U.M.

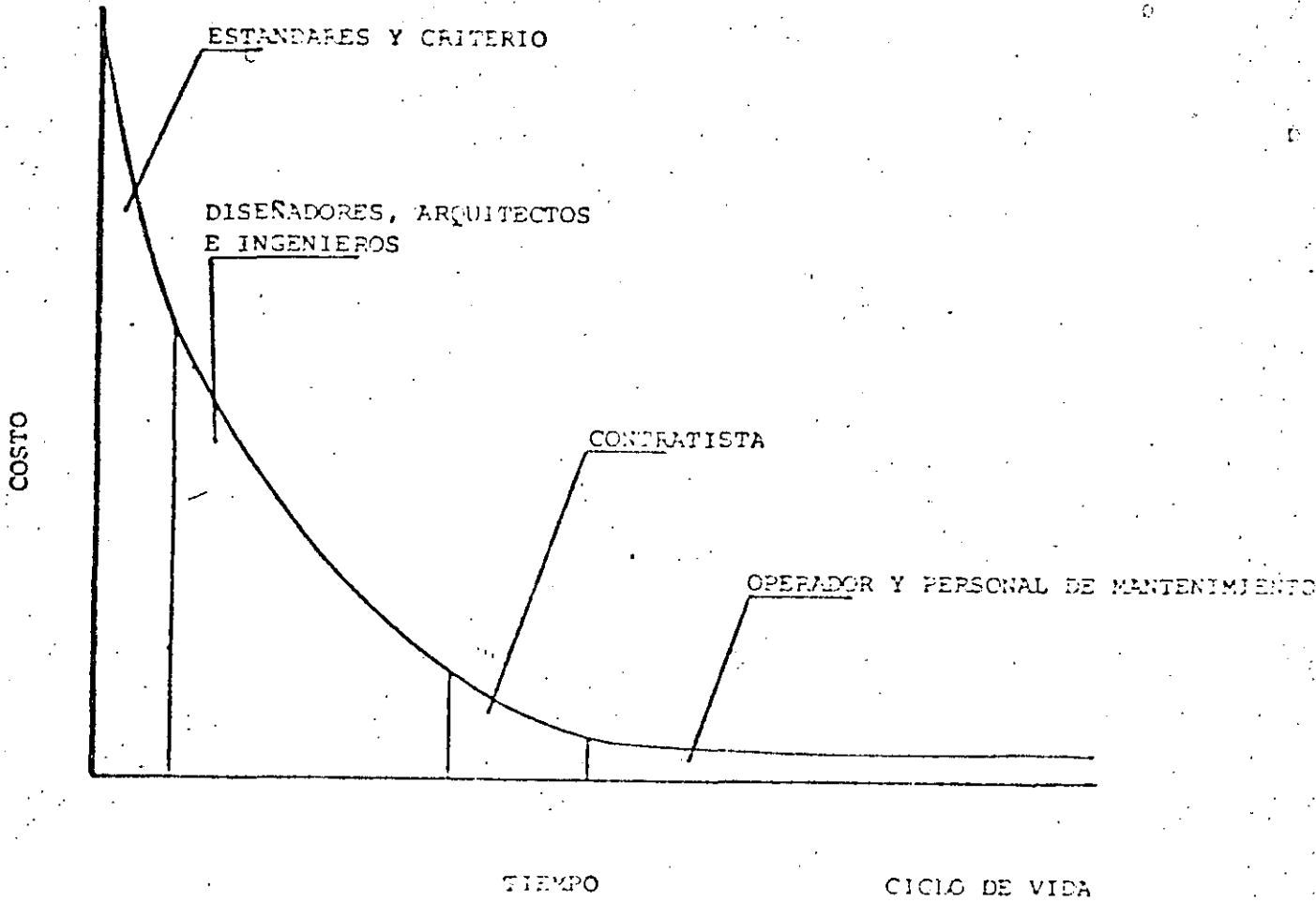


Conceptual Diseño Preliminar Diseño Final Operación

Fases del Ciclo de Vida

FASES DEL CICLO DE VIDA Y AHORRO PARCIAL.

COSTO DEL CICLO DE VIDA



INFLUENCIA DE LAS DECISIONES EN LOS COSTOS DEL PROYECTO.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS DE ALTURA MEDIA

Aspectos Generales Sobre Proyecto, Diseño y Construcción

ETAPA PRECONSTRUCTIVA

ING. RICARDO ZAMORA LAURENT

OCTUBRE, 1984.

ETAPA PRECONSTRUCTIVA
=====

(Fases y Actividades)

- I.- Planteamientos Normativos
 - 1.- Legal - Impositivo
 - 2.- Comercialización
 - 3.- Económico-Financiero
 - 4.- Administrativo-Operativo

- II.- Planeación del Desarrollo del Proyecto
 - 1.- Organigrama Ejecutivo
 - 2.- Definición de Actividades
 - 3.- Selección de Personal
 - 4.- Programa de Construcción
 - 5.- Red de Actividades
 - 6.- Programa de Inversión
 - 7.- Definición de Controles
 - 8.- Sistema Administrativo

- III.- Planos Ejecutivos
 - 1.- Programa de Necesidades
 - 2.- Definición de Anteproyecto
 - 3.- Proyecto Inicial
 - 4.- Reuniones con Especialistas
 - 5.- Reuniones con el D. D. F.
 - 6.- Definición de Anteproyecto
 - 7.- Proyecto Final
 - 8.- Presupuesto Base

IV.- Licencias y Permisos

- 1.- Alineamiento
- 2.- Número Oficial
- 3.- Zonificación
- 4.- Licencia Especial (Uso del Suelo)
- 5.- Licencia de Construcción
- 6.- Otras Licencias y Permisos.

V.- Elección de los Constructores

ETAPA PRECONSTRUCTIVA.

A esta etapa corresponden las fases que deben realizarse antes de iniciar cualquiera de las actividades de construcción del proyecto.

SE DIVIDEN EN:

I. PLANTEAMIENTOS NORMATIVOS.- Fijan las condiciones básicas en que se llevará a cabo el desarrollo del Proyecto para cumplir con los objetivos deseados.

1.- LEGAL-IMPOSITIVO.- Se analizan las posibilidades jurídicas de Asociación entre los participantes, así como las modalidades de titulación de los productos y sus consecuencias fiscales. También se revisa la titulación del terreno para fines legales y créditos.

2.- COMERCIALIZACION.- Se hacen los estudios de mercado y se estima la programación de la participación de los productos en el mismo. Se fijan las condiciones comerciales deseables para el mercado escogido, se plantea el sistema de comercialización de los productos.

3.- ECONOMICO-FINANCIERO.- Se definen las características físicas y posibilidades constitutivas de los productos de acuerdo a montos de inversión y condiciones de operación fijados. Los análisis económico financieros determinan la rentabilidad de las varias alternativas posibles para el desarrollo del Proyecto, previendo el origen y la aplicación de los recursos necesarios. El análisis de sensibilidad económica de las alternativas, permite tomar la decisión más conveniente para los propietarios.

- 4.- ADMINISTRATIVO - OPERATIVO.- El análisis de las condiciones económicas de operación y mantenimiento del proyecto permite diseñar e implementar el sistema administrativo del mismo.

Con el proceso iterativo de estas actividades se alcanza un equilibrio razonable para el éxito del proyecto.

II.- PLANEACION DEL DESARROLLO DEL PROYECTO.- Se definen con precisión las actividades que se tiene que realizar, como se van hacer, cuando y en que tiempo se tienen que hacer y a que costo, quien es responsable de que, como se controla su ejecución tanto en calidad como en costo, así como las líneas de mando.

- 1.- ORGANIGRAMA EJECUTIVO.- Se fija el tipo de organización más adecuado para la realización del Proyecto, primeramente a nivel jerárquico medio y alto, para después de acuerdo con cada responsable directo, llegar al nivel de ejecutores.
- 2.- DEFINICION DE ACTIVIDADES.- Cada responsable define las actividades a su cargo fijando tiempo, costos, secuencias (red) y demás características. Posteriormente las ajusta de acuerdo con su jefe, y finalmente se integran en el programa general del Proyecto.
- 3.- SELECCION DE PERSONAL.- Se habrán previamente determinado las características deseables de cada responsable, el cuál seleccionará después a su personal, de modo semejante a como se hizo con él.
- 4.- PROGRAMA DE CONSTRUCCION.- Puede realizarse preliminarmente sin la participación de los constructores, pero deberá afinarse con ellos una vez elegidos, ya que son la base para alcanza el término a tiempo del proyecto.

- 5.- RED DE ACTIVIDADES. - Se realiza la secuencia de actividades, considerando las simultaneidades posibles de acuerdo a los procedimientos de ejecución de todo el proyecto y holguras de la red, para que combinada con los costos, se defina el programa de inversión.
- 6.- PROGRAMA DE INVERSION. - Se refiere al flujo de efectivo para realizar el desarrollo del Proyecto. Se toma el presupuesto base como origen del programa, ajustándolo una vez que se tiene el presupuesto de los constructores y considerando márgenes de seguridad para la inflación pronosticada.
- 7.- DEFINICION DE CONTROLES. - Consiste en la fijación de los informes y reportes que deberán llevarse para la buen dirección del Proyecto, así como establecimiento del flujo de la información de la determinación de los SI hacer y NO hacer.
- 8.- SISTEMA ADMINISTRATIVO. - Establecer la forma administrativa y contable que debe llevarse en el Proyecto para su fácil consolidación dentro de los sistemas normales de la matriz, tales como, coincidencia de fechas de reportes, igualdad de políticas, uniformidad en información, etc.

III.- PLANOS EJECUTIVOS. - La construcción sólo puede realizarse contra un proyecto totalmente definido a través de planos, especificaciones y presupuesto.

- 1.- PROGRAMA DE NECESIDADES. - De acuerdo a los resultados de los Planteamientos Normativos se establecen las necesidades del Proyecto, fijándose las áreas de cada una tomando en cuenta los criterios de comercialización y de operación establecidos.

- 2.- DEFINICION DEL ANTEPROYECTO.- Se establecen anteproyectos arquitectónicos de acuerdo con las necesidades, considerando de una manera preliminar todas las condicionantes que les afecta (reglamentos de operación, comercialización, mecánica de suelos, estructuras, etc.)
- 3.- PROYECTO INICIAL.- Una vez elegido el anteproyecto que presenta el mayor número de ventajas para los propietarios, se procede a desarrollarlo con mayor profundidad, con vistas a un análisis por las autoridades por una lado, y por los especialistas en diversas disciplinas por otro (estructuristas, instalaciones, mecánica de suelos, etc).
- 4.- REUNIONES CON ESPECIALISTAS.- Se analiza el proyecto inicial arquitectónico con los especialistas, quienes dan sus puntos de vista al mismo, señalando la forma de optimar cada una de las disciplinas interesadas, siempre buscando el equilibrio económico a través de un proceso iterativo.
- 5.- REUNIONES CON EL D.D.F.- Se presenta a las Autoridades el proyecto primeramente, para después oficialmente hacerlo al solicitar las licencias respectivas. Las pláticas permiten la aprobación del proyecto de acuerdo al reglamento interior que tienen las distintas personalidades del Departamento.
- 6.- DEFINICION DEL PROYECTO.- Se fijan las ideas y conceptos equilibrantes económicos del proyecto que todos los participantes han manifestado y se aprueba por los propietarios para su siguiente etapa de desarrollo.

- 7.- PROYECTO FINAL. - De él saldrán los planos ejecutivos y especificaciones del proyecto, que se emplearán.
- 8.- PRESUPUESTO BASE. - Se cubica en detalle Proyecto y se establecen los costos que servirán de referencia para su valuación.

IV.- LICENCIAS Y PERMISOS. - Se requieren legalmente para iniciar la construcción:

- 1.- Alineamiento.
- 2.- Número Oficial. - Ambos son requisitos sencillos que deben tenerse para cualquier trámite.
- 3.- ZONIFICACION. - Permite tener una primera impresión de como piensa el Departamento respecto a la construcción que se desea realizar.
- 4.- LICENCIA ESPECIAL. - Por su importancia, esta edificación requiere de este trámite adicional de zonificación o uso de suelo, a fin de que la Ciudad tome en cuenta sus necesidades.
- 5.- LICENCIA DE CONSTRUCCION. - Trámite normal.
- 6.- OTRAS LICENCIAS Y PERMISOS. - Los requeridos.

V.- ELECCION DE LOS CONSTRUCTORES. - Con el presupuesto base, los planos ejecutivos y las especificaciones, se proceda a seleccionar a los constructores, apoyandose en la capacidad constructiva, técnica, económica y seriedad de las empresas que presente presupuestos basados en las cubi- caciones que se elaboren para el proyecto, la contratación se hará cuidadosamente para establecer desde el inicio bases firmes, estables, cordiales y positivas respecto del Proyecto.

EDIFICIO TÍPICO DE OFICINAS

O B J E T I V O

	<u>MILES DE U.M.</u>	<u>%</u>
1.- <u>Inversión</u>		
a) Terreno	⊕ 2 000	14.3
b) Proyecto	532	3.8
c) Estudios	280	2.0
d) Licencias y Permisos	210	1.5
e) Administración del Negocio	280	2.0
f) Financiamiento (durante construcción) al 12% anual	1 920	13.7
		} 9.3 %
24% x 2 000 = 480 ⊕		
12% x 12 000 = 1 440		
	SUMA:	
	5 222	37.7 %
g) Construcción (C)	8 778	62.7 %
Inversión Total (I)	14 000	100.0 %
	=====	=====

Fórmula de la Inversión Total:

$$I = 2 480 + 0.093 + 0.12 (I - 2 000) + C$$

$$I = (C + 2 240) \div 0.787 \text{ (en miles U.M.)}$$

2.- Costos Estimados

a) Oficinas	360 U.M. / M2.
b) Servicios	360 U.M. / M2.
c) Estacionamiento	180 U.M. / M2.
Promedio:	305 U.M. / M2.

3.- Superficie construible

$$\frac{8 778 000 \text{ U.M.}}{305 \text{ U.M./M2.}} = 28 800 \text{ M2. apróx.}$$

4.- Relaciones de Areas

Construcción Total = Ct
Area rentable Total = Art
Area rentable neta = Arn
Area rentable circulación = Arc
Servicios totales = S
Estacionamiento = E
Espacio por auto = e

Ct = Art + S + E
Art = Arn + Arc, de donde: Arn = Art - Arc
S = Variable de 0.15 a 0.20 Art
E = Arn $\frac{e}{50 \text{ M2.}}$ (por reglamento)
e = Variable entre 27 y 35 M2.
Arc = Variable entre 0.12 y 0.18 Art

Sustituyendo los valores medios:

E = (Art - Arc) $\frac{e}{50}$ = 0.85 Art $\frac{e}{50}$
Ct = art + 0.18 Art + 0.85 Art $\frac{31}{50}$

RELACIONES

a) Ct = 1.707 Art b) Art = 0.586 Ct
c) E = 0.309 Ct d) S = 0.105 Ct

5.- Distribución Preliminar de Areas

	M2.	%
a) Area construída total	28 800	100.0
b) Area rentable total	16 900	58.6
c) Area para estacionamiento	8 900	30.9
d) Area de Servicios	3 000	10.5

6.- Consideraciones

6.1.- Area rentable neta

85% x 16 900 = 14 365 M2.

6.2.- Planta tipo más comercial

de 800 a 1 000 M2.

con 18 a 20 Mts. de ancho

$$\text{de donde } \frac{16\ 900 + 3\ 000}{900} = 22.1 \text{ plantas}$$

6.3.- Area de Estacionamiento

a) Espacio por auto: 31 M2.

b) Necesidades de estacionamiento por Reglamento:
1 auto/50 M2.

De donde:

$$\frac{14\ 365 \text{ M2.}}{50 \text{ M2.}} = 287 \text{ autos}$$

c) Excavación máxima deseable por mecánica de suelos:

12.90 Mts.

d) Plantas Sótano

$$\frac{12.90 \text{ m.} - 2.50 \text{ (cimentación)}}{2.50 \text{ m.}} = 4 \text{ plantas}$$

6.4.- Area de servicios (incluyendo dos escaleras)

15 % al 20 % area rentable total

$$16\ 900 \times 18 \% = 3\ 042$$

6.5.- Area de implantación

Del 50 % al 60 % del terreno

$$55 \% \times 1\ 700 = 935 \text{ M2. de implantación}$$

Si se considera terreno de 1 700 M2. en cabeza de manzana en la Av. R entre las calles O y P.

6.6.- Densidad Ocupación

10 M2. / persona

16 900 M2. \div 10 M2. / persona = 1 690 personas.

6.7.- Densidad Urbana

Calle O : 12 m. de ancho

Calle P : 20 m. de ancho

Av. R : 100 m. de ancho

40 + $\frac{1}{2}$ (calle O + calle P) = 56 Mts.

44 + $\frac{1}{2}$ (Av. R) = 94 m.

$$\frac{1\ 700}{0.56 \times 0.94} = 3\ 210 \text{ personas / hectárea}$$

6.8.- Uso del Terreno

16 900 M2. \div 1 700 M2. = 9.9 usos

114 000 U.M. \div 16 900 M2. = 828.40 U.M. / M2.

EDIFICIO TIPICO DE OFICINAS

A.- Restricción calle 0

1.- Altura máxima de construcción:

dos veces el ancho de Calle 0 = 24 Mts.
Número de plantas apróx. = $\frac{24}{3} = 8$ plantas

2.- Plantas de 40 x 41.5 = 1,660 M2. (de acuerdo a croquis preliminar)

Excavación posible (flotación) : 9.2 Mts.

$\frac{9.2 \text{ m.} - 2 \text{ m.}}{2.5 \text{ m.}} = 3$ plantas de 2.5 Mts. de entrepiso.

3.- Total de Construcción

Planta	1 660
Pozo de Luz	<u>169</u>
	1 491 M2.

1 491	x	8 plantas	11 928
1 700	x	3 sótanos	<u>5 100</u>
			17 028 M2.

4.- Distribución de Areas

Rentable total	9 978 M2.	58.6 %
Estacionamiento	5 262 M2.	30.9 %
Servicios	<u>1 788 M2.</u>	<u>10.5 %</u>
Construcción Total	17 028 M2.	100.0 %

Plantas de Estacionamiento

$\frac{5 262}{1 700} = 3.2$ plantas

5.- Costo Estimado (miles de U.M.)

9 978	x	250 U.M. / M2.	=	2 495
5 262	x	180 U.M. / M2.	=	947
1 788	x	250 U.M. / M2.	=	<u>447</u>
				3 889 U.M.

Inversión Total $\frac{3 889 + 2 240}{0.787} = 7 788$ U.M.

6.- Uso del Terreno

9 978 M2.	÷	1 700 M2.	=	5.9 usos
7 788 U.M.	÷	9 978 M2.	=	780.52 U.M. / M2.

1940

1940

1940

1940

1940

1940

1940

1940

1940

1940

1940

1940

1940

1940

DIRECTORIO DE ALUMNOS DEL CURSO: EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA: Aspectos Generales sobre Proyecto, Diseño y Construcción Octubre de 1984.

1. ARMANDO BECERRIL AGUIRRE
CIA. DE LUZ Y FZA. DEL CENTRO
TLALOC NO.90-2°
TLAXPANA
MEXICO, D.F.
592 37 18
AVE. 5 DE MAYO NO.97
BARRIO XALTOCAN
XOCHIMILCO, D.F.
16090MEXICO, D.F..
676 10 71
2. MARIO ALBERTO BRITO MORAN
TESORERIA DEL D. D. F..
NIÑOS HEROES ESQ. DR. LAVISTA
DOCTORES
CUAUHTEMOC
MEXICO, D.F..
761 45 58
EDIF. F L ENT.2 DEPTO.34
U. PLATEROS
XICOAC
A.OBREGON
08720 MEXICO, D.F..
593 39 57
3. JUAN CUENCA DIAZ
U. A. DEL ESTADO DE MEXICO
INSTITUTO LITERARIO 100
CENTRO
TOLUCA, MEXICO
49670
MARIANO MATAMOROS 702
FRANCISCO MURGUIA
TOLUCA, MEX.
4. E. MANUEL DE LA O.
CIA. DE LUZ Y FUERZA DEL CENTRO
TLALOC 904° PISO
ANAHUAC
M. HGO.
MEXICO, D.F..
546 46 17
JILGUERO 5
LAS ARBOLEDAS
TLALNEPANTLA, EDO. DE MEX.
379 31 09
5. DAVID ESTEFAN GARFIAS
BENITO JUAREZ 101 ROSAS 3
FRACC. LOS ROBLES
COYOACAN
MEXICO, D.F..
677 52 60
6. JOSE FRIAS DIAZ
UNIVERSIDAD AUTONOMA DEL
EDO. DE MEXICO
CONSTITUYENTES 100
CENTRO
TOLUCA, MEX.
4 08 55
MANUEL ACUÑA 306
PROGRESO
TOLUCA
50015 MEXICO
7 47 05
7. HECTOR GOMEZ BARRON
CIA. DE LUZ Y FZA. DEL CENTRO
TLALOC 90-2°
TLAXPANA
MEXICO, D.F..
592 37 18
LOMA DEL CONVENTO 40
LOMAS DE TARANGO
ALVARO OBREGON
MEXICO, D.F. 01620
593 4142

8. LUIS RUBEN HERNANDEZ LAVIE
DIR. GRAL. DE O. MARITIMAS
PROVIDENCIA 807
DEL VALLE
COYOACAN
11600 MEXICO,DF.
523 28 15
- EMILIO CARRANZA 102
CONTRERAS
MAGDALENA CONTRERAS
10910 MEXICO,D.F.
568 44 67
9. RUBEN HUITRON PIMENTEL
STC
DIR. GRAL. VIAS FERREAS
EUGENIA 197-8° PISO
VERTIZ NARVARTE
B. JUAREZ
MEXICO,D.F.
696 51 54
- LAUREL 1 LOTE 47 MANZ. XIII CASAS
LOS REYES EXTACALA
TLALNEPANTLA, EDO. DE MEX.
54090 MEXICO
565 99 46
10. HECTOR IVAN RESENDIZ
AEROPUERTOS Y SERVICIOS AUXILIARES
AV. 602 NO.161
SAN JUAN DE ARAGON
MEXICO,D.F.
571 07 21
- ABEDUL 23
FRACC. PRADOS DE ARAGON
NEZAHUALCOYOTL ,EDO. DE MEX.
57170 MEXICO
11. ENRIQUE LOPEZ DE RIVERA MARTINEZ
OTE. 102 # 2907
COL. RAMOS MILLAN
IXTACALCO
08000 MEXICO,D.F.
12. FEDERICO ROGELIO LOPEZ RAMIREZ
S.C.T.
INS. SUR 664-5°
DEL VALLE
CUAUHTEMOC
MEXICO,D.F.
523 65 83
- CANARIOS 9
PARQUE RESIDENCIAL
COACALCO
55700 MEXICO,D.F.
875 37 57
13. LUIS MEDINA CHAN
INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO
EJE CENTRAL LAZARO CARDENAS 152
IND. VALLEJO
G.A. MADERO
07720 MEXICO,D.F.
567 66 00 EXT.20559
- EDIF. 82 ENTRADA-K DEPTO. 103
LINDAVISTA
VALLEJO
G.A. MADERO
07720 MEXICO,D.F.
567 33 52
14. ALFONSO MIRANDA JUAREZ
PUACSA
TONALA 239
ROMA
MEXICO,D.F.
584 40 39
15. J. CAMILO MIRANDA TORRES
ALICAMA 14
LOMAS DE CHAPULTEPEC
M. HIDALGO
11000 MEXICO, D.F.
520 6565

16. DANIEL MAXIMINO RENDON VASQUEZ
CENTRO ELECTRICO DE OAXACA S. DE R. L. DE C.V.
LAS CASAS 309 20 de Noviembre 906
CENTRO Centro
OAXACA, OAX. Oaxaca, Oax.
68000 MEXICO 68000 México
6 23 51 6 37 70

17. LORENZO REYES IBARRA
COMISION DE ECOLOGIA
D. D. F. José Mariano Beristain y Souza 4
V. Piedad
Iztacalco
08200 México, D.F.
519 83 52

18. RAUL VAZQUEZ ALFARO
RESINA 94 DEP. 404
CENTRO
CUAUHTEMOC
MEXICO, D.F.
522 38 99