

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
 CURSOS ABIERTOS
XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA
MODULO III DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS
 Del lo. al 11 de julio de 1994.

F E C H A	H O R A R I O	T E M A	P R O F E S O R
Viernes 10.	17;00 a 21;00 hrs.	Estructuración y desempeño observado	M. C. Enrique del Valle
Sábado 2	9;00 a 13;00 hrs.	Criterios de diseño sismico	Dr. Eduardo Miranda
Lunes 4	17;00 a 21;00 hrs.	Modelación y análisis sismico de edificios	Ing. Jaime Antoniano
Martes 5	17;00 a 21;00 hrs.	Diseño sismico de estructuras de acero	Ing. Oscar de Buen
Miércoles 6	17;00 a 21;00 hrs.	Diseño sismico de estructuras de concreto	Dr. Roberto Meli Piralla
Jueves 7	17;00 a 21;00 hrs.	Diseño de estructuras de concreto prefabricado y presforzado	Dr. José Luis Camba
		Reparación de edificios	Ing. Oscar de la Torre
Viernes 8	17;00 a 21;00 hrs.	Comportamiento sismico de materiales y elementos estructurales	M.I. José Luis Trigos
		Criterios de diseño sismico en Japón	Dr. Tatsuo Murota
Sábado 9	9;00 a 13;00 hrs.	Ejemplos de diseño	Dr. Sergio M. Alcocer
Lunes 11	17;00 a 21;00 hrs.	Diseño sismico de estructuras de mampostería, ejemplos de método simplificado.	Dr. Oscar Hernández Basilio

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA
 CURSO: MODULO: III DISEÑO SISMICO DE ESDIFICIOS
 FECHA: Del 1º, al 11 de julio de 1994.

CONFERENCISTA	DOMINIO DEL TEMA	USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	COMUNICACION CON EL ASISTENTE	PUNTUALIDAD
M. en I. Enrique del Valle				
Dr. Eduardo Miranda				
Ing. Jaime Antoniano				
M. en I. José Luis Trigos				
Dr. Tatsuo Murota				
Dr. Roberto Meli				
Dr. José Luis Camba				
Ing. Oscar de la Torre				
Ing. Oscar de Buen				
Dr. Sergio M. Alcocer				
Dr. Oscar Hernández Basilio				

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

ORGANIZACION Y DESARROLO DEL CURSO	
GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL CURSO	
ACTUALIZACION DEL CURSO	
APLICACION PRACTICA DEL CURSO	

EVALUACION DEL CURSO

CONCEPTO	CALIF.
CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
CONTINUIDAD EN LOS TEMAS	
CALIDAD DEL MATERIAL DIDACTICO UTILIZADO	

ESCALA DE EVALUACION: 1 A 10

1.- ¿LE AGRADO SU ESTANCIA EN LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA?

SI	NO
----	----

SI INDICA QUE "NO" DIGA PORQUE.

2.- MEDIO A TRAVES DEL CUAL SE ENTERO DEL CURSO:

PERIODICO EXCELSIOR		FOLLETO ANUAL		GACETA UNAM		OTRO MEDIO	
PERIODICO EL UNIVERSAL		FOLLETO DEL CURSO		REVISTAS TECNICAS			

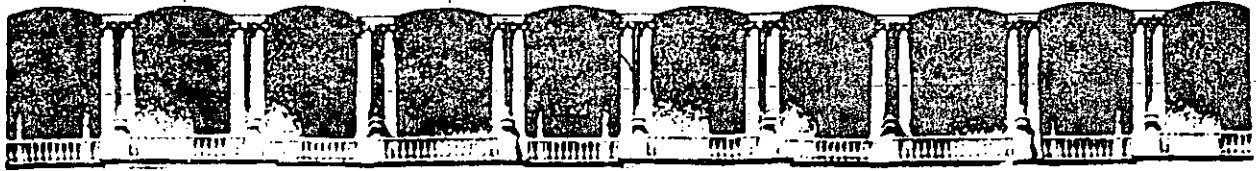
3.- ¿QUE CAMBIOS SUGERIRIA AL CURSO PARA MEJORARLO?

4.- ¿RECOMENDARIA EL CURSO A OTRA(S) PERSONA(S)?

SI		NO	
----	--	----	--

5.- ¿QUE CURSOS LE SERVIRIA QUE PROGRAMARA LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA.

6.- OTRAS SUGERENCIAS:



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

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

MODULO III: DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

**RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO SISMICO CON BASE EN LA EXPERIENCIA
DE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985
T E M A
ESTRUCTURACION DE EDIFICIOS**

M. EN C. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON

RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO SISMICO CON BASE EN LA EXPERIENCIA DE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985*

Enrique del Valle Calderón**

RESUMEN

Se analiza el proceso de cálculo que debe seguirse para diseñar una estructura contra sismos, discutiendo las incertidumbres existentes en la estimación del sismo de diseño y la elaboración de los modelos matemáticos. Con base en lo ocurrido durante los sismos de septiembre, se evalúan también las recomendaciones sobre estructuración propuestas por diversos autores y la influencia de la configuración de los edificios en su respuesta sísmica.

SUMMARY

In this paper, the calculation process that must be undertaken to design a structure against earthquakes is analyzed. At the same time, the uncertainties in the estimation of the design seism and in the elaboration of mathematical models are discussed. Considering the events resulting from the september earthquakes, the construction recommendations proposed by several authors and the influence of the configuration of buildings on its seismic response are also evaluated.

* Ponencia presentada en el Seminario IMCYC sobre Evaluación y Reparación de Estructuras de Concreto Dañadas por Sismos, el 19 de noviembre de 1985.

** Ingeniero Civil, UNAM. Maestro en Ciencias, Universidad de Illinois. Profesor, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

El análisis de los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en la Ciudad de México y otras localidades del país permitirá establecer nuevas especificaciones para el diseño sísmico, que conduzcan a estructuras más seguras en el futuro. En este momento existe una inquietud general entre ingenieros y arquitectos por conocer los principios en que se basa la ingeniería sísmica, los cuales se han desarrollado precisamente gracias a las investigaciones realizadas cada vez que ocurre un movimiento telúrico intenso en algún lugar del mundo. En este artículo se hará referencia a las experiencias derivadas de dichos temblores, así como a las recomendaciones generales que se originaron a raíz de otros sismos.

El proceso de diseño sísmico de una estructura incluye varias etapas:

1. Evaluación del riesgo sísmico.

Análisis de las condiciones del sitio de la construcción y establecimiento del criterio y de los sismos de diseño. (Reglamento.)

2. Selección de la configuración y de la estructura del edificio. (Controlable.)

3. Predicción del comportamiento mecánico del sistema suelo-cimentación-estructura, por medio de modelos matemáticos. Definición de estados límite de servicio, de daños y de colapso.

4. Verificación de que el suministro sea mayor que la demanda, desde distintos puntos de vista:

Rigidez, resistencia, estabilidad, capacidad de absorción y disipación de energía.

Análisis de la factibilidad y confiabilidad del diseño preliminar y rediseño, en caso necesario.

5. Diseño final.

Detalles estructurales y no estructurales para que haya congruencia entre el proyecto y la construcción.

6. Construcción y mantenimiento del edificio durante su vida de servicio.

La filosofía del diseño por sismo, en la mayoría de los reglamentos de diseño del mundo, establece que los edificios no deben sufrir daños de ninguna especie al someterse a movimientos moderados de ocurrencia relativamente frecuente; que pueden pre-

sentar algunos daños en elementos no estructurales durante temblores de intensidad media, y que pueden sufrir daños en elementos no estructurales, y aun estructurales, al ocurrir sismos más fuertes.

Desafortunadamente, los datos estadísticos de que se dispone en la actualidad no permiten desarrollar correctamente la filosofía del diseño sísmico, porque resulta imposible predecir cuál será el temblor más fuerte que se pueda presentar en determinado lugar de la Tierra. Esto se debe a que la historia con que se cuenta es, a lo sumo, de unos cuantos siglos atrás; lo que resulta muy poco comparado con el tiempo requerido, desde el punto de vista geológico, para que se acumule energía suficiente para producir sismos intensos. Además, se sabe poco aún sobre los mecanismos que generan un temblor y sobre la liberación de energía producida por sismos de intensidad media.

En la Ciudad de México, el reglamento de diseño se basaba en lo observado durante el sismo del 28 de julio de 1957, que se consideraba como uno de los más fuertes ocurridos; sin embargo, el sismo del 19 de septiembre fue aproximadamente tres veces más intenso, lo que provocó daños inesperados.

En general, en todos los reglamentos modernos se acepta, para el diseño por sismo, el empleo de fuerzas reducidas en función de la ductilidad y que las estructuras sean capaces de desarrollar, lo que depende de los materiales empleados, del sistema estructural (marcos formados por traveses y columnas, estructuras a base de muros de carga y rigidez o sistemas mixtos a base de marcos y muros) y de los detalles de conexiones y armados en general.

Es común emplear coeficientes sísmicos del orden del 5% al 10% de la gravedad para evaluar las fuerzas de diseño aprovechando precisamente el concepto de ductilidad, a pesar de que la respuesta elástica de las estructuras es mucho mayor en temblores intensos.

En general, los reglamentos permiten emplear métodos de análisis estático o dinámico para evaluar las fuerzas sísmicas de diseño. Los métodos estáticos resultan por lo regular conservadores comparados con los métodos dinámicos, y con ellos se logran fuerzas mayores para el diseño, pues han sido obtenidos como una envolvente de análisis dinámicos de estructuras con distintas variaciones de masa y rigidez. Los métodos estáticos se aplican a las estructuras de menor altura (hasta 60 m según la edición C-1976 del Reglamento de Construcciones para el D. F.). Los métodos dinámicos se emplean usualmente en el diseño de edificios altos.

Después de un sismo intenso, con frecuencia es necesario actualizar los reglamentos, pues quedan en evidencia sus deficiencias y se hace patente la necesidad de incluir en ellos los resultados de las investigaciones realizadas después de su publicación, para superar el atraso tecnológico que han sufrido con el paso de los años.

La dificultad que existe para predecir el movimiento telúrico más intenso que puede presentarse en un lugar determinado ha sido reconocida a nivel mundial. Por esta razón, la Ciudad de México ha recibido la visita de numerosas misiones técnicas de todos los países que tienen alta sismicidad, que desean aprovechar esta experiencia para evitar, en lo posible, que les ocurra lo mismo. Este sismo será seguramente la causa de la modificación de muchos reglamentos de diseño sísmico en el mundo.

En ocasiones se sabe que algunos aspectos que contiene un reglamento en vigor son obsoletos; sin embargo, es difícil y lento el proceso de actualización, que solamente se acelera con la ocurrencia de sucesos extraordinarios como el que nos ocupa. Para ilustrar lo anterior se puede citar el atraso que tenía el reglamento de construcciones que estaba vigente en 1957 y que databa de 1942. Por lo que, ya para entonces, requería de importantes modificaciones que se lograron, primero, a través de normas de emergencia y, después, con la versión de 1966. Esta última tardó mucho en aprobarse y fue reformada diez años más tarde para incorporar una serie de aspectos que la convirtieron en uno de los reglamentos más avanzados del mundo, aunque con los años nuevamente fue quedando al margen del estado del arte. En 1979, durante el V Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, celebrado en Guadalajara, el Dr. Meli, Investigador del Instituto de Ingeniería de la UNAM, dio la voz de alarma con respecto a que los sistemas estructurales a base de columnas y losas planas aligeradas observaban un comportamiento menos dúctil que el que consideraba el reglamento. Dichos sistemas se habían vuelto muy populares entre ingenieros y arquitectos por su facilidad de construcción y, en aquella ocasión, el Dr. Meli sugirió algunas modificaciones al respecto que estaban por ser incorporadas en el reglamento. Esos mismos cambios se recomendaron en otros congresos y cursos; sin embargo, no se logró hacerlos del conocimiento de todos los ingenieros y arquitectos que usaban dicho sistema estructural, lo cual quedó en evidencia con el sismo de septiembre, pues hubo numerosas fallas en ese tipo de construcciones.

Por lo anterior, considero importante destacar

que los ingenieros-estructuristas deben reconocer su papel como asesores de sus clientes y advertirles el peligro en que pueden poner a una estructura si insisten en que se resuelva empleando un sistema estructural inadecuado; pues, muchas veces, por el temor de perder el contrato, aceptan realizar la obra aun a sabiendas de que el comportamiento de la estructura puede no ser el adecuado. Es necesario reconocer también que, en ocasiones, las complicaciones asociadas a un proyecto rebasan la capacidad profesional de algunos estructuristas que, de todas maneras, se comprometen a realizar el trabajo haciendo simplificaciones inadmisibles y cobrando cantidades muy inferiores a los honorarios que pedirían ingenieros bien preparados, que cuentan con los conocimientos necesarios para solucionar las complicaciones. Esto ha llegado a demeritar el proceso del cálculo estructural y ha hecho difícil establecer tarifas razonables para este tipo de trabajo, ya que siempre habrá alguien dispuesto a cobrar menos, pero simplificando excesivamente los modelos matemáticos y limitándose a especificar el armado de unos cuantos tipos de columnas, traveses y losas, lo que resulta a la larga mucho más costoso que un proyecto bien desarrollado y detallado.

Se ha observado, a raíz de muchos temblores ocurridos en diversos lugares, que la configuración y el sistema estructural que se emplee en una construcción son decisivos para la forma en que un edificio responderá a los sismos, y este es precisamente uno de los aspectos que sí se pueden controlar al concebir el proyecto. En el libro "*Building Configuration & Seismic Design*" de Arnold y Reitherman, editado por John Wiley, se proporciona una excelente descripción de los problemas asociados con la forma de las plantas de los edificios, con la manera en que varían las elevaciones, con la disposición de los elementos estructurales resistentes, y con otros aspectos. Dicha obra ya ha sido traducida al español y será publicada próximamente por Editorial Limusa; resulta muy útil para convencer a un arquitecto de lo inadecuado de un proyecto, pues es clara y está profusamente ilustrada.

Asimismo, el "*Manual de Diseño Sísmico de Edificios*", de Bazón y Meli, y el libro "*Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos*", de Dowrick, ambos de Editorial Limusa, contienen recomendaciones útiles sobre la forma y estructuración de los edificios; son obras que todo estructurista debe conocer. En ellas se puede encontrar una serie de recomendaciones para mejorar el comportamiento de las estructuras construidas en zonas sísmicas. Dichas recomendaciones pueden resumirse en los siguientes puntos:

- a) Poco peso.
- b) Sencillez, simetría y regularidad tanto en planta como en elevación.
- c) Plantas poco alargadas y elevaciones de esbeltez reducida.
- d) Uniformidad en la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad.
- e) Hiperestaticidad y líneas escalonadas de defensa estructural.
- f) Formación de articulaciones plásticas en elementos horizontales más que en los verticales.
- g) Propiedades dinámicas adecuadas al terreno en que se desplanta la estructura.
- h) Congruencia entre lo proyectado y lo construido.

La razones de estas recomendaciones son las siguientes:

- a) Las fuerzas que se generan en una estructura durante un sismo se deben a la inercia que tienen las masas para seguir el movimiento, por lo que, cuanto más pequeñas sean las masas, menores serán estos efectos. Es recomendable, por lo tanto, reducir sobre todo el peso de elementos no estructurales que no contribuyan a la resistencia, como por ejemplo acabados, muros divisorios, fachadas, etc., y buscar que las mayores cargas se ubiquen en los niveles inferiores.
- b) Mientras más sencillo, simétrico y regular sea un edificio, más fácil será modelarlo. Asimismo, serán más realistas las hipótesis que se hagan con respecto a su comportamiento. Para un edificio complejo es difícil hacer hipótesis de cálculo razonables y, por lo tanto, su comportamiento será incierto; además, será más complicada su construcción. La experiencia ha demostrado que las estructuras sencillas, simétricas y regulares son las que sufren menos daños en temblores excepcionales o de mediana intensidad.
- c) La razón para limitar la longitud de las plantas es que existe la posibilidad de que el movimiento no sea el mismo a todo lo largo de una estructura, y esto causa en ella efectos que no es

41 fácil determinar, debido a movimientos desfasados de los apoyos. Por otra parte, los efectos de la temperatura y la contracción también hacen recomendable limitar la longitud de las construcciones a sólo 50 m aproximadamente, a menos que se tomen precauciones especiales para reducir dichos efectos.

La esbeltez excesiva en un edificio ocasiona complicaciones en el análisis y el diseño, pues es necesario tomarla en cuenta en los modelos matemáticos. Además, durante un sismo, el exceso de esbeltez es causa de grandes deformaciones que provocan el pánico entre sus ocupantes. Por lo tanto, se recomienda que la altura de los edificios no sea más de 3 ó 4 veces la menor dimensión de su planta.

d) La uniformidad en la distribución de la resistencia, rigidez y ductilidad también mejora notablemente el comportamiento de las estructuras. Las discontinuidades producen ampliificaciones dinámicas importantes que no son fáciles de predecir con modelos matemáticos simples. Si es necesario que la estructura no sea uniforme, habrá que tomar en cuenta, mediante modelos más complicados, los efectos dinámicos de esta falta de uniformidad.

e) y f) Las estructuras hiperestáticas tienen más defensa que las isostáticas. Paradójicamente, esta recomendación se contrapone a la del inciso b en cuanto a la sencillez, pues las isostáticas son más simples; sin embargo, durante sismos excepcionales se comportan mejor las hiperestáticas debido a que, para llegar al colapso, es necesario que haya mayor número de articulaciones plásticas. En este sentido, se ha visto que la formación de articulaciones plásticas en las trabes, en el caso de estructuras porticadas, es más favorable, puesto que la demanda de deformación (ductilidad) en ellas, se reparte entre más secciones. Cuando las articulaciones plásticas se forman en los extremos de las columnas de un entrepiso, mientras el resto de la estructura permanece en estado elástico por no haber uniformidad en la distribución de la resistencia (punto d), la ductilidad global que puede lograrse es baja, y es fácilmente superada por la demandada en temblores extraordinarios; por lo tanto es muy probable que sobrevengan colapsos parciales o totales, como los que se observaron el 19 de septiembre. La ductilidad local que alcanzan los elementos a flexión pura (vigas) es mucho mayor que la que pueden desarrollar los elementos sometidos a flexo-

compresión (columnas). (Véase Dowrick o Bazán y Meli.)

Es recomendable la existencia de líneas de defensa escalonadas, pero complica el cálculo de la estructura, pues hay que prever lo que puede pasar al ir fallando cada una de esas defensas. En un edificio esto se logra colocando muros de resistencia reducida que limitan los desplazamientos, disipan los efectos de un sismo de baja o mediana intensidad y de ocurrencia más frecuente, y fallan como fusibles, absorbiendo energía, durante temblores más intensos. Los efectos de la falla deben tomarse en cuenta en un análisis de esa estructura sin los muros, sometida a un sismo violento.

g) El temblor del 19 de septiembre hizo evidente la conveniencia de esta recomendación. Aunque es muy difícil saber con precisión si las propiedades dinámicas de un terreno y de la estructura que se va a desplantar sobre él son adecuadas o no, se ha comprobado que el comportamiento de estructuras rígidas en terrenos blandos, o de estructuras flexibles en terrenos duros es más favorable, debido a la poca probabilidad de que se amplifiquen los efectos del movimiento del suelo por resonancia. Al analizar la forma de los espectros de diseño que presenta el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal para ambos tipos de terreno, se observa claramente que, en suelo firme, los mayores efectos tienen lugar cuando el periodo de vibración de la estructura está comprendido entre 0 y 0.5 segundos (estructuras rígidas), mientras que en terreno blando esto ocurre en periodos entre 0.8 y 3.3 segundos (estructuras flexibles). Las máximas aceleraciones de diseño eran, respectivamente, 0.16 g y 0.24 g; esto es, se sabía que el suelo blando conduce a mayores respuestas que el duro. Sin embargo, se pensaba que las arcillas no serían capaces de producir aceleraciones de respuesta mucho mayores que las propuestas, y había incluso ingenieros que consideraban que las aceleraciones sugeridas por el Reglamento eran exageradas. El sismo del 19 de septiembre demostró que las arcillas sí pueden generar aceleraciones mucho mayores, ya que en el acelerógrafo instalado en terrenos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes se midieron aceleraciones del terreno de 0.17 g en dirección E-W, con un periodo dominante de 2 segundos. Al procesar ese registro para obtener ordenadas de respuestas de aceleración máximas, se encontró

que se alcanzaron valores de 1.0 g para estructuras con periodos de 2 segundos, y amortiguamientos de 0.05 con respecto al crítico; o sea que se obtuvieron respuestas máximas cuatro veces mayores que las estipuladas por el Reglamento para ese tipo de estructuras, lo que explica por qué los daños más graves y el mayor número de colapsos parciales o totales se registraron precisamente en estructuras cuyas alturas variaban entre 6 y 15 pisos, ya que para ellas no se cumplía la recomendación sobre las propiedades dinámicas. Estructuras similares desplantadas sobre terreno firme no sufrieron daños. Tampoco en las estructuras rígidas, de pocos niveles y muros de carga, desplantadas en la zona blanda se observaron problemas importantes, con excepción de algunas casas y vecindades muy deterioradas por los efectos de hundimientos diferenciales y sismos previos. Las ordenadas de los espectros de diseño que deben aplicarse a terreno compresible y de transición fueron significativamente incrementadas en las normas de emergencia publicadas en octubre de 1985; se modificaron también ciertos aspectos sobre ductilidad y resistencia, para tratar de evitar problemas futuros. Se está trabajando en la elaboración de un nuevo reglamento en el que, seguramente, se incluirán medidas que conduzcan a la obtención de estructuras más seguras.

h) Todo lo que se refiere a la congruencia entre lo proyectado y lo construido se analizará más adelante.

Una vez definidas la estructuración y configuración de la estructura, para lo cual es necesaria la interacción entre el responsable del proyecto arquitectónico y el del proyecto estructural, en la tarea de estimar las secciones preliminares y definir las cargas que deben considerarse en función del uso al que se va a destinar el edificio, se procede a la elaboración de modelos matemáticos para tratar de predecir el comportamiento mecánico del sistema suelo-cimentación-estructura, aspecto que generalmente se restringe, por desconocimiento del método o por limitaciones económicas y de tiempo, a un modelo de la estructura únicamente, en el que se la supone empotrada en su base, lo que no siempre es cierto.

Al elaborar el modelo de la estructura se hacen nuevas simplificaciones pues, aunque un edificio es tridimensional, usualmente se modela en dos dimensiones, también por razones económicas y de tiempo. En dicho modelo existirán, además, serias incerti-

dumbres con respecto a los parámetros que deben emplearse, tanto para las propiedades elásticas de los materiales como para las propiedades geométricas de los elementos que integran la estructura, para la eficiencia de las conexiones, para la influencia de las partes del edificio que no se consideran estructurales y para algunas cargas que deben aplicarse, como la de sismo por ejemplo.

En la actualidad es cada vez más frecuente el empleo de computadoras para este objeto, y los resultados que éstas arrojan suelen tomarse como exactos; es preciso recordar que en computación se considera que "si entra basura, sale basura", por lo que vale la pena realizar estudios paramétricos que tomen en cuenta las incertidumbres que existan en la evaluación de módulos de elasticidad, áreas, momentos de inercia, etc., y calcular el efecto de posibles valores extremos en los resultados. El objetivo de esta etapa del proceso es la obtención de elementos mecánicos de diseño: momentos flexionantes y de torsión, fuerzas cortantes y fuerzas normales, así como desplazamientos de la estructura; estos elementos se compararán después con los correspondientes a estados límite definidos anteriormente con base en el Reglamento o en el uso a que se va a destinar la estructura, recordando siempre que, en general, los reglamentos recomiendan valores mínimos satisfactorios, pero que determinadas construcciones pueden requerir valores más conservadores, en función de su destino.

Cuando se han determinado las acciones de diseño y definido los estados límite para los que se debe diseñar, se procede a revisar si las dimensiones estimadas preliminarmente conducen a un comportamiento satisfactorio de la estructura, desde el punto de vista de la resistencia, verificando que el refuerzo requerido en el caso de estructuras de concreto reforzado no sea excesivo ni ocasione problemas constructivos en el momento del armado y colocación del concreto. También se debe hacer una revisión desde el punto de vista de la rigidez, verificando que los desplazamientos sean adecuados, es decir, lo suficientemente pequeños para que no se dañen los elementos no estructurales; y corroborando, además, que los efectos $P - \Delta$ no sean importantes, o sea que los momentos adicionales por efecto de las cargas verticales multiplicadas por los desplazamientos laterales no provoquen problemas de inestabilidad y, sobre todo, que estos desplazamientos no produzcan pánico entre los ocupantes.

Para verificar la resistencia se emplean por lo general fórmulas semiempíricas que tienen cierto nivel de confiabilidad, según sea la sollicitación de que se

trate. Por ejemplo, están mejor definidas las fórmulas que predicen la resistencia a la flexión que las que estiman la resistencia al cortante o a la flexo-compresión. Por lo general, estas fórmulas son propuestas por los reglamentos. En el caso del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal se cuenta con Normas Técnicas Complementarias para el diseño de estructuras metálicas, de concreto reforzado, de mampostería o de madera. En las normas de emergencia emitidas después de los sismos de septiembre se modificaron las fórmulas para estimar la resistencia de elementos de concreto reforzado sujetos a flexocompresión (columnas y muros) tomando en cuenta la gran cantidad de casos de falla que se observaron.

Si en la revisión de las dimensiones preliminares se detectan insuficiencias o posibilidad de un comportamiento anormal, será preciso modificarlas y revisar qué efectos tendrá el cambio en los elementos mecánicos y en los desplazamientos calculados, ya que cualquier alteración de las dimensiones influirá en los parámetros empleados para el análisis original y en el modelo matemático. En ocasiones es necesario modificar drásticamente la estructuración y, por lo tanto, repetir el análisis.

Si los resultados del análisis y del diseño preliminar son satisfactorios, se procede a elaborar el diseño final, detallando sobre todo aspectos que pueden presentar problemas durante la construcción y haciendo hincapié en la forma en que se debe ejecutar la obra para que las hipótesis de cálculo no se alteren. Es muy común que el ingeniero estructurista detalle de manera más o menos clara todo lo que consideró estructural, pero que olvide detallar claramente cuáles elementos no son estructurales, de acuerdo con sus hipótesis de cálculo, y la forma en que deben construirse estos elementos. Esto es particularmente importante en el caso de muros de relleno, divisorios o de colindancia, contruidos con mampostería de tabique, pues suelen tener bastante rigidez y, si no se desligan adecuadamente de la estructura, alteran en forma tan radical el modelo matemático empleado, que a veces no hay congruencia entre lo calculado y lo construido. Cuando se llega a este límite, el comportamiento de la estructura resulta difícil de predecir, ya que cambia totalmente la forma en que las fuerzas son resistidas y el modo en que se desplaza la estructura. En el mejor de los casos la colaboración de elementos teóricamente "no estructurales", pero mal desligados de la estructura, evita el colapso o los daños importantes en un edificio; sin embargo, en otras ocasiones, dicha colaboración es la causa de fallas graves o derrumbe total o parcial de la es-


estructura. Por ejemplo, la colaboración de los muros de colindancia en edificios situados en esquina suele causar serios problemas por las torsiones que se generan; asimismo, en edificios de departamentos con plantas bajas sin muros por estar destinadas a estacionamientos o comercios, es muy frecuente el fenómeno conocido como "piso suave" (véase la obra de Arnold), que propicia colapsos parciales, muchos de los cuales se observaron durante el sismo del pasado 19 de septiembre.

Por consiguiente, debe vigilarse que la construcción respete las hipótesis de cálculo y que se notifique al calculista si se modifica el proyecto en cuanto se refiere a la posición de las columnas y los muros, a las dimensiones de los elementos estructurales, a las resistencias especificadas para los materiales y al uso al que se va a destinar la construcción.

Muchas de las fallas observadas se pueden atribuir a este tipo de problemas que se derivan de la falta de comunicación.

Es preciso vigilar también que se respeten las disposiciones reglamentarias relativas a la separación entre edificios. Muchos derrumbes fueron ocasionados por el choque entre construcciones vecinas, que se debió tanto a la intensidad y duración del temblor como a la separación inadecuada que había entre ellas. Cabe señalar que la escasa separación en algunos casos fue causada por desplomes previos debidos al mal comportamiento de la cimentación.

De todo lo anterior se puede concluir que el sismo del 19 de septiembre no reveló muchos aspectos nuevos; la mayoría de los problemas ya se conocían. Sin embargo, lo que no se esperaba, y resultó fundamental, fue que los sismos en la Ciudad de México pudieran alcanzar aceleraciones tan importantes en el suelo blando.

Esperamos que las experiencias recogidas esta vez sean tomadas en cuenta para diseños futuros, y que las reparaciones de los edificios dañados se hagan con base en un proyecto cuidadosamente estudiado, en el que se consideren las causas de las fallas y se procure evitarlas mediante reestructuraciones adecuadas o desligando los elementos que propicien comportamientos no adecuados. 

Este artículo está basado en la ponencia "Recomendaciones para el diseño sísmico con base en la

experiencia de los sismos de septiembre de 1985", que presentó el M. en C. Enrique del Valle Calderón en el Seminario IMCYC sobre Evaluación y Reparación de Estructuras de Concreto Dañadas por Sismos, efectuado el 19 de noviembre de 1985. Al final de dicho seminario se realizó una serie de preguntas y respuestas; a continuación se presentan las que corresponden a esta ponencia.

1. *¿Qué opina de los análisis sísmicos que idealizan el suelo como resorte, en lugar de suponer que la estructura está empotrada al terreno?*

El modelo puede ser más racional, aunque no es fácil determinar la rigidez que debe asignarse al resorte. Depende del tipo de estructura y de suelo el que sea necesario refinar el modelo; por ejemplo, una estructura rígida en terreno blando da resultados diferentes, al modificar la condición de apoyo en el terreno, suponiendo resortes en vez de empotramientos; pero si está en terreno firme no cambian tanto los resultados.

2. *Si un edificio no tuvo daño ni pertenece a los casos previstos por las normas de emergencia, pero se analiza con el Reglamento 1976 y rebasa estados límite, ¿debe entonces ser reforzado conforme a las normas de emergencia?*

Si las deformaciones que tiene son excesivas, es probable que en cada sismo tenga daños en elementos no estructurales y podría pensarse, para evitar esto, en rigidizarla, aunque, en mi opinión, no necesariamente debería satisfacer las normas de emergencia, pues el costo de la rigidización sería mucho más alto.

3. *¿Cómo se podrían modelar los diferentes tipos de daños observados en una estructura, con el objeto de efectuar un análisis para predecir el comportamiento y/o el reforzamiento de estructuras dañadas?*

Al reforzar una estructura dañada, considero más recomendable evitar que siga absorbiendo efectos sísmicos, para lo cual se requiere usar otra estructura paralela, mucho más rígida, que tome todos los efectos sísmicos, y que se encuentre bien conectada a la original. Además, se debe revisar que las losas sean capaces de transmitir esos efectos al refuerzo, o adicionar colectores especiales para lograrlo.

4. *De acuerdo con la información captada, ¿se puede indicar alguna razón por la cual se descopetaron algunos edificios dañados durante los sismos de septiembre?*

Considero que hubo varias razones. En algunos casos, la influencia de construcciones vecinas provocó cambios bruscos en masa y rigidez, los cuales causaron amplifica-

ciones dinámicas importantes; en otros casos, había cambios de rigidez y/o de masa en la misma estructura; también pueden haber influido los efectos $P - \Delta$ (cargas verticales actuando sobre los desplazamientos horizontales), ya sea por deformabilidad de la estructura misma o por rotación de la base sumada a lo anterior. Es posible asimismo que la respuesta en un modo superior resultara determinante.

5. ¿Qué tipo de estructura y cimentación se recomienda para las diferentes zonas del Distrito Federal, y por qué?

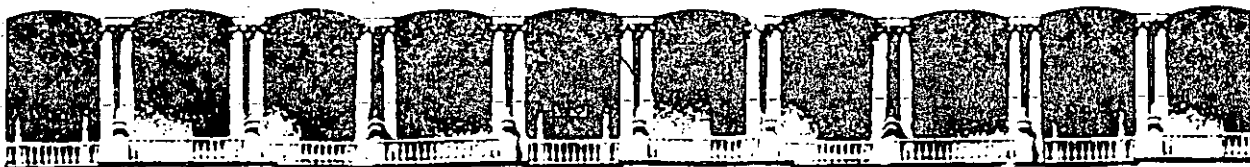
En general, se recomiendan estructuras rígidas en suelos blandos, y flexibles en suelos duros, para que las características dinámicas de la estructura (periodos) no coincidan con las del suelo. En este temblor se observó muy claramente el problema de resonancia, ya que los edificios con periodos cercanos a dos segundos (que fue el periodo dominante del movimiento del suelo en terreno blando) fueron los más afectados.

Por lo que respecta a tipos de cimentación, esto dependerá sobre todo de la capacidad de carga del terreno.

6. Para revisar una estructura dañada (con grietas en elementos estructurales, causadas por los movimientos de la propia estructura), si se está modelando dicha estructura para hacer un análisis por computadora ¿cómo se pueden o deben considerar estos elementos estructurales agrietados? es decir, ¿con qué valores de área, inercia, longitudes, etc.?

Si se han fabricado algunos aditivos epóxicos para concreto, que le confieran mayor resistencia a la tensión, y obviamente a la compresión ¿se considera recomendable su uso, de acuerdo con los resultados de pruebas de laboratorio?

Para revisar una estructura, dañada o no, uno de los modelos matemáticos que deben suponerse debe tomar en cuenta el efecto de agrietamiento en las secciones, lo que reduce los momentos de inercia hasta en un 50 % en algunos casos; en torsión, por ejemplo, la rigidez se reduce hasta en un 90 %, según algunos autores. Considero que es un tema al que se ha prestado poca atención. En ciertas ocasiones, la inyección de resinas epóxicas en las grietas restituye las propiedades originales a la estructura, aunque a veces este procedimiento es difícil y, sobre todo, resulta costoso.



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

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

MODULO III: DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

EL MODELO MATEMATICO DE UNA ESTRUCTURA

T E M A

CRITERIO DE DISEÑO SISMICO

M. EN C. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON

EL MODELO MATEMATICO DE UNA ESTRUCTURA

Enrique del Valle *

Resumen

El análisis de cualquier estructura se lleva a cabo elaborando un modelo matemático que trata de tomar en cuenta las peculiaridades estructurales que se tengan. Sin embargo, es frecuente que no haya concordancia entre el modelo matemático que se empleó en el análisis de la estructura y la estructura real, ya sea por deficiencias en las hipótesis simplificadoras que se hicieron al elaborar el modelo matemático para que éste sea fácil de analizar con las herramientas disponibles (programas de computadoras, métodos numéricos iterativos, métodos aproximados, etc.) o por que no hubo una transmisión adecuada de esas hipótesis a las personas que se encargan de materializar la estructura, a través de los planos constructivos y lo que se construye modifica substancialmente esas hipótesis, invalidando el análisis que se hizo y alterando radicalmente el comportamiento previsto bajo diversas sollicitaciones.

En este artículo se discuten algunas de las idealizaciones comunes y los problemas que suelen presentarse.

* Profesor titular. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM

Presidente, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.

Introducción

Al analizar una estructura hiperestática es necesario establecer la compatibilidad entre esfuerzos y deformaciones con objeto de calcular las reacciones y elementos del estado de fuerzas internas, o elementos mecánicos (momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas normales) y poder diseñar la estructura para que resista esos efectos.

En general las estructuras son tridimensionales, pero para facilitar su análisis se elaboran modelos matemáticos más simples, reduciéndolas a estructuras planas cuyo análisis es más sencillo, buscándose que los resultados sean conservadores.

Recientemente se han desarrollado varios programas de computadora que permiten realizar el análisis de las estructuras en tres dimensiones encontrándose, en ocasiones, que las hipótesis simplificadoras hechas para reducir las al plano no siempre conducen a resultados conservadores. Se han desarrollado también métodos que emplean elementos finitos para definir mejor las distribuciones de esfuerzos y deformaciones en distintas zonas de la estructura.

Por otra parte, existen muchas incertidumbres en la determinación de los parámetros que intervienen en el modelo matemático de la estructura, ref. 1, como son el módulo de elasticidad del material, los momentos de inercia y áreas de las secciones de las barras, la influencia de agrietamiento y refuerzo en el caso de estructuras de concreto reforzado, la influencia de las zonas de intersección entre barras especialmente cuando

las dimensiones de éstas son una fracción importante de la longitud, la contribución del sistema de piso a la rigidez de las trabes, etc., lo que dificulta la definición del modelo matemático adecuado.

Lo más común es suponer que el comportamiento de la estructura será elástico; sin embargo, hay ocasiones en que el análisis mismo implica comportamiento no lineal, lo que suele tomarse en cuenta de manera muy simplificada, empleando, por ejemplo, factores de reducción por ductilidad, como en el caso del análisis sísmico aplicando el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Es importante reconocer que lo importante no es el análisis del modelo matemático en sí, ya que por muy bien hecho que esté, empleando las mejores herramientas disponibles, si no hay congruencia entre el modelo y la estructura real, dicho análisis y seguramente el diseño de la estructura empleando sus resultados, no sirven para nada, aunque sin embargo, se puede tener una falsa sensación de seguridad.

En muchas ocasiones, siendo razonables las hipótesis hechas y los parámetros empleados en el análisis y diseño de la estructura, son invalidados al momento de construirla ya sea por información inadecuada a través de los planos constructivos o bien por no respetar las recomendaciones contenidas en ellos debido a que puedan ser difíciles de realizar y el constructor considere que no son necesarios ciertos detalles que allí se especifican.

Una de las causas más frecuentes de daños por sismo, por ejemplo, se debe a la manera inadecuada en que se construyen los muros divisorios y otros elementos "no estructurales" que el proyectista consideró que no era conveniente que formaran parte integrante de la estructura, pero que, o no espe-

cificó claramente en los planos cómo se debían construir, esto es, que holguras debía haber entre la estructura y esos elementos, o el constructor no respetó lo especificado, por falta de supervisión, negligencia o incluso a veces, de buena fé, pensando que si liga esos elementos a la estructura va a incrementar la resistencia de la misma, ref. 2. Los efectos de ésto pueden ser desastrosos y llevar incluso al colapso parcial o total de la estructura.

Otro problema que suele presentarse es el de la sobresimplificación del modo de la estructura para que sea económico su análisis y diseño, debido a la dificultad que enfrentan los estructuristas para obtener una remuneración adecuada por sus servicios. Muchas veces las personas que solicitan el cálculo de la estructura creen lograr grandes economías pagando muy poco por el cálculo de la misma, lo que obliga al estructurista a reducir su trabajo al mínimo, tipificando excesivamente y diseñando en general la estructura sobrada, lo que redundo en un costo de obra mucho mayor que el ahorro que se hizo en los cálculos y quedando la incertidumbre de que el análisis y diseño no fueron lo suficientemente detallados y puede haber algunas zonas críticas que no hayan quedado sobradas, que presenten problemas posteriores. Desgraciadamente se ha detectado que esta situación ha sido propiciada en buena parte por personas carentes de escrúpulos y ética profesional, que cobran muy barato, pero no analizan ni diseñan la estructura, sino que, basados en una dudosa experiencia "inventan" las secciones y armados de los distintos elementos de la estructura, entregando ésta resuelta en uno o dos planos llenos de tablas con armados tipo, sin detalles adecuados y con unas memorias de cálculo francamente ridículas. Cabe comentar que actualmente el precio máximo que se paga por calcular una estructura normal es muy inferior a lo que se paga por "limpieza" de la obra al terminarse ésta.

Una situación frecuente también es que se exijan los cálculos en un plazo excesivamente breve, porque la obra ya se inició o porque hay que iniciarla en un plazo determinado, presionándose al estructurista para que termine su trabajo con brevedad, lo que impide en ocasiones realizar un análisis detallado y obliga a hacer hipótesis simplificadoras que no siempre son conservadoras.

En ocasiones el mismo estructurista invalida el análisis en que basó su diseño, cuando encuentra que los armados que obtiene a partir de los elementos mecánicos calculados son excesivos, por haber resultado inadecuado el dimensionamiento preliminar y decide modificar las secciones de algunos elementos sin verificar qué implicaciones puede tener esto en los resultados del análisis.

Discutiremos a continuación los tipos de estructuración y materiales de construcción más usuales.

Sistemas estructurales actuales.

Tipos de elementos estructurales. Para crear una estructura el ingeniero dispone de distintos tipos de elementos estructurales como son: barras de eje recto, trabajando a tensión o compresión simple, a flexión, en general combinada con fuerza cortante y muchas veces con tensión o compresión; muros, placas y losas, con cargas en su plano o perpendicularmente a él, arcos, cascarones, etc.

Los materiales más usados para fabricar estos elementos son, en aquellos que intervienen esfuerzos de tensión, el concreto reforzado o presforzado, el acero estructural y la madera; para aquellos en que predominan los esfuerzos de compresión, se emplea también con mucha frecuencia la mampostería de piedra, -- adobe o tabique, además de los ya mencionados.

Combinando materiales y elementos estructurales se integra lo que conocemos como un sistema estructural.

Entre las estructuras más usuales tenemos las edificaciones de tipo urbano, destinadas a habitación, fábricas, oficinas, recreación, etc. y hacia ellas se orientará la discusión que sigue.

Sistemas estructurales de tipo esquelético.

Se conoce como estructuras esqueléticas a las formadas por columnas y traveses, sobre las cuales apoya un sistema de piso que puede ser prefabricado o construido monolíticamente con las traveses, en el caso de las estructuras de concreto reforzado. Como se mencionó anteriormente, este tipo de estructuras es tridimensional, pero es común analizarlo como una serie de estructuras planas. Esta idealización es más o menos correcta cuando las columnas son verticales y están dispuestas de modo que se formen marcos en dos direcciones ortogonales. Cuando las columnas son inclinadas por requisitos funcionales o arquitectónicos ó los marcos no son ortogonales puede haber discrepancias importantes en los resultados del análisis como marcos planos con respecto a los obtenidos en un análisis como estructura tridimensional empleando un programa de computadora apropiado, ref. 3.

En el análisis de los marcos planos se supone usualmente que tanto las traveses como las columnas son elementos de eje recto de sección constante y se representan por sus ejes centroidales. No es común considerar la variación que ocasiona en la rigidez angular de las barras la zona de intersección entre ellas; en general este efecto es mayor en el caso de las columnas, que tienen longitudes menores y en las cuales la proporción de la zona de intersección con respecto al claro entre ejes suele ser importante sobre todo cuando las traveses son peraltadas. Si todos los marcos tienen traveses del mismo peralte el error que se

comete al despreciar este efecto no es grande, pero si, como ocurre en estructuras modernas, los marcos de fachadas tienen trabes mucho más peraltadas que las interiores para que se aprovechen pretiles o faldones como elementos estructurales, puede cometerse un error importante al calcular la rigidez ante fuerzas laterales que conduce a la subestimación de la rigidez real de los marcos con trabes peraltadas y por consiguiente la asignación de fuerzas de diseño inferiores a las que realmente absorberán esos marcos en función de su rigidez. Esta ha sido la causa de agrietamientos severos por sismo en estructuras de este tipo, en general debido a insuficiente resistencia por fuerza cortante de las columnas en el claro libre entre trabes peraltadas. Una de las recomendaciones más importantes para lograr ductilidad de estructuras de marcos situadas en zonas sísmicas es buscar que se formen articulaciones plásticas en las trabes antes que en las columnas, pues de ese modo se reduce la demanda de ductilidad local que se requiere en esas articulaciones cuando las fuerzas actuantes son mayores que las de diseño, ref 4,5. Bertero, ref 6, recomienda que para evitar fallas por cortante las columnas se diseñen para resistir el cortante que resultaría de dividir la suma de los momentos últimos que resisten las columnas en sus extremos, entre el claro libre entre paños de trabes, lo que conduce a un armado mucho mayor que el que se obtiene con las hipótesis normales.

Usualmente se supone que el momento de inercia es constante a lo largo de las barras; sin embargo, en el caso de estructuras de concreto, la posibilidad de que las secciones sometidas a momentos importantes funcionen como sección agrietada en vez de como sección plena, hace que los momentos de inercia efectivos sean en realidad variables. La inclusión de este hecho en el modelo matemático es bastante complicado, pues es necesario emplear un número mayor de

nudos al definir la estructura o emplear el método del elemento finito.

En el caso de las trabes es especialmente importante el efecto que puede tener la contribución del sistema de piso a la rigidez. El aumento en el momento de inercia de la trabe al tomar en cuenta sección T en lugar de rectangular cuando se cuela la losa monolítica con la trabe, es del orden de un 100%; sin embargo, habría que tomar en cuenta al incluir este efecto la posibilidad de agrietamiento de la sección en las zonas de máximo momento así como el signo del momento aplicado, pues la contribución de la losa a la rigidez será menor cuando esté sometida a esfuerzos de tensión y mayor cuando lo esté a compresión (ref 1)

La relación de rigideces relativas (I/L) entre trabes y columnas es un parámetro muy importante en el comportamiento de los marcos sometidos a fuerzas laterales. El análisis aproximado de ellos puede estar muy equivocado si dicha relación es pequeña. Blume, ref 7, propone el empleo de un índice de rotación nodal que es igual a la suma de rigideces relativas de las trabes entre la suma de rigideces relativas de las columnas en que apoyan esas trabes valuado en el piso medio del marco. Si el índice de rotación nodal es mayor de 0.1 habrá punto de inflexión en el diagrama de momentos de las columnas, esto es, se flexionarán con curvatura doble, pero si dicho valor es inferior, habrá algunos tramos de columna flexionadas en curvatura simple, lo que invalida los resultados de métodos aproximados. Si el valor es muy pequeño la estructura no será en realidad un marco sino un "voladizo disfrazado de marco".

Hay que recordar que muchos edificios han sido analizados empleando métodos aproximados, ya que el empleo de computadoras para este fin es relativamente reciente (a lo sumo unos 15 años).

Obviamente la rigidez lateral de una estructura con índice de rigidez nodal baja será menor. Esto es especialmente aplicable al sistema estructural de losas planas aligeradas sobre columnas, muy en boga en la construcción de edificios altos en la actualidad, que lleva a estructuras sumamente flexibles en las que se tienen daños importantes en elementos no estructurales, aún con temblores relativamente pequeños. Cabe mencionar aquí además que se ha encontrado que la ductilidad que son capaces de desarrollar estos sistemas no es tan alta como permite el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, debido a la dificultad de que se formen articulaciones plásticas en la zona de capiteles, ref 8, recomendándose que se use un valor de reducción por ductilidad cuando mucho de 2 para estructuras de este tipo, lo que implica diseñarlas para fuerzas laterales más grandes. En este tipo de sistema estructural se aplican también los comentarios relativos a variaciones en las propiedades geométricas de la estructura equivalente a lo largo de las barras.

Las deformaciones que producen las fuerzas cortantes y las normales en una estructura de tipo esquelético sometida a fuerzas horizontales suelen despreciarse considerando que su valor es muy pequeño comparado con las deformaciones que produce la flexión de las barras de la estructura. Esto generalmente es correcto, pero cuando la esbeltez de la estructura es grande, entendiéndose por esto el cociente de la altura de la estructura entre el ancho efectivo de la misma, sin incluir voladizos, los efectos de la fuerza normal son importantes, ref 1. Downrick, ref 5, recomienda que no se usen relaciones de esbeltez mayores de 3 a 4, para evitar contribuciones importantes de las deformaciones por fuerza normal a la deformación total. Cuando las dimensiones de las barras son grandes en comparación con su claro libre, las deformaciones por cortante son asimismo importantes, y no tomarlas en cuenta puede llevar a errores de consideración.

Con el empleo cada vez más frecuente de las computadoras en el análisis de estructuras, es muy fácil tomar en cuenta ambos efectos. Cabe mencionar aquí que al tomar en cuenta las deformaciones producidas por fuerza normal en el análisis de cargas gravitacionales hay que tomar en cuenta la forma en que se va cargando la estructura en realidad al ir la construyendo, pues se dan ca sos en que los momentos flexionantes en las trabes resultan con signo contrario al que podría esperarse, debido a diferencias en el acortamiento de las columnas por carga axial.

Sistemas estructurales en que se emplean muros o marcos contraventeados

Se pueden presentar dos casos, que únicamente haya muros o marcos contraventeados o bien que éstos elementos se combinen con marcos sin contraventear.

El análisis y modelado matemático del primer caso es mucho más sencillo pues no hay los problemas de interacción que se presentan en el segundo caso.

Los muros pueden fabricarse con mampostería de tabique o de bloques de ce mento o bien hacerse de concreto reforzado cuando se requiere mayor resistencia.

La determinación de las propiedades elásticas de los muros de mampostería tiene serias incertidumbres pues dependen de una serie de parámetros difíciles de controlar, como son el espesor de las juntas, la calidad del mortero y de las piezas de mampostería, etc. Usualmente se confinan los muros de mampostería con elementos de concreto verticales y horizontales para mejorar las propiedades de ductilidad de estos elementos, ver refs 9 y 10. Este tipo de muros suele modelarse como viga, considerando que la mampostería absorbe fuerzas cortantes y los elementos de confinamiento absorben los efectos de momentos de volteo en el plano del muro. Alternativamente, puede usarse un modelo matemático tipo armadura, en que los patines y montantes son los elementos de confinamiento y los muros

se idealizan como diagonales de compresión equivalentes.

La precisión que puede alcanzarse en ambos modelos es muy dudosa, pues como se mencionó, es muy difícil estimar los parámetros que intervienen, tanto elásticos como geométricos. Al estimar estos últimos debe considerarse la posibilidad de agrietamiento, sobre todo de aquellos elementos que pueden estar a tensión.

El modelado de muros de concreto es un poco más confiable; sin embargo, es difícil la consideración de agrietamiento, lo que puede redundar en sobreestimaciones de la rigidez de estos elementos.

La hipótesis usual de que la base de los muros está empotrada no siempre es adecuada, pues se obtienen concentraciones importantes por momento de volteo que pueden provocar cierto giro de la cimentación, con pérdida importante de la rigidez, especialmente en el caso de suelos blandos.

Sería conveniente elaborar modelos en que se estudie el efecto de la variación en los parámetros elástico-geométricos, usando valores extremos para tener una idea de cuanto puede variar la rigidez y eficiencia de estas estructuras.

La ductilidad que puede alcanzarse empleando muros es en general menor que la que puede lograrse empleando marcos rígidos; esto tal vez pueda correlacionarse con el hecho de que la diferencia entre resistencia y rigidez es mucho mayor en el caso de los muros, en que la rigidez es varias veces la resistencia efectiva mientras que en los marcos la rigidez y la resistencia son del mismo orden de magnitud.

Como ya se indicó, esto es quizá la causa de los agrietamientos importantes de muros "no estructurales" cuando por alguna razón impiden la deformación de

estructuras flexibles, debido a su gran rigidez, pero sin que su resistencia sea compatible con dicha rigidez.

El caso en que se combinan muros y marcos en estructuras situadas en zonas sísmicas, es quizá el más complejo desde el punto de vista del análisis estructural, debido a la necesidad de considerar la interacción entre dos sistemas que tienden a deformarse de manera diferente al ser sometidos a fuerzas laterales, ya que los muros tienden a trabajar como vigas en voladizo, con deformaciones de entrepiso pequeñas en los primeros niveles y grandes en pisos superiores mientras que en los marcos, las deformaciones de entrepiso tienden a ser menores en pisos superiores, comparadas con las de pisos inferiores, debido a que la rigidez de entrepiso usualmente disminuye más lentamente que las fuerzas cortantes aplicadas. Esta situación hace que el porcentaje de fuerza cortante total que toman los marcos y los muros varíe en cada entrepiso: en general, en pisos inferiores los muros absorben cerca de la totalidad de la fuerza cortante y la situación se invierte en los pisos superiores en que a veces los muros no sólo no ayudan sino que tienen lo que puede llamarse "rigidez negativa", ya que tienden a deformarse más que los marcos y aumenta la fuerza que deben absorber éstos.

Se han propuesto diversos modelos para analizar este problema. El propuesto desde 1964 por Khan y Sbarounis, ref 11, ilustra claramente las diferencias de comportamiento de ambos tipos de elementos, presentando además gráficas para estimar la deformación del conjunto a través de ciertos parámetros característicos, para varias condiciones de carga.

La idealización más común de los muros al analizar este tipo de sistemas por computadora es suponiendo que son "columnas anchas" y cuando hay trabes continuas con ellas, formando marcos, se supone infinitamente rígida la parte de trabe que queda comprendida entre el eje y el paño del muro, ref 12. Los comentarios relativos a la posibilidad de agrietamientos, que reducen usualmente el valor del momento de inercia efectivo, y de los giros en la cimentación de los muros indican que este tipo de análisis no siempre es lo confiable que parece. Sería conveniente llevar a cabo análisis suponiendo valores extremos que podrían tener los distintos parámetros que intervienen.

Para el análisis por sismo usando el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, debe recordarse que el diseño de los marcos debe hacerse cuando menos para soportar el 25% del cortante total, si desea usarse el factor de reducción por ductilidad de 4, lo que con frecuencia no se hace.

Se han desarrollado algunos programas de computadora mucho más complejos que permiten el análisis de este tipo de sistemas empleando la técnica del elemento finito, ref 3. El valor que se dé a los parámetros que intervienen es fundamental para el éxito que se obtenga en la predicción de los efectos de fuerzas laterales. La consideración de movimiento de la cimentación puede modificar radicalmente los resultados que se encuentren. Asimismo, la hipótesis de que a nivel de los pisos se tiene un diafragma rígido que obliga a moverse de igual forma a los marcos y muros no siempre es adecuada, sobre todo cuando la planta del edificio es muy alargada. Si éste es el caso debe tomarse en cuenta también el efecto de deformaciones de la losa en su plano.

Conclusiones y recomendaciones.

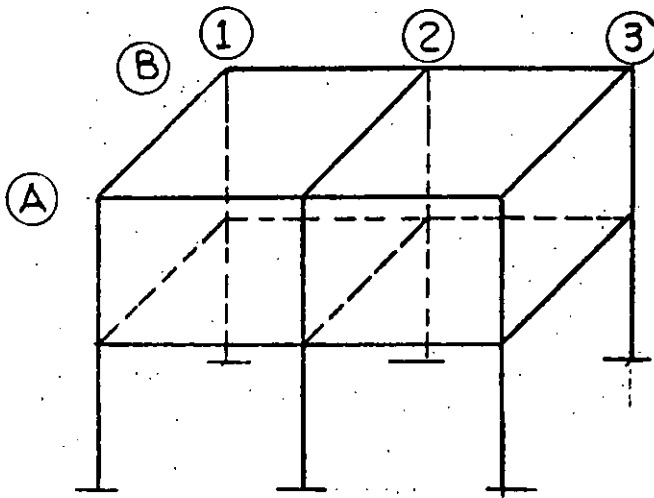
De lo expuesto anteriormente puede concluirse que a pesar de que se dispone en la actualidad de programas para computadora muy eficientes para el análisis de las estructuras, es importante definir con precisión cuáles son los valores más adecuados de los parámetros que intervienen, pues pueden cometerse errores importantes si no se logra esto.

Como ya se indicó, en muchas ocasiones será necesario repetir el análisis con diferentes valores de los parámetros significativos, para ver el efecto que tienen dichas variaciones en los resultados y reforzar la estructura de manera adecuada.

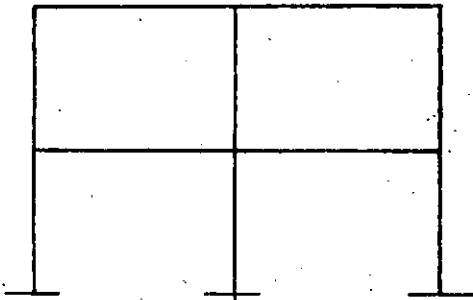
Las mayores incertidumbres están asociadas a las estructuras de mampostería. Las estructuras de concreto reforzado pueden tener también cambios importantes en los valores de diseño al variar algunos de los parámetros empleados. Las estructuras de acero son las más confiables desde este punto de vista, ya que las propiedades elástico-geométricas de las estructuras construídas con este material sufren mucho menos variación. En este caso, lo que debe cuidarse es que no aparezcan situaciones que modifiquen las hipótesis básicas, como puede ser la falla por pandeo local, lateral o general.

Referencias

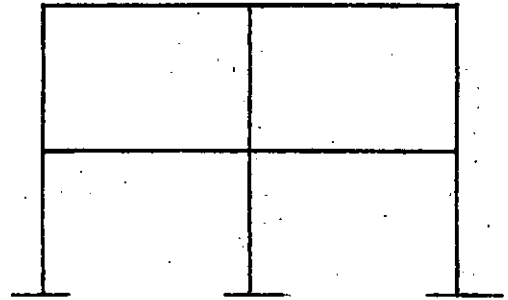
1. Del Valle E. Consideraciones sobre la rigidez de estructuras sometidas a fuerzas laterales, Tercer Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Acapulco, Gro., 1971.
2. Del Valle E. Lecciones de sismos recientes. Diseño Sísmico de Edificios. VII Curso Internacional de Ingeniería Sísmica, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1981.
3. Berdón, S., Gandara, F., Pérez S. Programas de computadora para el análisis y diseño estructural disponibles en el mercado internacional. Tercer Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Morelia, Mich., 1982.
4. Park, R. y Paulay, T. Estructuras de Concreto Reforzado, cap. II. Editorial Limusa, 1979.
5. Dornick, D.J. Earthquake resistant design. A manual for engineers and architects, John Wiley and Sons. 1977.
6. Bertero V. Comportamiento sísmico y criterios de estructuración de edificios de concreto. VI Curso Internacional de Ingeniería Sísmica. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1980.
7. Bieme, J.A. Dynamic characteristics of multistory buildings. Journal of the Structural Division, ASCE, Feb. 1968.
8. Meli R. y Rodríguez M. Diseño sísmico de edificios con losas reticulares. V Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, Jal. 1979.
9. Hernández, B.O., Meli R. Los muros de mampostería como elementos estructurales. Primer Congreso Nacional sobre Ingeniería Estructural, México, 1977.
10. Hernández, B.O. La mampostería en México. Estado del Conocimiento. Tercer Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Morelia, Mich., 1982.
11. Khan, F.R. y Sbarounis. Interaction of shear walls and frames, Journal of the Structural Division, ASCE, Jul. 1964.
12. Bazán, E. Sobre el análisis sísmico de edificios con muros rigidizantes, Primer Congreso Nacional sobre Ingeniería Estructural, México, 1977.



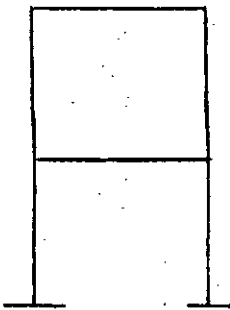
ESTRUCTURA EN EL ESPACIO



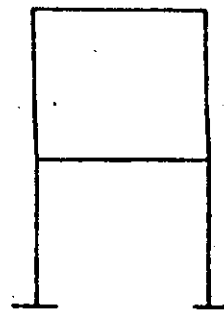
(A)



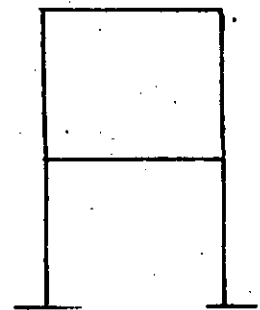
(B)



(1)

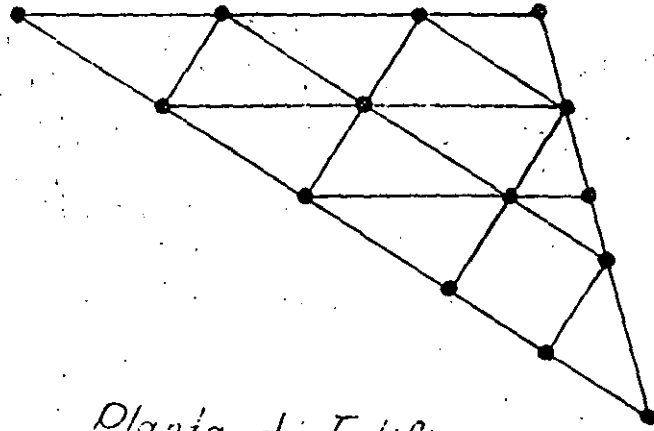


(2)

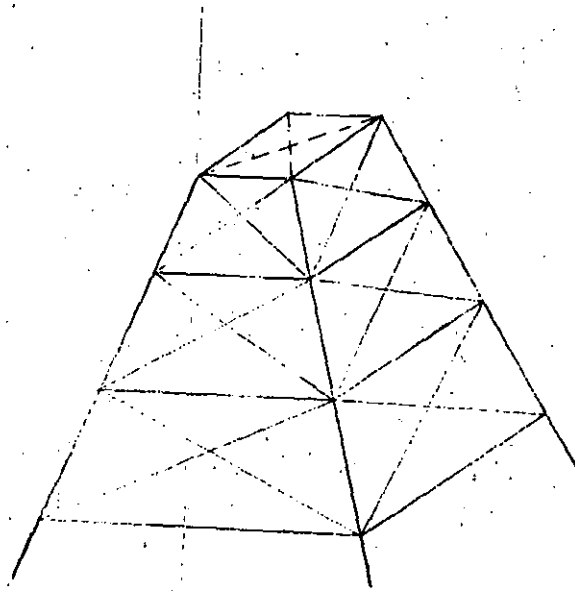


(3)

DESCOMPOSICION EN MARCOS PLANOS

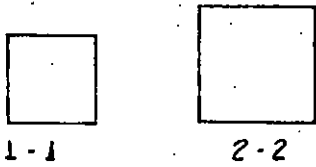
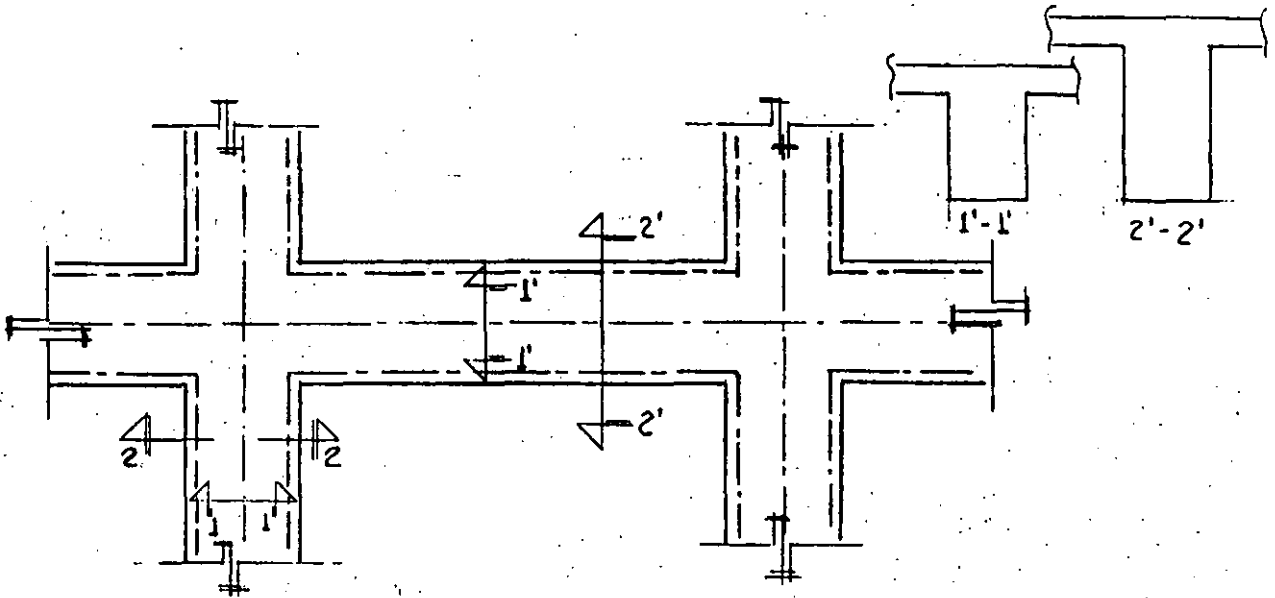


Planta de Edificio



Torre

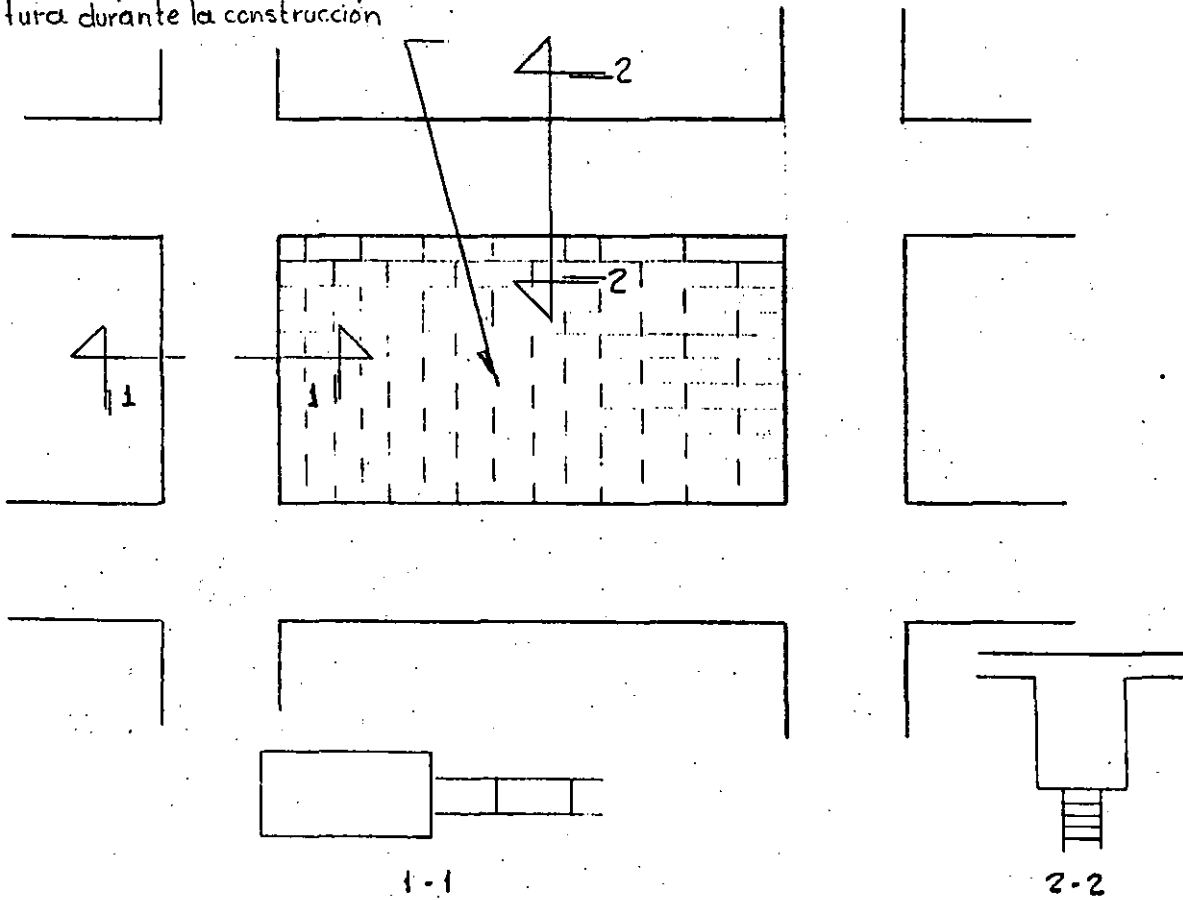
ESTRUCTURAS EN QUE LA DESCOMPOSICION EN MARCOS PLANOS NO ES CLARA



1-1 DIMENSIONES EMPLEADAS EN EL
1'-1' ANALISIS DE LA CONSTRUCCION

2-2 DIMENSIONES DE CONSTRUCCION PROPUESTAS
2'-2' EN LOS PLANOS SIN MODIFICAR EL ANALISIS

Muro de mampostería ligado a la estructura durante la construcción



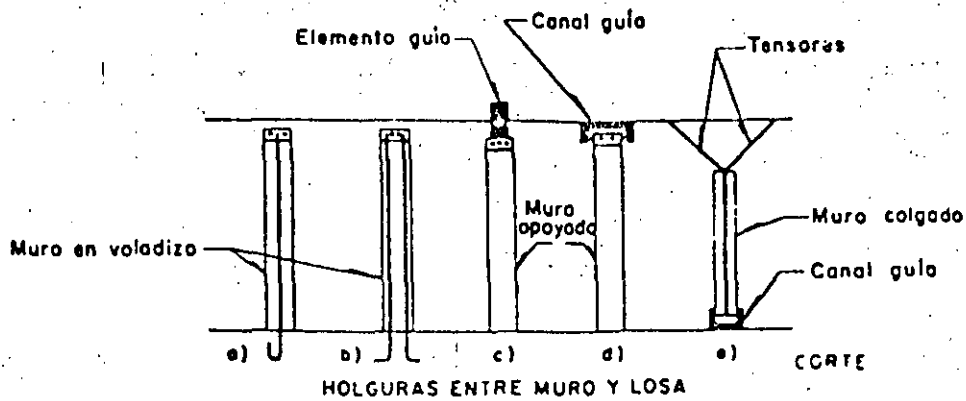
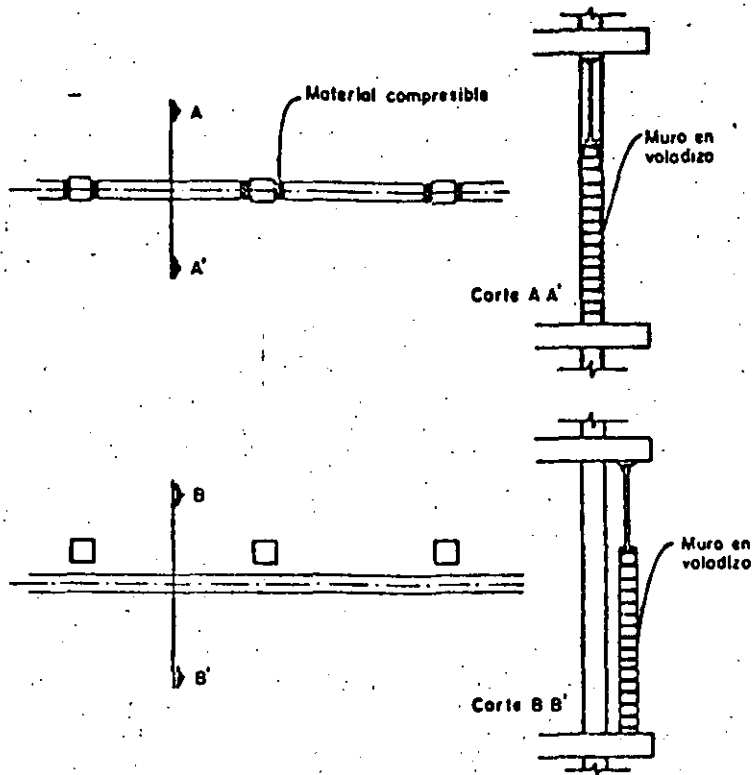
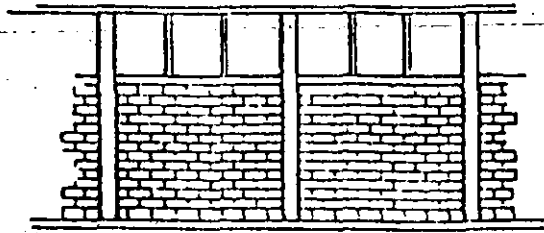
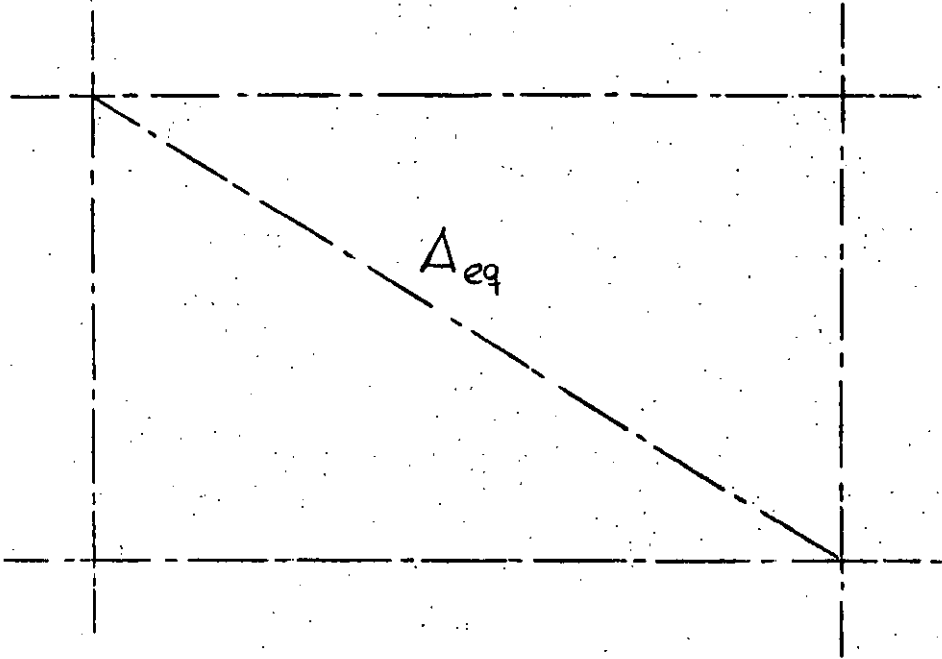
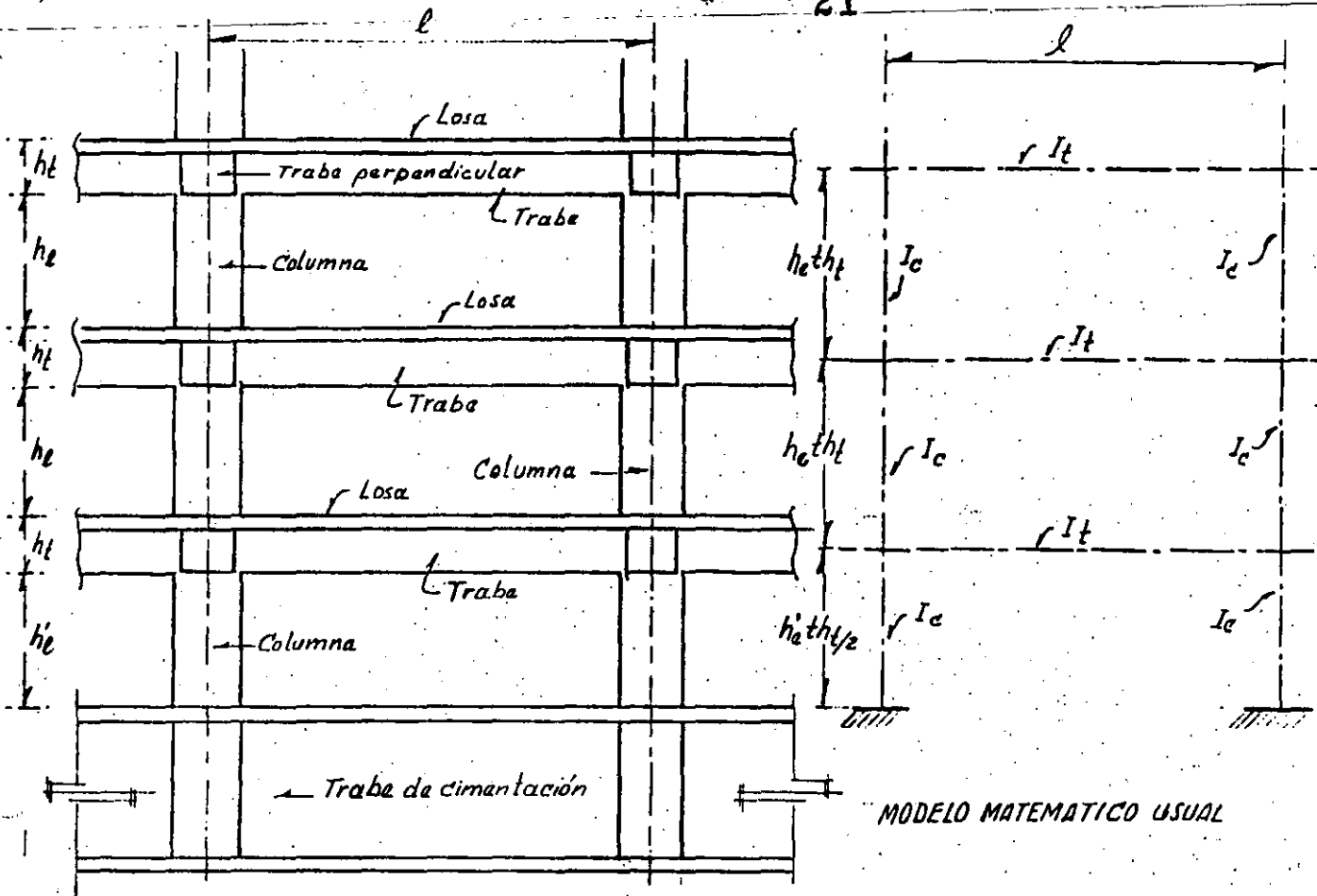


Fig 38. Posibles soluciones a muros que no forman parte integrante de la estructura

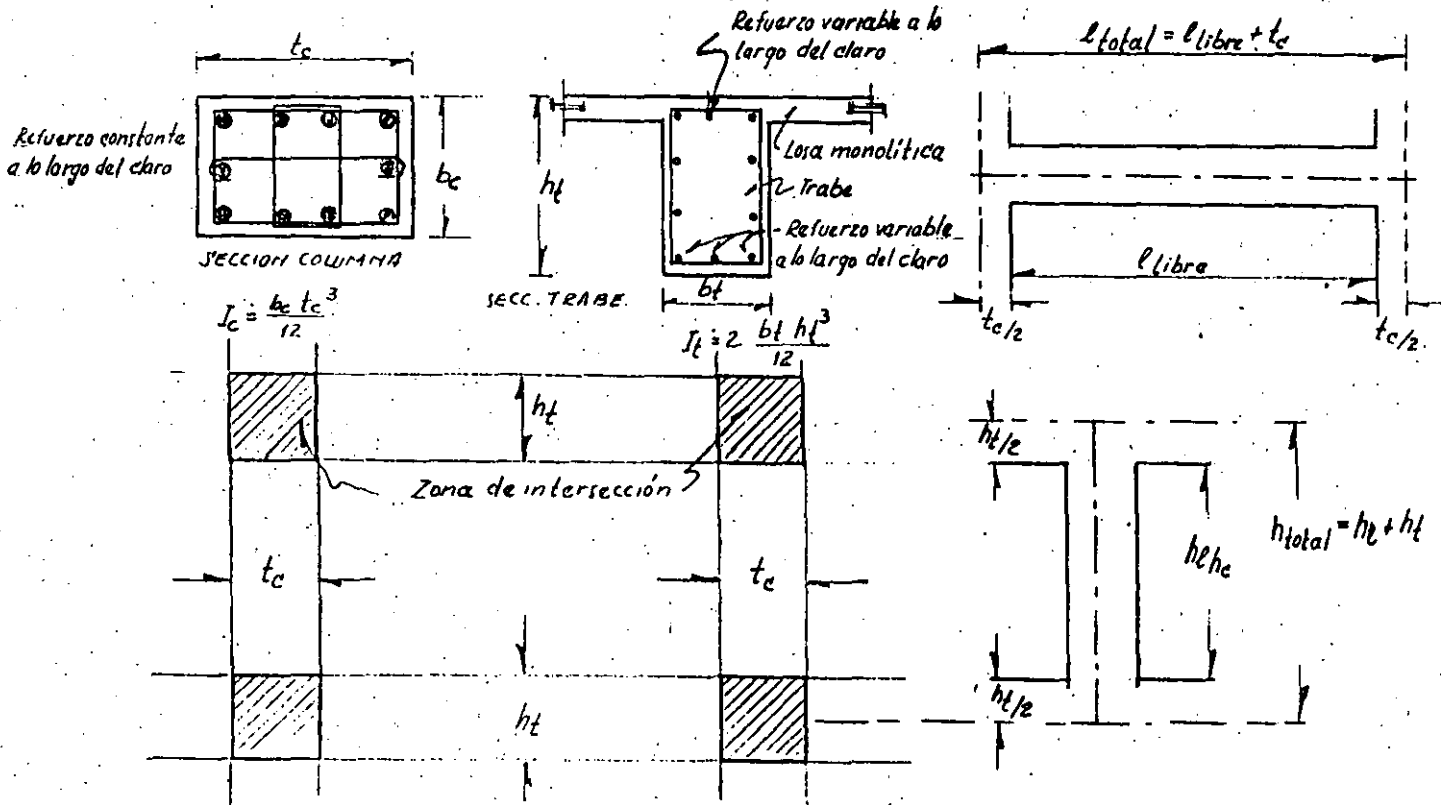


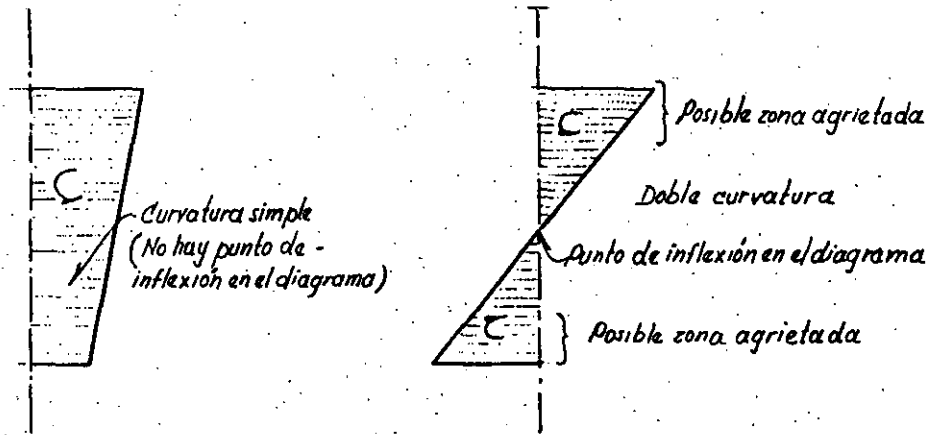
MODELO MATEMATICO PARA TOMAR EN CUENTA
UN MURO DE MAMPOSTERIA LIGADO A LA ESTRUCTURA



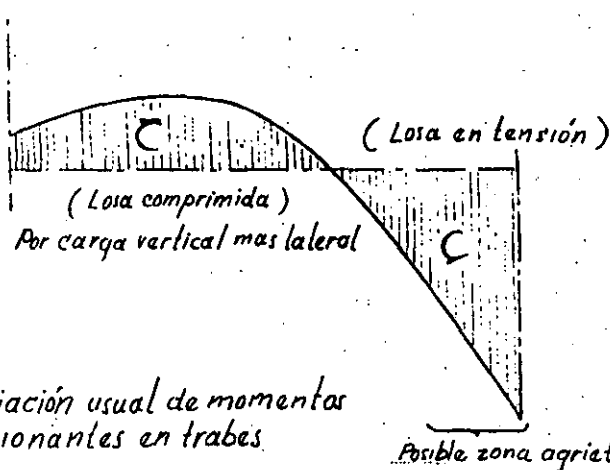
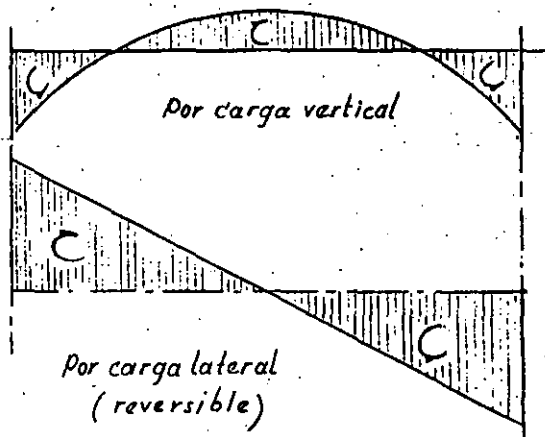
ESTRUCTURA REAL

MODELO MATEMATICO USUAL



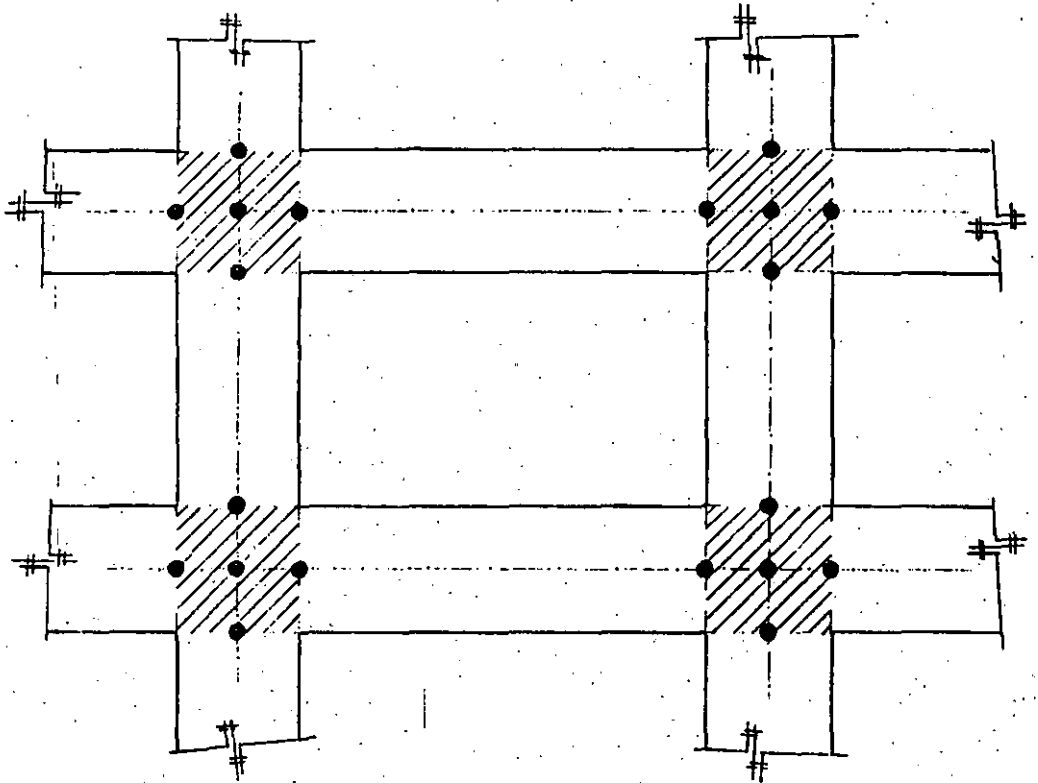


Variación usual de los momentos flexionantes en columnas (carga vertical o lateral)

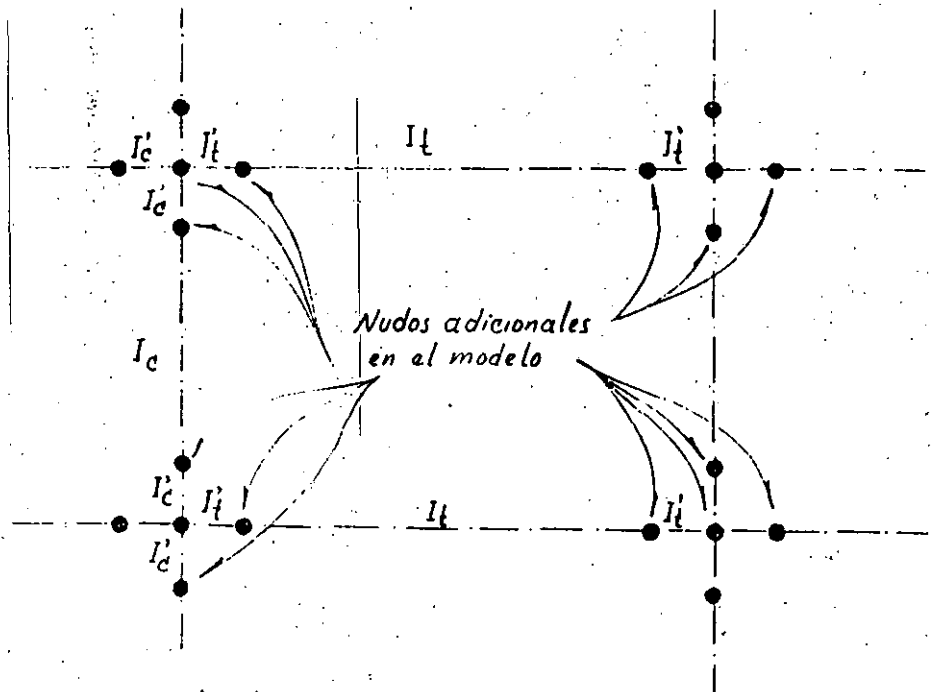


Variación usual de momentos flexionantes en trabes

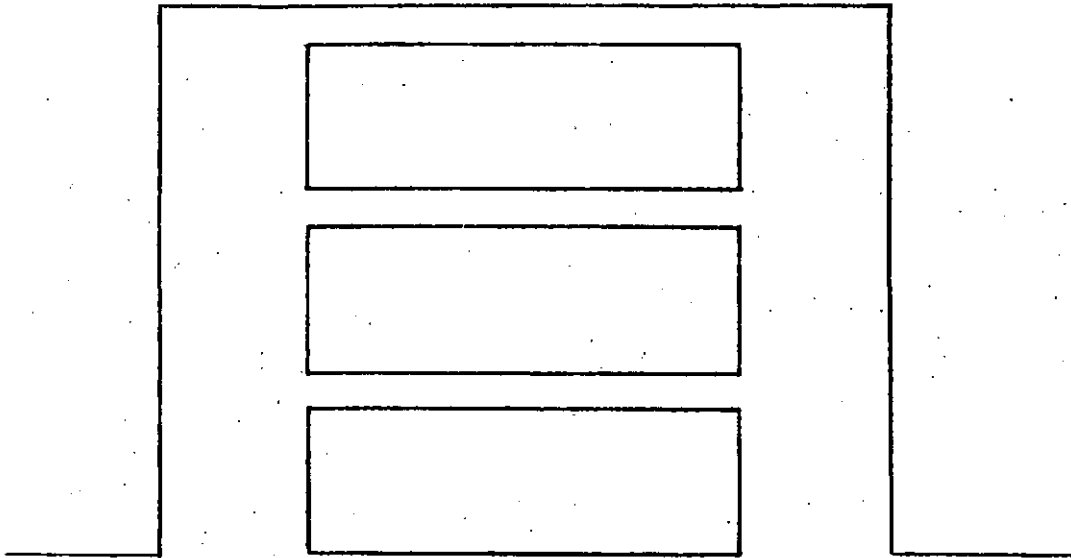
Efecto de la variación de momentos flexionantes a lo largo del claro de una borra estructural



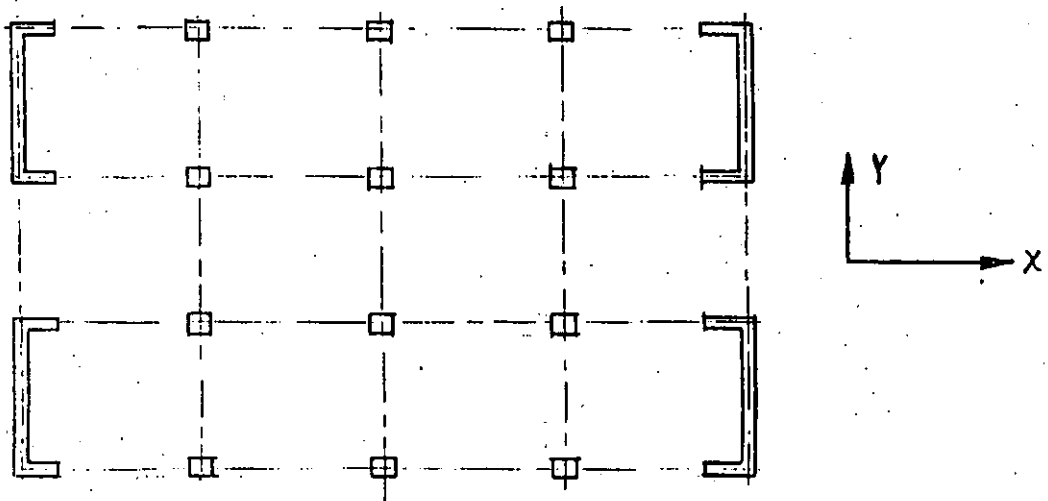
Marco con zonas de intersección
entre traves y columnas importantes



Modelo con nudos adicionales y diferentes
propiedades en las barras

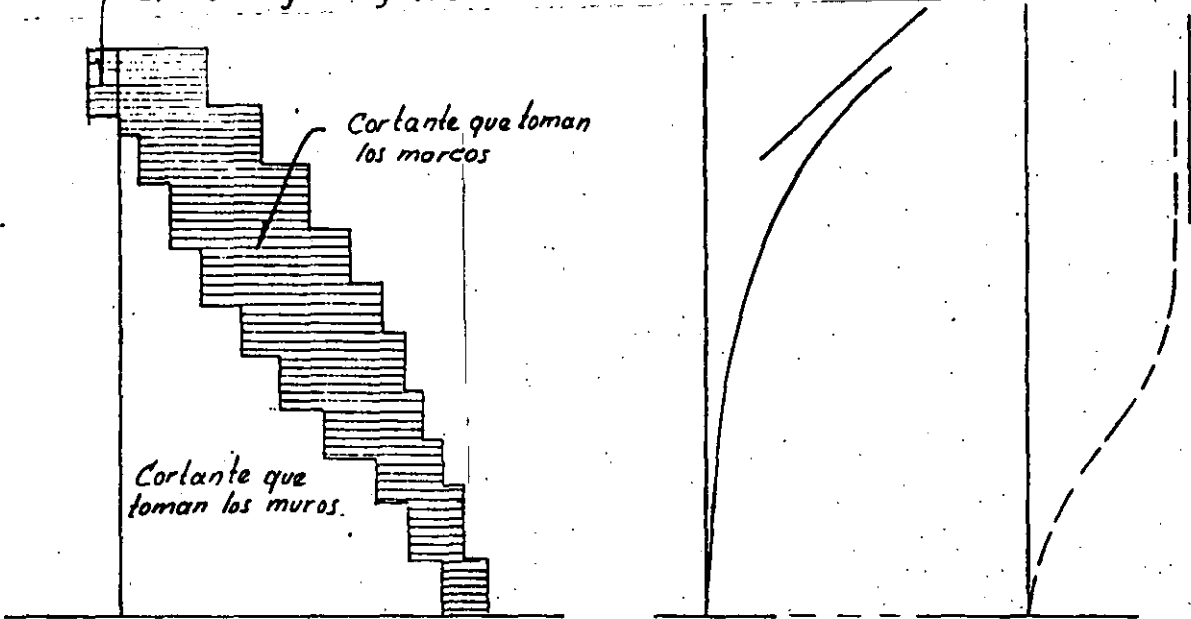


VOLADIZO DISFRAZADO DE MARCO



EDIFICIO CON MARCOS Y MUROS DE RIGIDEZ EN DIRECCION Y

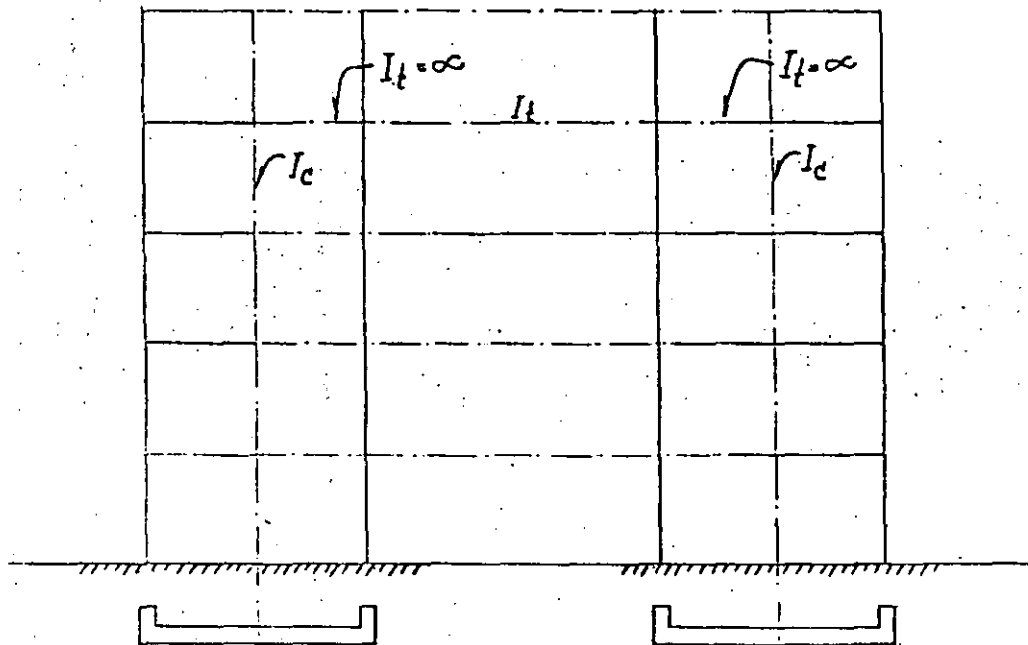
Efecto de rigidez "negativa" de muros



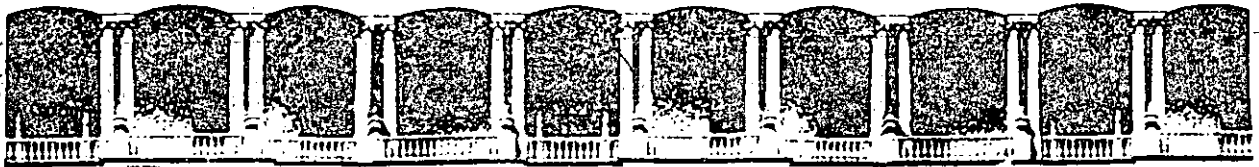
Elastica de muros solos

Elastica de marcos solos

Distribución de fuerzas cortantes laterales entre marcos y muros y elásticas sin interacción.



Idealización de muros como columnas anchas



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

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

MODULO III: DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

**ING. OSCAR DE BUEN LOPEZ
DE HEREDIA**

INTRODUCCION

El objetivo que se persigue al construir una estructura es satisfacer una necesidad, que puede ser salvar una barranca para unir dos poblaciones que se encuentran a uno y otro lado de ella, detener el agua de un río para formar un embalse que permita utilizarla para generar energía eléctrica, o crear un espacio en el que se desarrollen actividades que no podrían llevarse a cabo a la intemperie. En el primer caso se construye un puente, en el segundo la cortina de una presa y en el tercero un edificio.

En un edificio urbano, para oficinas o departamentos, deben crearse espacios en los que se viva o trabaje en condiciones adecuadas de seguridad y confort.

Uno de los fenómenos más característicos de nuestra época es el gran crecimiento de las ciudades, ocasionado en parte por el aumento general de población y en parte por la emigración continua del campo hacia ellas; a su vez, la necesidad de proporcionar alojamiento y lugar de trabajo a un número cada vez mayor de personas dentro de un área reducida, ha sido la razón principal de que en las últimas décadas se hayan construido muchos edificios, algunos de gran altura, y de que esta tendencia subsista en la actualidad.

Todos los elementos requeridos para crear los espacios mencionados arriba, así como las personas que los ocuparán, y el mobiliario y equipo necesarios para desarrollar sus actividades, pesan, y su peso debe transmitirse hasta el terreno en el que se apoya el edificio; es el peso de pisos, plafones, fachadas, muros divisorios y de linderos, instalaciones, muebles y personas, el que crea la necesidad de contar con una estructura cuya finalidad primaria es transmitir esos pesos, y el suyo propio, hasta la cimentación y el terreno.

Pero, una vez construido, el edificio constituye un obstáculo para el libre flujo de las corrientes de aire, lo que da lugar a que aparezcan presiones y succiones en sus fachadas; además, en buena parte de nuestro planeta, y potencialmente en todo él, la corteza terrestre experimenta de vez en cuando movimientos que se transmiten a los edificios construidos sobre ella: tanto el viento como los sismos ocasionan sollicitaciones que deben ser resistidas por la estructura, al mismo tiempo que sigue soportando las cargas verticales.

Dijimos al principio que el objeto de un edificio es crear espacios en los que se viva y se trabaje en condiciones adecuadas de seguridad y confort; para ello, la estructura debe tener resistencia suficiente para soportar la combinación de sollicitaciones ocasionada por las cargas verticales y el viento o sismo y, además, ser de rigidez adecuada para que sus deformaciones, bajo esas sollicitaciones, no sean

* Profesor erérito de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. Ingeniero - consultor en estructuras.

excesivas, con lo que se evita el pánico entre los ocupantes y se reducen a un mínimo los daños en los elementos no estructurales y en las instalaciones.

Las cargas verticales, muertas y vivas, se pueden evaluar con precisión aceptable, y se sabe bastante sobre el comportamiento de elementos estructurales y estructuras completas sometidos a cargas de ese tipo. En cambio, es imposible predecir la intensidad de los temblores que deberá resistir un edificio, y hay todavía bastantes lagunas en nuestro conocimiento sobre el comportamiento de las estructuras sometidas a sollicitaciones sísmicas. Nos encontramos, pues, ante un problema que aparentemente no tiene solución, que caracteriza al diseño sísmico: diseñar y construir estructuras que resistan sollicitaciones desconocidas mediante mecanismos que no se entienden todavía demasiado bien; y, para complicar más aún el problema, teniendo en cuenta, como en todas las obras de ingeniería, consideraciones económicas de importancia fundamental.

Muchos edificios construidos hasta ahora han estado sometidos a temblores de tierra intensos; algunos han quedado totalmente destruidos, otros se han mantenido en pie, pero sufriendo daños severos en elementos estructurales y no estructurales, mientras que el resto ha resistido los temblores con daños muy reducidos, o aún nulos.

Los métodos modernos de diseño sísmico provienen en gran parte del estudio del comportamiento, satisfactorio o no, de edificios que han experimentado movimientos telúricos importantes, y la filosofía en que se basan esos métodos proviene de la aceptación del hecho de que es imposible construir edificios que tengan una probabilidad nula de falla o de experimentar daños durante los temblores, desconocidos, a que puedan quedar sometidos durante su vida útil.

La solución ideal, desde un punto de vista económico, consiste en escoger sistemas estructurales que se diseñen para soportar las cargas verticales, y que sean capaces de resistir la combinación de éstas y las sollicitaciones sísmicas sin que el aumento de esfuerzos (o la disminución de factores de carga respecto a la falla) exceda el incremento permitido en los reglamentos para sollicitaciones producidas por cargas permanentes y accidentales combinadas; al mismo tiempo, debe revisarse que los desplazamientos horizontales relativos entre niveles consecutivos no sobrepasen límites aceptables, y comprobarse que se tiene una seguridad adecuada contra la inestabilidad de conjunto de la construcción.

Los edificios de pocos pisos, con muros de carga, suelen satisfacer automáticamente las dos condiciones anteriores de resistencia y rigidez; al aumentar el número de niveles y requerirse una estructura el problema se vuelve más difícil, y para evitar incrementos excesivos en costo y en el tamaño de los elementos estructurales deben utilizarse sistemas estructurales adecuados; si el número de pisos no es muy grande, los marcos rígidos constituyen una buena solución, mientras que para alturas mayores suelen obtenerse buenos resultados combinando los marcos con contraventeos o muros de rigidez, y en edificios muy altos conviene recurrir a sistemas estructurales especiales.

Una estructura puede diseñarse de manera que tenga resistencia y rigidez suficiente para que su respuesta ante la combinación de cargas verticales y sísmicas sea predominantemente elástica, pero al hacerlo se obtienen soluciones mucho más costosas que las empleadas tradicionalmente en edificios construidos en zonas sísmicas que han tenido, en general, un comportamiento aceptable durante temblores reales. Sin embargo, este tipo de soluciones puede ser recomendable en estructuras especiales, en las que se desee mantener los daños a niveles muy bajos, aún bajo temblores de gran intensidad; uno de esos casos lo constituyen las centrales nucleoelectricas.

FILOSOFIA DEL DISEÑO SISMICO.

En la mayoría de las construcciones convencionales los problemas económicos hacen que no se justifique la solución anterior, ya que el aumento de costo requerido para resistir vibraciones laterales de gran intensidad debe analizarse teniendo en cuenta la importancia de la estructura y la probabilidad de ocurrencia de los temblores. Esto hace que la filosofía actual del diseño de edificios que se construirán en zonas sísmicas, de donde provienen los criterios para fijar los niveles de carga indicados en los reglamentos modernos, sea la siguiente: los edificios deben ser capaces de resistir temblores menores sin sufrir daños, temblores moderados sin daños estructurales, pero con algunos daños en elementos no estructurales, y temblores muy intensos sin colapso, pero con daños no estructurales y estructurales. Se acepta, pues, la posibilidad de que el edificio sufra desperfectos importantes, pero no la de que se pierdan vidas. El objetivo de los códigos es, por consiguiente, obtener estructuras que se comporten elásticamente bajo temblores que puede esperarse que ocurran más de una vez durante la vida del edificio y que sean capaces de sobrevivir, sin colapso, el temblor de intensidad máxima que puede presentarse durante su vida útil. Para evitar el colapso durante el temblor más intenso los miembros, y la estructura en conjunto, han de poseer ductilidad suficiente para absorber y disipar energía por medio de deformaciones postelásticas, lo que exige excursiones importantes en el intervalo inelástico, con poca o ninguna pérdida de resistencia. La ductilidad necesaria puede estar asociada, en casos extremos, con deformaciones permanentes muy grandes, de manera que aunque no se presente el colapso de la estructura los daños que sufra pueden ser tales que no puedan repararse económicamente, y la construcción se pierda por completo.

La filosofía mencionada sigue siendo la base de los códigos modernos de diseño sísmico; sin embargo, a raíz de los últimos temblores intensos, sobre todo los de la Ciudad de México de septiembre de 1985, empieza a cuestionarse, si no la filosofía en sí, al menos el nivel de daños que debe permitirse durante movimientos de tierra de gran intensidad, pues los costos de reparación y refuerzo de las construcciones son tan elevados que seguramente se justifica aumentar la inversión inicial para disminuir los riesgos de que se presenten daños importantes en estructura, acabados o instalaciones.

ELECCION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.

Las características principales que debe tener un edificio que se va a construir en una zona sísmica son:

Resistencia. El edificio ha de tener una seguridad adecuada, contra el colapso durante temblores intensos. Para ello, debe diseñarse para que soporte solicitaciones sísmicas relativamente altas, compatibles con la sismicidad de la zona.

Rigidez. Es necesaria para evitar daños en muros, cancelas, instalaciones y otros elementos no estructurales, durante temblores frecuentes de poca intensidad, y para impedir fallas por inestabilidad, debida a amplificación excesiva de los momentos por interacción carga vertical - desplazamiento horizontal, en temblores intensos. La rigidez apropiada se logra manteniendo los desplazamientos laterales de entrepiso por debajo de límites adecuados, que se indican en los reglamentos.

Ductilidad. Esta propiedad no es indispensable, en teoría, puesto que pueden construirse estructuras que, también en teoría, se comporten elásticamente bajo temblores de cualquier intensidad; constituye, sin embargo, una manera económica de obtener estructuras capaces de soportar temblores intensos, si bien sufriendo daños que pueden ser importantes. Además, como no se conocen las características (intensidad, duración, contenido de frecuencias, etc.) del temblor más desfavorable a que quedará sometida la construcción, no puede suprimirse la ductilidad, al menos en zonas críticas de la estructura, sin correr el riesgo de que el comportamiento real esté muy por debajo del previsto.

En las últimas décadas se ha dado una importancia excesiva a la ductilidad; los reglamentos de diseño sísmico han estimulado el uso de estructuras dúctiles, generalmente flexibles, y han penalizado a las rígidas, a pesar de que en los temblores que han ocurrido últimamente en distintas partes del planeta se ha comprobado, de manera sistemática, el superior comportamiento de las estructuras rígidas y resistentes, especialmente si se les proporciona ductilidad adecuada en las zonas donde pueden concentrarse las deformaciones inelásticas.

R. Park y T. Paulay, en su libro "Estructuras de concreto reforzado", afirman lo siguiente:

"Como es imposible predecir con precisión las características de los movimientos de tierra que pueden ocurrir en un sitio dado, también es imposible evaluar el comportamiento completo de una estructura sometida a sismos intensos de características desconocidas*. Sin embargo, las estructuras pueden diseñarse y construirse de manera que tengan características que aseguren que su comportamiento será el más deseable. En términos de daños, ductilidad, disipación de energía, o falla, ha de lograrse una secuencia deseable en el deterioro, y en la destrucción eventual, de la compleja cadena de resistencia de la estructura, lo que implica una jerarquización adecuada de sus modos de falla, que sólo puede lograrse si se conoce la resistencia de cada uno

* La incertidumbre es el aspecto que caracteriza todo el diseño sísmico: debe diseñarse para solicitaciones desconocidas, sin conocer tampoco el mecanismo de respuesta de los elementos y sistemas estructurales - sometidos a ellos. Aunque se sabe bastante más acerca de este segundo punto que del primero, todavía existen lagunas muy importantes en -- nuestro conocimiento.

de los eslabones que forman esa cadena, es decir, de cada uno de los elementos que componen la estructura.

A pesar de la naturaleza probabilística del fenómeno, la mejor manera de obtener una estructura que se comporte con éxito ante temblores de intensidad media, y no llegue al colapso durante terremotos catastróficos consiste, dados los conocimientos actuales, en distribuir determinísticamente sus propiedades de resistencia y ductilidad para obtener el modo de falla más conveniente. Esta filosofía puede incorporarse en un proceso de diseño basado en la resistencia última de la estructura, durante el cual se escogen y detallan adecuadamente los elementos que formarán parte de los mecanismos disipadores de energía, y se proporciona a los elementos estructurales restantes resistencia suficiente para asegurar que los mecanismos escogidos conservarán toda, o casi toda, su resistencia durante los ciclos de carga y deformación producidos por el temblor".

La obra citada se publicó en 1975; sin embargo, los aspectos señalados siguen en vigor, por completo, hoy en día, y se pusieron de manifiesto durante los terremotos de septiembre de 1985. Ha de tenerse en cuenta, además, que las construcciones reales son muy complejas, mucho más que los modelos que se emplean para analizarlas y diseñarlas, por lo que para lograr el comportamiento deseable mencionado deben satisfacerse requisitos adicionales de simetría, uniformidad a lo largo de la altura, trabajo de conjunto, etc.

MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS SISMICO.

No se pretende estudiar aquí los métodos que se emplean para evaluar las fuerzas sísmicas para las que debe diseñarse un edificio; sin embargo, conviene recordar los procedimientos más comunes. El más sencillo y, probablemente, el más utilizado, consiste en determinar un conjunto de fuerzas estáticas horizontales aplicadas en los diferentes pisos del edificio, cuya suma es igual a una cierta fracción, especificada en los códigos de diseño, del peso de la construcción; en general, las fuerzas laterales se distribuyen en la altura del edificio siguiendo una ley de variación triangular, con el vértice en la base de la construcción.

Un segundo procedimiento consiste en modelar el edificio como un sistema de masas concentradas en los pisos, conectadas entre sí por resortes cuya rigidez lateral depende de las características de la estructura, y en realizar un análisis dinámico modal del sistema. Las fuerzas cortantes de diseño se encuentran superponiendo adecuadamente unos cuantos modos de vibración y utilizando los espectros para diseño sísmico especificados en los reglamentos. Este enfoque dinámico es más apropiado que el estático, sobre todo para edificios irregulares, pero sigue teniendo muchas imprecisiones, que provienen en buena parte de la suposición de que el comportamiento del edificio es exclusivamente elástico.

Por este motivo, las construcciones importantes se analizan a veces teniendo en cuenta, al modelarlas, el comportamiento inelástico de la estructura, y sometiendo el modelo a temblores de características

adecuadas; la respuesta inelástica de la estructura, a lo largo del tiempo, se obtiene por medio de un proceso de integración paso a paso. Aunque costoso y complejo, éste es el método más preciso de análisis sísmico con que se cuenta en la actualidad, dada su precisión conceptual intrínseca; sin embargo, la intensidad, duración y demás características de los temblores futuros permanecen, como siempre, desconocidas.

Ha de recordarse siempre que las fuerzas laterales de diseño especificadas en los códigos son mucho menores que las que puede esperarse que actúen sobre las construcciones durante un movimiento de tierra importante, por lo que debe reconocerse que los sismos intensos harán que los elementos críticos de las estructuras se comporten inelásticamente; es, pues, esencial que el diseño y la construcción se lleven a cabo de manera que se garantice el comportamiento dúctil de miembros y conexiones sujetos a ciclos severos de inversión de cargas, independientemente de cual haya sido el método utilizado para determinar la distribución hipotética de fuerzas que obran sobre la estructura.

El acero estructural es un material muy dúctil, y tiene propiedades físicas que lo hacen ideal para construir estructuras resistentes a sismos. Sin embargo, su ductilidad intrínseca no se conserva necesariamente en la estructura terminada, sino puede perderse por fenómenos de inestabilidad local, de miembros individuales o de conjunto, porque la falla se presente de manera que no se obtenga la respuesta buscada (por ejemplo, por cortante), o porque el comportamiento de las conexiones sea defectuoso. Por todo ello, debe procederse con mucho cuidado durante el diseño y la construcción para evitar la pérdida de esas propiedades.

La ductilidad de los elementos de acero estructural varía con el tipo de sollicitación; es máxima en miembros en tensión, en los que se alcanza la ductilidad del material, y mínima en elementos en compresión axial. Para obtener ductilidades adecuadas en compresión directa, flexocompresión y cortante, es necesario tomar precauciones para evitar fenómenos prematuros de pandeo local y/o lateral.

SISTEMAS PARA PROPORCIONAR RIGIDEZ Y RESISTENCIA LATERALES.

A pesar de que la razón de ser de la estructura de un edificio proviene de la necesidad de soportar cargas verticales, la elección del sistema estructural queda determinada, casi siempre, por la manera en que han de resistirse las fuerzas horizontales; más todavía, aunque no hubiese más que cargas verticales, también se tendría que pensar en cómo obtener rigidez lateral adecuada, puesto que siempre es teóricamente posible que un edificio completo o alguno de sus entresijos falle por inestabilidad lateral. Las sollicitaciones horizontales son, pues, las que determinan las características principales de los sistemas estructurales de los edificios excepto, quizá, en los que no tienen más de dos o tres niveles.

Las estructuras deben ser estables bajo cualquier condición posible de carga. Cuando lo son, las sollicitaciones exteriores ocasionan en ellas deformaciones pequeñas, y las fuerzas interiores les devuelven su forma original cuando desaparecen las cargas. En cambio,

si una estructura es inestable las cargas producen deformaciones muy grandes, que crecen aunque las solicitaciones se mantengan constantes; además, las acciones interiores estabilizadoras no logran que la estructura recupere su configuración inicial cuando se descarga. El conjunto de vigas y columnas de la fig. 1a. es claramente inestable, pues no resiste fuerzas horizontales ni tiene ningún mecanismo que haga que recupere su forma inicial.

En la fig. 1.d se ilustran los pocos mecanismos que pueden utilizarse para obtener sistemas estructurales estables, capaces de resistir los efectos producidos por fuerzas horizontales. El primero consiste en añadir una diagonal, con lo que se obtiene una estructura contraventeada. En el segundo la estabilidad lateral se logra por medio de muros de cortante*, de mampostería de tabique o de concreto reforzado, que son elementos planos verticales de gran rigidez y resistencia. Por último, los miembros que forman la estructura pueden unirse entre sí por medio de conexiones rígidas, que impiden las grandes rotaciones asociadas con el colapso: la estabilidad lateral se consigue con el uso de marcos rígidos.

Para asegurar la estabilidad, en todas las direcciones, de un edificio, puede utilizarse uno solo de los sistemas mencionados, o una combinación de varios de ellos.

MARCOS RIGIDOS.

Los marcos rígidos tridimensionales, formados por un conjunto de vigas y columnas, constituyen un sistema estructural eficiente para edificios de altura pequeña o media, hasta unos 10 ó 12 pisos. En edificios destinados a habitación no suele justificarse su empleo como únicos elementos resistentes, pues por requisitos de funcionamiento se cuenta con gran número de muros, que separan unas habitaciones de otras, colocados en las mismas posiciones en todos los niveles, que pueden utilizarse con ventaja, solos o en combinación con los marcos. En cambio, los edificios de oficinas carecen casi por completo de divisiones de carácter permanente, por lo que en ellos sí puede convenir utilizar los marcos rígidos como único sistema estructural, pues proporcionan la máxima libertad en la planeación y operación de los edificios.

Los marcos rígidos constituyen una solución adecuada en edificios de poca o mediana altura que se van a construir en zonas sísmicas porque, además de proporcionar la resistencia necesaria ante cargas verticales y horizontales de una manera económica, permiten obtener estructuras de ductilidad elevada, capaces de incursionar en el intervalo inelástico bajo solicitaciones sísmicas intensas, disipando una parte importante de la energía que les transmite el terreno sin sufrir daños, o experimentando desperfectos locales, de pequeña cuantía y fácil reparación.

Los marcos rígidos bien diseñados, detallados y construidos, tienen un comportamiento dúctil estable bajo cargas cíclicas que los hacen trabajar fuera del intervalo elástico, y la mayor parte de los có-

* También llamados "muros de rigidez".

digos de construcción los consideran sistemas estructurales preferenciales, para los que especifican cargas laterales menores que las correspondientes a otros sistemas.

Es una práctica aceptada generalmente la de que el dimensionamiento de los miembros que componen los marcos rígidos se haga de manera que las articulaciones plásticas se formen en las vigas antes que en las columnas, con lo que se logra que las deformaciones plásticas más importantes se concentren en zonas que pueden aceptarlas con poca, o ninguna, pérdida de resistencia. Esta es la filosofía de diseño conocida como "columnas resistentes - vigas débiles".

Sin embargo, la ductilidad se convierte en la principal desventaja de los marcos rígidos cuando se pretende utilizarlos en edificios altos carentes de elementos estructurales adicionales que contribuyan a la resistencia y rigidez lateral del conjunto, pues se hace necesario aumentar las dimensiones de vigas y columnas, muy por encima de las requeridas para soportar las cargas verticales, primero para obtener la resistencia necesaria ante cargas horizontales y después, cuando crece el número de pisos, para controlar los desplazamientos laterales y mantenerlos dentro de límites adecuados.

Los marcos rígidos constituyen el esqueleto resistente de un gran número de construcciones modernas de muy diversos tipos (Fig. 2). 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. El dimensionamiento de las conexiones entre vigas y columnas constituye uno de los aspectos más importantes del diseño de los marcos rígidos.

En edificios de varios pisos se emplean marcos 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 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. 2.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 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, como se ve en la fig. 3a. (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 principalmente por ellos, de una manera eficiente y económica, y ayuden a los muros de rigidez o crujiás contraventeadas a resistir las solicitaciones horizontales eventuales (Fig. 3.b).

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.

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 o muros de rigidez (Fig. 4).

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 contraventeados 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 crujiás contraventadas 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.

Las columnas, 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 las 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 ni muros de rigidez; también contribuyen a darle al marco la rigidez necesaria para evitar problemas de pandeo de conjunto. Trabajan casi siempre 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.

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.

Las conexiones se han tratado tradicionalmente como simples puntos de intersección de varias barras; sin embargo, en los últimos años se ha reconocido el importante papel que desempeñan en el comportamiento de los marcos rígidos por lo que en la actualidad su diseño no se limita, como antes, al de los elementos de unión entre vigas y columnas, sino se incluye en él la revisión de la junta propiamente dicha, es decir, de la zona común a todas las barras.

Los contraventeos y marcos de rigidez son 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 lineal relativo de los extremos de las columnas (efecto Δ), a evitar el pandeo de conjunto del edificio y a mejorar su rigidez lateral. En los marcos de varios pisos se utilizan muros de rigidez, de tabique o de concreto reforzado, y contraventeos compuestos por elementos de acero estructural colocados en diagonal, en K, o con alguna otra configuración adecuada.

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.

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 lo forman, 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

* Aunque menos frecuentes, son también posibles las fallas por cortante, y las deformaciones excesivas constituyen en muchas ocasiones el límite de utilidad estructural.

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 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 dimensionan para evitar las formas de falla mencionadas arriba, presta poca atención al trabajo de conjunto de la estructura.

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. 5.a). 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. 5.b).

Las curvas de la Fig. 5 representan las formas de falla mencionadas; las cuatro corresponden a un mismo marco, pero I y II (Fig. 5.a) describen fallas por pandeo, caracterizadas por un punto de bifurcación del equilibrio, mientras que en III y IV (Fig. 5.b) 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 comienza la plastificación del material, y se anula cuando la carga alcanza el valor máximo; la rama descendente corresponde a estados de equilibrio inestable.

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.

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 sollicitaciones 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 importantes en los métodos de análisis y llevan a la obtención de cargas de colapso que son, aparentemente, conservadoras*.

Una curva como la IV de la Fig. 5.b, trazada tomando como base los perfiles obtenidos en el diseño preliminar, contiene buena parte de 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 sollicitaciones y da una medida de su capacidad de absorción de energía. Conocida la curva carga-desplazamiento se puede

* En estructuras reales hay ocasiones en las que no se considera que todas las cargas crecen proporcionalmente; en el análisis sísmico de edificios se supone, de acuerdo con la realidad, que las fuerzas horizontales se empiezan a aplicar cuando ya actúan las cargas verticales completas.

determinar el factor de seguridad de un marco con respecto al colapso y la magnitud de 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 aún imposible, por lo que en la mayor parte de los problemas reales de diseño se recurre a métodos aproximados para determinar la carga de colapso y las deformaciones producidas por las sollicitaciones de trabajo.

Marcos contraventeados. Los marcos provistos de diagonales de contraventeo constituyen una forma eficiente de resistir fuerzas laterales. Son mucho más rígidos y resistentes que los marcos no contraventeados, pero ocasionan, con frecuencia, restricciones en la operación de los edificios, por lo que suelen usarse los dos sistemas combinados.

En la Fig. 6 se muestran algunos posibles arreglos de las diagonales. En todos ellos se busca que los ejes de los miembros, vigas, columnas y contraventeos, se crucen en un punto, por lo que estos sistemas se conocen como marcos provistos de contraventeos concéntricos.

La gran rigidez y resistencia de los marcos contraventeados hacen que se minimicen los daños, tanto no estructurales como estructurales, producidos por los temblores; sin embargo, hay algunos problemas relativos al comportamiento de las diagonales bajo carga cíclica. Sobre todo, se han observado comportamientos bastante pobres cuando se emplean únicamente miembros en tensión para formar al contraventeo. Por ejemplo, cuando se usan contraventeos en X, una fuerza sísmica intensa en una dirección ocasiona un alargamiento de una de las diagonales mientras que la otra, incapaz de trabajar en compresión, simplemente se cuelga, sin aceptar fuerza alguna. Cuando, en el siguiente ciclo de carga, vuelve a aplicarse la fuerza lateral en la misma dirección, la diagonal que se alargó en el primer ciclo no ofrece ninguna resistencia hasta que se restira, y entonces vuelve a alargarse. Esto dá lugar a ciclos histeréticos aplastados, como los que se muestran en la Fig. 7, en los que se observan grandes desplazamientos laterales producidos por incrementos muy pequeños de las cargas, lo que hace que el sistema absorba y disipe una cantidad reducida de la energía que recibe durante los temblores. Para evitar este comportamiento inadecuado, los contravientos deben arreglarse y diseñarse de tal manera que cada diagonal que trabaje en tensión esté acompañada siempre por otra que resista las fuerzas sísmicas trabajando en compresión.

Aún en este caso los elementos de contraventeo han de diseñarse con cuidado, pues en estudios de laboratorio se ha comprobado que la resistencia en compresión de los miembros sometidos a cargas axiales cíclicas, que producen tensiones y compresiones alternadas, disminuye drásticamente después del primer ciclo de carga. Por este motivo, en

las recomendaciones tentativas publicadas en octubre de 1985 por el Comité de Sismología de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California se indica que los elementos de contraventeo deben tener una esbeltez L/r no mayor que $6040/\sqrt{F_y}$ (120, para acero A36), y que su resistencia en compresión axial debe reducirse multiplicando la correspondiente a carga estática por un factor de carga cíclica, menor que la unidad, que vale $1/(1+(KL/r)/2C_c)$, o $1/(1+(KL/r)/252.2)$ para acero A36. (Para este acero, el factor disminuye de 0.93, cuando $KL/r = 20$, a 0.68 para $KL/r = 120$). Además, se indica que todos los elementos que forman parte del contraventeo han de diseñarse tomando como base esa resistencia reducida, independientemente de que trabajen en tensión o en compresión.

Marcos con contraventeos excéntricos. En la Fig. 8 se muestran cuatro marcos provistos de otros tantos tipos de contraventeos excéntricos. Las fuerzas axiales que aparecen en las diagonales, como un resultado de las acciones sísmicas, se transmiten a las columnas o a otras diagonales a través de un tramo corto de viga, llamado "eslabón activo", que trabaja en flexión y cortante. Escogiendo adecuadamente su geometría puede lograrse que un marco contraventeado excéntricamente tenga una rigidez elástica muy cercana a la de marcos similares provistos de contraventeos concéntricos y que, por otro lado, los eslabones activos se deformen inelásticamente durante temblores severos, absorbiendo y disipando energía de una manera análoga a la de los marcos rígidos no contraventeados. Se obtiene así un sistema estructural que posee características favorables de los dos sistemas, y que puede satisfacer, en forma eficiente, los dos requisitos de rigidez y ductilidad característicos del diseño sísmico.

La capacidad de los eslabones activos de disipar grandes cantidades de energía durante sobrecargas extremas es de importancia crítica para la ductilidad de conjunto del sistema estructural; se ha encontrado, por medio de estudios de laboratorio, que los eslabones que fluyen principalmente en cortante son más eficientes que los que fluyen en flexión.

La elección de las excentricidades constituye uno de los pasos más importantes en el diseño de marcos contraventeados excéntricamente, pues de sus valores depende tanto la rigidez elástica del marco como la demanda de ductilidad en los eslabones activos.

En resumen, los marcos contraventeados excéntricamente son estructuras dúctiles en las que las deformaciones inelásticas se confinan a regiones en las que no afectan de manera adversa la resistencia y estabilidad de conjunto de la estructura.

Los contraventeos, las columnas y las vigas, estas últimas en las zonas que no forman parte de los eslabones activos, se diseñan para que permanezcan en el intervalo elástico, y no se pandeen; prácticamente toda la actividad inelástica se concentra, pues, en zonas escogidas, diseñadas y detalladas especialmente. El resto de la estructura se dimensiona para que resista, trabajando elásticamente, las solicitaciones que aparecen en ella mientras los eslabones activos fluyen plásticamente, las que se determinan estudiando el mecanismo de

colapso del marco; posteriormente se revisa su comportamiento bajo cargas de trabajo, utilizando métodos elásticos.

MUROS DE CORTANTE Y MUROS COMBINADOS CON MARCOS RIGIDOS.

El empleo sistemático de los muros de cortante se inició poco después de la terminación de la segunda guerra mundial; en esa época se empezó a construir gran número de edificios altos por lo que se buscó un sistema estructural capaz de resistir las fuerzas horizontales de una manera más económica que el marco rígido, que al mismo tiempo limitase adecuadamente los desplazamientos laterales de entrepiso.

Los muros de cortante se utilizaron por primera vez como elementos para proporcionar rigidez y resistencia ante fuerzas laterales en conjuntos habitacionales construidos en la ciudad de Nueva York en los últimos años de la década de los cuarenta, y tuvieron un impacto importante en los edificios altos. Los muros, que trabajan simultáneamente como elementos para resistir cargas verticales, como muros divisorios y como eficientes contraventeos, se han convertido en un elemento estructural básico en edificios de altura media, al grado de que en la actualidad es rara la construcción de más de 12 a 15 pisos que no los utiliza como elementos principales para resistir las fuerzas horizontales.

Los muros de cortante no pueden usarse con libertad cuando las barreras que forman crean problemas de funcionamiento; cuando esto sucede, como es común en edificios de oficinas, se pueden emplear sistemas estructurales constituidos por marcos rígidos o por una combinación de éstos y muros de cortante o contraventeos en diagonal.

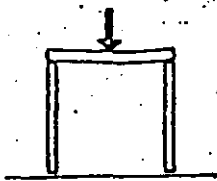
En edificios de oficinas de pocos pisos o de altura media se suelen utilizar marcos rígidos combinados con muros de cortante o contraventeos en diagonal que se colocan en los linderos o alrededor de los núcleos de servicios, donde no ocasionan problemas de operación.

Cuando se utilizan muros de cortante y marcos rígidos en un mismo edificio, los sistemas de piso han de diseñarse de manera que actúen como diafragmas horizontales, capaces de repartir las fuerzas laterales entre los elementos verticales resistentes, en proporción a sus rigideces. Los pisos de concreto reforzado suelen ser capaces de desarrollar ese papel sin dificultad.

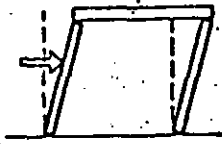
La estructura de la gran mayoría de los edificios altos actuales está formada por una combinación de marcos rígidos y muros de cortante o contraventeos, en la que los muros de los núcleos de elevadores, escaleras y servicios, o los contraventeos colocados en esas zonas, trabajan como elementos rigidizantes, complementados con frecuencia con muros o contraventeos aislados adicionales, colocados de manera que no interfieran con las zonas en que se necesitan áreas libres grandes.

La capacidad de absorción de energía de un sistema con muros de cortante es menor que la de una estructura compuesta sólo por marcos rígidos, lo que hace que las fuerzas sísmicas de diseño sean mayores en

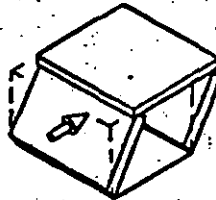
el primer caso que en el segundo. Sin embargo, esa desventaja se ve compensada favorablemente por la mayor rigidez del sistema y porque los muros combinados con marcos resisten las solicitaciones horizontales en forma más económica que los marcos solos. Quizá no sea exagerado afirmar que en edificios con alturas comprendidas entre 10 ó 12 y 15 ó 20 pisos sólo pueden obtenerse soluciones económicas empleando muros de cortante o contraventeos en combinación con marcos rígidos.



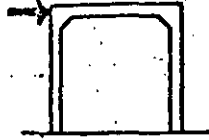
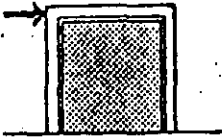
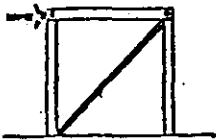
(a) Column-and-beam assembly.



(b) Instability under horizontal loads.



(c) Instability in a wall-and-plate assembly.



(d) Three basic methods of assuring the lateral stability of simple structural assemblies: diagonal bracing, shear planes, and rigid joints.

FIG. 1.

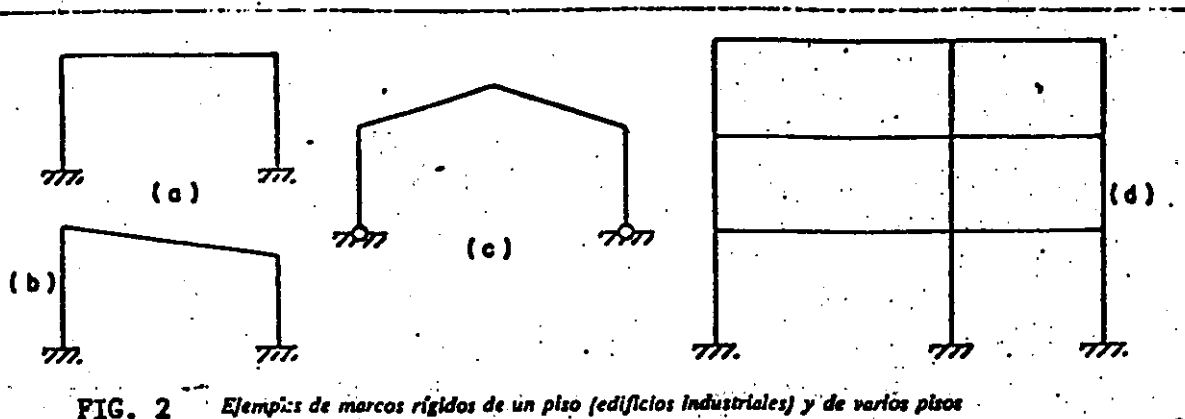


FIG. 2 Ejemplos de marcos rígidos de un piso (edificios industriales) y de varios pisos

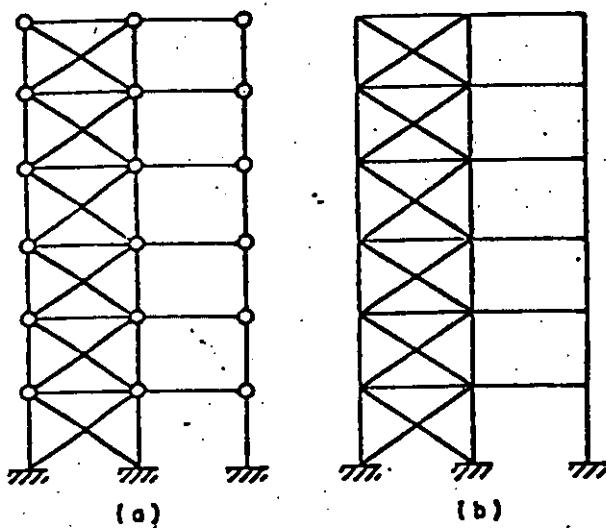
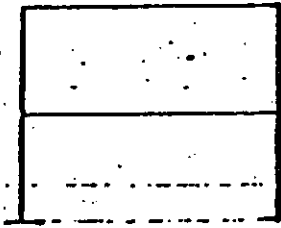
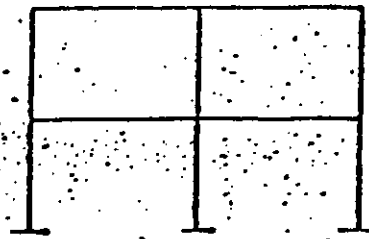
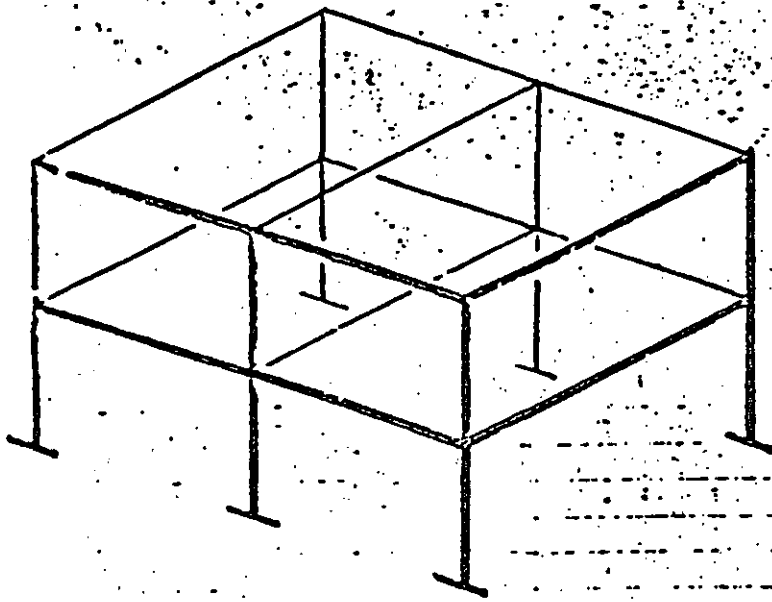


FIG. 3

Marcos contraventeados

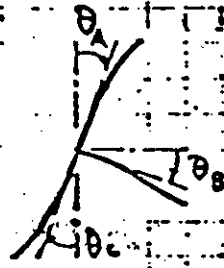
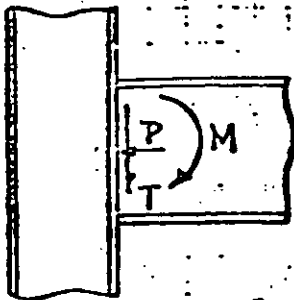
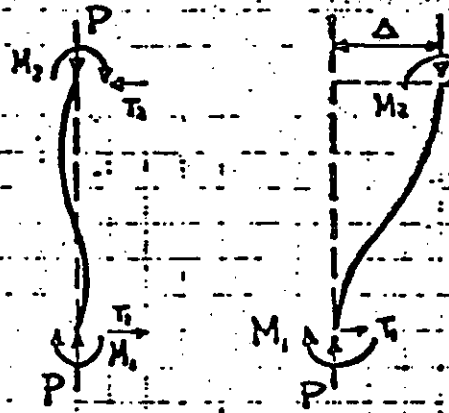
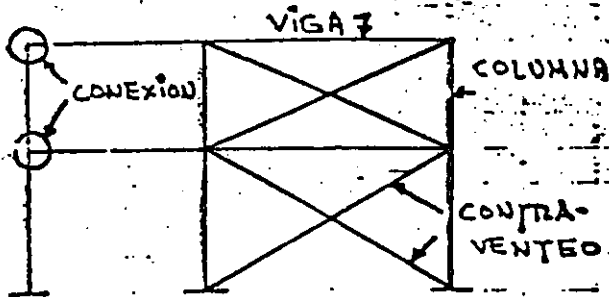
NÚMERO DE ESTRUCTURAS



MARCOS PLANOS

MARCO ESPACIAL (TRIDIMENSIONAL)

● ELEMENTOS QUE COMPONEN UN MARCO RÍGIDO, PAPEL QUE DESEMPEÑAN Y SOLICITACIONES A LAS QUE ESTÁN SOMETIDOS



$$\theta_A = \theta_B = \theta_C = \theta_{\text{VUDO}}$$

CONEXIONES

COLUMNAS

FIG. 4

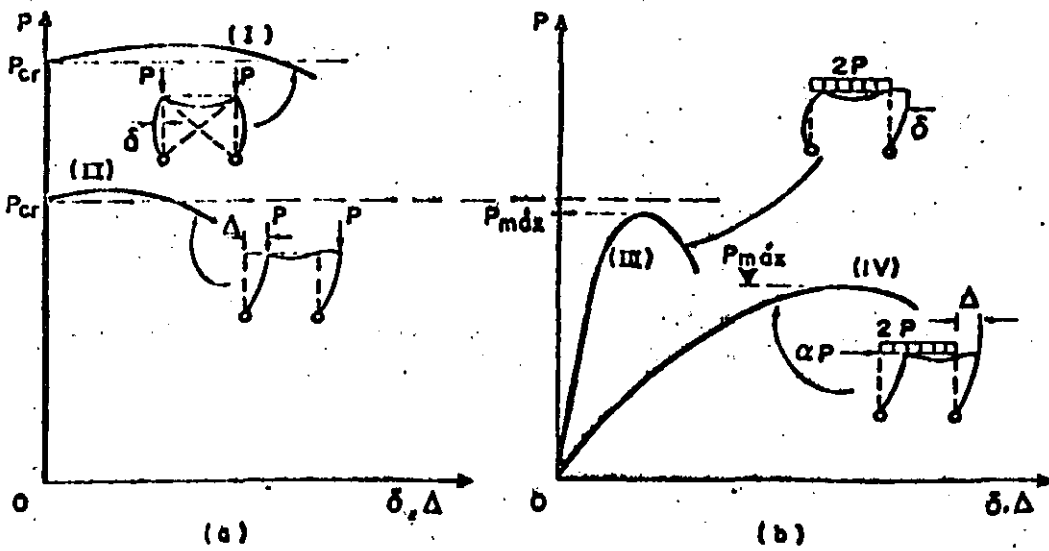


FIG. 5 Curvas carga-desplazamiento de marcos que fallan por pandeo y por inestabilidad

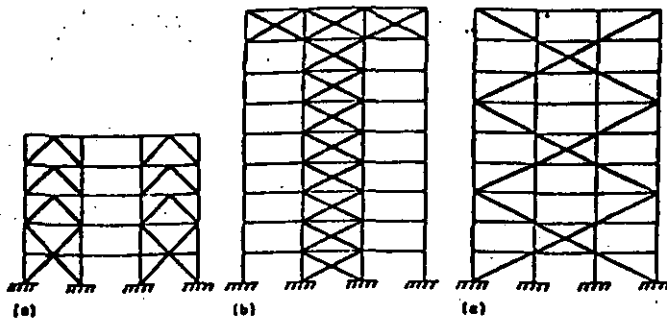


FIG. 6

Arrangements of Bracing Systems

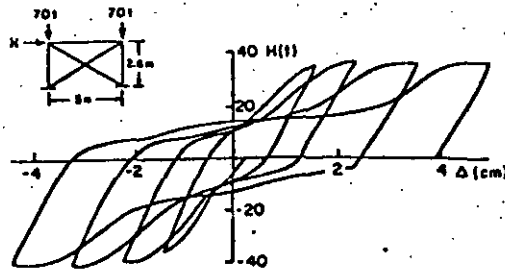


FIG. 7 Typical Pinched Hysteretic Loops for Concentrically Braced Frame (26) (1 cm = 0.39 in.; 1 ton = 2.20 kips)

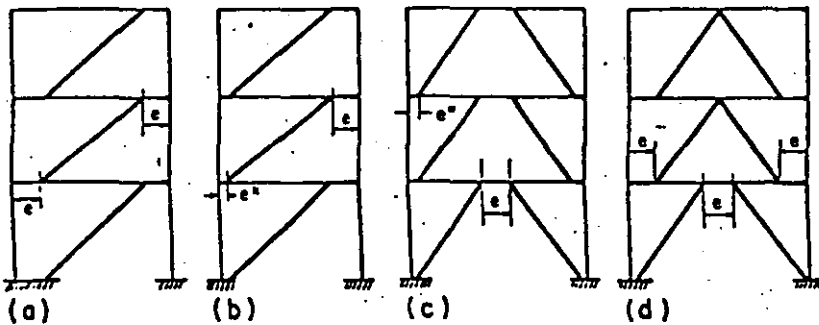


FIG. 8

Alternative Arrangements of Eccentric Bracing (5)

PARTES QUE COMPONEN LAS NTC PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO (RDF 87).

1. CONSIDERACIONES GENERALES
2. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS
3. RESISTENCIA
 - 3.1 MIEMBROS EN TENSIÓN
 - 3.2 MIEMBROS EN COMPRESIÓN
 - 3.3 MIEMBROS EN FLEXIÓN
 - 3.4 MIEMBROS FLEXOCOMPRESIÓN
 - 3.5 MIEMBROS EN FLEXOTENSIÓN
 - 3.6 CONSTRUCCIÓN COMPUESTA
 - 3.7 ALMAS Y PATINES CON CARGAS CONCENTRADAS
4. REQUISITOS ADICIONALES PARA DISEÑO
5. CONEXIONES
6. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO
7. EFECTOS DE CARGAS VARIABLES REPETIDAS (FATIGA)
8. FALLA FRÁGIL
9. OTROS METALES
10. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS
11. ESTRUCTURAS DÚCTILES

CONSIDERACIONES GENERALES

CRITERIOS DE DISEÑO. EL DIMENSIONAMIENTO SE EFECTUARÁ SIGUIENDO LOS CRITERIOS RELATIVOS A ESTADOS LÍMITE DE FALLA Y DE SERVICIO QUE SE ESTABLECEN EN EL TÍTULO VI DEL REGLAMENTO.

SE PERMITEN PROCEDIMIENTOS ALTERNATIVOS QUE PROPORCIONEN, A JUICIO DEL DEPARTAMENTO DEL D.F., NIVELES DE SEGURIDAD NO MENORES QUE LOS QUE SE OBTIENEN CON LAS NTC. Y EL REGLAMENTO.

$$F_R R_N \geq F_c \sum S_N$$

DEBE REVISARSE QUE SE CUMPLE ESTA CONDICIÓN PARA LOS EDOS. LÍMITE DE FALLA CORRESPONDIENTES A TODAS LAS CONDICIONES DE CARGA DE INTENSIDADES, Y QUE SE SATISFACEN TAMBIÉN LOS EDOS. LÍMITE DE SERVICIO PROPIOS DEL PROBLEMA EN ESTUDIO.

LOS VALORES DE LAS ACCIONES, SUS COMBINACIONES Y LOS FACTORES DE CARGA (2º MIEMBRO DE LA EXPRESIÓN: ACCIONES DE DISEÑO) SE FIJAN EN EL TÍTULO VI DEL REGLAMENTO, MIENTRAS QUE EN LAS NTC SE ESTIPULAN LOS FACTORES DE RESISTENCIA Y LOS PROCEDIMIENTOS PARA EVALUAR LAS RESISTENCIAS NOMINALES DE LOS ELEMENTOS MÁS COMUNES EN ESTRUCTURAS METÁLICAS (1º MIEMBRO: RESISTENCIAS DE DISEÑO).

TIPOS DE ESTRUCTURAS Y MÉTODOS DE ANÁLISIS

ESTRUCTURAS TIPO 1 (ESTR. CONTINUAS, MARCOS RÍGIDOS)

ESTRUCTURAS TIPO 2 (CONEXIONES LIBRES ANGULARMENTE)

LAS ESTRUCTURAS DE CUALQUIERA DE LOS DOS TIPOS PUEDEN ANALIZARSE ELÁSTICAMENTE. LAS DEL TIPO 1 PUEDEN ANALIZARSE TAMBIÉN UTILIZANDO MÉTODOS PLÁSTICOS, PERO PARA ELLO ES NECESARIO QUE EL MATERIAL TENGA CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS ADECUADAS Y QUE SE EVITEN FALLAS PREMATURAS POR PANDEO, LOCAL, LATERAL O DE CONJUNTO, O DE TIPO FRÁGIL.

EN LAS ESTR. TIPO 1, ANALIZADAS ELÁSTICAMENTE, SE PERMITE REDISTRIBUIR LOS MOMENTOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS, SI SE CUMPLEN CIERTOS REQUISITOS QUE SE ESTIPULAN EN LAS NTC.

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

ÁREAS DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES. SE DEFINEN "ÁREA TOTAL", "ÁREA NETA" Y "ÁREA NETA EFECTIVA" DE UN MIEMBRO, Y SE INDICA CÓMO DETERMINARLAS.

EL "ÁREA NETA" SE REFIERE A ELEMENTOS CON AGUJEROS, PARA REMACHES O TORNILLOS, Y EL "ÁREA NETA EFECTIVA" A LA MANERA EN QUE LOS MIEMBROS EN TENSIÓN ESTÁN CONECTADOS CON EL RESTO DE LA ESTRUCTURA Y A LA FORMA EN QUE SE TRANSMITEN LAS FUERZAS QUE OBRAN EN ELLOS.

ESTABILIDAD Y RELACIONES DE ESBELTEZ. SE ESPECIFICAN AQUI REQUISITOS DE CÁRATER GENERAL PARA ASEGURAR LA ESTABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS EN CONJUNTO Y LA DE CADA UNO DE SUS ELEMENTOS.

SE DEFINE RELACIÓ DE ESBELTEZ PARA MIEMBROS EN COMPRESIÓN O EN TENSIÓN, Y SE INDICA CÓMO CALCULAR EL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA DE LAS COLUMNAS, PARA LO CUAL SE CONSIDERAN TRES CASOS, QUE DEPENDEN DE LAS CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA DE LA QUE FORMA PARTE EL MIEMBRO QUE SE ESTÁ DISEÑANDO Y DE LAS CONDICIONES DE SUJECIÓN EN SUS EXTREMOS:

- MIEMBROS CON EXTREMOS FIJOS LINEALMENTE ($K \leq 1.0$).
- MIEMBROS EN LOS QUE PUEDEN DESPRECIARSE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ DEBIDOS A DESPLAZAMIENTOS LINEALES DE SUS EXTREMOS ($K \leq 1.0$).
- MIEMBROS EN LOS QUE NO PUEDEN DESPRECIARSE LOS EFECTOS ANTERIORES ($K > 1.0$).

LAS COLUMNAS DE ESTRUCTURAS REGULARES SE ENCUENTRAN EN EL CASO b CUANDO SE CUMPLE LA CONDICIÓN

$$\frac{\Delta}{h} \leq 0.08 \frac{V}{\Sigma P}$$

Δ ES EL DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE LOS NIVELES QUE LIMITAN EL ENTREPISO EN ESTUDIO, h LA ALTURA DE ENTREPISO, V LA FUERZA CORTANTE EN EL ENTREPISO Y ΣP EL PESO TOTAL DE LA CONSTRUCCIÓN POR ENCIMA DE ÉL.

EN EL CÁLCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS SE TOMA EN CUENTA LA RIGIDEZ DE TODOS LOS ELEMENTOS QUE FORMAN PARTE DE LA ESTRUCTURA.

LA EXPRESIÓN ANTERIOR SE APLICA A ENTREPISOS COMPLETOS, NO A MARCOS AISLADOS.

AL FINAL DE ESTE CAPÍTULO SE PROPORCIONAN RECOMENDACIONES DE CARÁCTER GENERAL PARA EL DISEÑO DE MARCOS CONTRAVENTEADOS Y DE MARCOS SIN CONTRAVENTEADO.

RELACIONES ANCHO/GRUESO Y PANDEO LOCAL

LAS SECCIONES ESTRUCTURALES SE CLASIFICAN EN CUATRO TIPOS, EN FUNCIÓN DE LAS RELACIONES ANCHO/GRUESO MÁXIMAS DE SUS ELEMENTOS PLANOS QUE TRABAJAN EN COMPRESIÓN AXIAL, EN COMPRESIÓN DEBIDA A FLEXIÓN O EN FLEXOCOMPRESIÓN.

... LAS SECCIONES TIPO 1 (SECCIONES PARA DISEÑO PLÁSTICO) PUEDEN ALCANZAR EL MOMENTO PLÁSTICO Y CONSERVARLO DURANTE LAS DOTACIONES NECESARIAS PARA LA REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS EN LA ESTRUCTURA.

... LAS SECCIONES TIPO 2 (SECCIONES COMPACTAS) PUEDEN ALCANZAR EL MOMENTO PLÁSTICO, PERO NO TIENEN CAPACIDAD DE DOTACIÓN BAJO MOMENTO CONSTANTE DE ESA MAGNITUD.

... LAS SECCIONES TIPO 3 (SEC. NO COMPACTAS) PUEDEN ALCANZAR EL MOMENTO CORRESPONDIENTE A LA INICIACIÓN DEL FLUJO PLÁSTICO.

... LAS SECCIONES TIPO 4 (SEC. ESBELTAS) TIENEN COMO EDO. LÍMITE DE RESIST. EL PANDEO LOCAL DE ALGUNO DE LOS ELEMENTOS PLANOS QUE LAS COMPONEN.

LOS EDO. LÍMITE DE RESISTENCIA SON:

... SEC. TIPO 1. DESARROLLO DEL MOMENTO PLÁSTICO EN VIGAS Y DEL MOM. PLÁSTICO REDUCIDO POR COMPRESIÓN EN BARRAS FLEXOCOMPRESIONADAS, CON CAPACIDAD DE DOTACIÓN SUFICIENTE PARA SATISFACER LOS REQUISITOS DEL ANÁLISIS PLÁSTICO.

... SEC. TIPO 2. IGUAL QUE LAS TIPO 1, PERO SIN REQUISITOS DE CAPACIDAD DE DOTACIÓN

... SEC. TIPO 3. DESARROLLO DEL MOMENTO CORRESPONDIENTE A LA INICIACIÓN DEL FLUJO PLÁSTICO EN VIGAS, O DE ESE MOMENTO REDUCIDO POR FLEXOCOMPRESIÓN EN BARRAS FLEXOCOMPRESIONADAS.

... SEC. TIPO 4. PANDEO LOCAL DE ALGUNO DE LOS ELEMENTOS PLANOS QUE LAS COMPONEN.

DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO DE SEC. TIPO 4 (ESBELTAS)

ELEMENTOS PLANOS NO ATIESADOS. EN LA DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO DE ELEMENTOS PLANOS NO ATIESADOS COMPRIMIDOS, DE RELACIÓN ANCHO/GRUESO MAYOR QUE EL LÍMITE CORRESPONDIENTE A SEC. TIPO 3, Y EN LA DE MIEMBROS ESTRUCTURALES QUE CONTIENEN ELEMENTOS PLANOS DE ESTE TIPO, DEBE INCLUIRSE UN FACTOR DE REDUCCIÓN Q_s , QUE SE CALCULA COMO SIGUE:

a) PARA ÁNGULOS AISLADOS:

$$\text{Si } 640/\sqrt{F_y} < b/t < 1300/\sqrt{F_y}, \quad Q_s = 1.340 - 0.00053 (b/t) \sqrt{F_y} \quad (2.3.1)$$

$$\text{Si } b/t \geq 1300/\sqrt{F_y}, \quad Q_s = 1090000/[F_y (b/t)^2] \quad (2.3.2)$$

b) PARA ÁNGULOS O PLACAS QUE SOBRESALEN DE COLUMNAS U OTROS MIEMBROS COMPRIMIDOS, Y PARA PATINES COMPRIMIDOS DE VIGAS Y TRABES ARJADAS:

$$\text{Si } 830/\sqrt{F_y} < b/t < 1470/\sqrt{F_y}, \quad Q_s = 1.415 - 0.00052 (b/t) \sqrt{F_y} \quad (2.3.3)$$

$$\text{Si } b/t \geq 1470/\sqrt{F_y}, \quad Q_s = 1400000/[F_y (b/t)^2] \quad (2.3.4)$$

ELEMENTOS PLANOS ATIESADOS. EN LA DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES GEOMÉTRICAS NECESARIAS PARA CALCULAR LA RESISTENCIA DE DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES QUE CONTIENEN ELEMENTOS PLANOS ATIESADOS COMPRIMIDOS DE RELACIÓN ANCHO/GRUESO MAYOR QUE EL LÍMITE CORRESPONDIENTE A SEC. TIPO 3, DEBE UTILIZARSE UN ANCHO EFECTIVO REDUCIDO b_e , QUE SE CALCULA:

a) PARA PATINES DE SEC. CUADRADAS O RECTANGULARES HUECAS, CON PAREDES DE GRUESO UNIFORME:

$$b_e = \frac{2730t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{540}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \leq b \quad (2.3.5)$$

b) PARA CUALQUIER OTRO ELEMENTO PLANO ATIESADO COMPRIMIDO UNIFORMEMENTE:

$$b_e = \frac{2730t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{480}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \leq b \quad (2.3.6)$$

b y t SON EL ANCHO Y EL GRUESO DEL ELEMENTO COMPRIMIDO, b_e EL ANCHO EFECTIVO REDUCIDO, Y f ES EL ESFUERZO DE COMPRESIÓN EN EL ELEMENTO ATIESADO, PRODUCIDO POR LAS SOLICITACIONES DE DISEÑO, BASADO EN LAS PROPIEDADES GEOMÉTRICAS QUE SE EMPLEAN PARA CALCULAR LA RESISTENCIA DE DISEÑO DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL DEL QUE FORMA PARTE.

EL FACTOR DE ÁREA Q_2 ES EL COCIENTE DEL ÁREA EFECTIVA DE LA SECCIÓN ENTE SU ÁREA TOTAL, Y EL ÁREA EFECTIVA ES IGUAL A LA TOTAL MENOS LA SUMA DE LOS PRODUCTOS $(b-b_e)t$ DE TODOS LOS ELEMENTOS PLANOS ATIESADOS QUE HAYA EN LA SECCIÓN.

SECCIONES FORMADAS POR ELEMENTOS PLANOS ATIESADOS Y ELEMENTOS PLANOS NO ATIESADOS. EN LA DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO DE MIEMBROS CUYA SECCIÓN TRANSVERSAL CONTIENE ELEMENTOS PLANOS NO ATIESADOS Y ELEMENTOS PLANOS ATIESADOS INTERVIENE EL FACTOR $Q = Q_1 Q_2$. EL ESFUERZO F QUE SE UTILIZA EN LA EC. 2.3.5 Ó 2.3.6 PARA CALCULAR EL ANCHO EFECTIVO b_e DE LOS ELEMENTOS PLANOS ATIESADOS NO TIENE QUE SER MAYOR QUE EL PRODUCTO $Q_1 F_y$ DONDE Q_1 , QUE SE CALCULA CON LA EC. 2.3.3 Ó 2.3.4, CORRESPONDE AL ELEMENTO NO ATIESADO QUE TIENE LA MAYOR RELACIÓN b/t .

RESISTENCIA

EN ESTE CAPÍTULO SE PROPORCIONAN FÓRMULAS Y RECOMENDACIONES PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA DE DISEÑO DE MIEMBROS DE ACERO ESTRUCTURAL Y DE MIEMBROS COMPUESTOS, FORMADOS POR PERFILES DE ACERO QUE TRABAJAN EN CONJUNTO CON ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO O CON RECUBRIMIENTOS O RELLENOS DE ESTE MATERIAL, SOMETIDOS A LAS SOLICITACIONES MÁS COMUNES EN ESTRUCTURAS REGICULARES.

PARTES QUE DEBEN COMPONER CADA UNO DE LOS CAPÍTULOS DE DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

- I. ESTADOS LÍMITE DE INTERÉS, TANTO DE FALLA COMO DE SERVICIO
- II. COMBINACIONES DE CARGA QUE DEBEN CONSIDERARSE AL ESTUDIAR CADA ESTADO LÍMITE. FACTORES DE CARGA.
- III. FÓRMULAS Y PROCEDIMIENTOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA DE DISEÑO CORRESPONDIENTE A CADA ESTADO LÍMITE DE FALLA. FACTORES DE RESISTENCIA.
- IV. MÉTODOS PARA REVISAR LA ESTRUCTURA EN CONDICIONES DE SERVICIO.

MIEMBROS EN TENSION

ESTADOS LIMITE. SE CONSIDERARÁN LOS ESTADOS LIMITE DE FLUJO PLÁSTICO EN LA SECCIÓN TOTAL Y DE FRACTURA EN EL ÁREA NETA.

RESISTENCIA DE DISEÑO. LA RESISTENCIA DE DISEÑO R_t DE UN ELEMENTO ESTRUCTURAL EN TENSION ES LA MENOR DE LAS SIGUIENTES :

a. ESTADO LIMITE DE FLUJO PLÁSTICO EN LA SECCIÓN TOTAL :

$$F_R = 0.90, \quad R_t = A_t F_y F_R$$

b. ESTADO LIMITE DE FRACTURA EN LA SECCIÓN NETA :

$$F_R = 0.75, \quad R_t = A_e F_u F_R$$

A_t ES EL ÁREA TOTAL DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL MIEMBRO, A_e SU ÁREA NETA EFECTIVA, F_y EL ESFUERZO EN EL LIMITE INFERIOR DE FLUENCIA DEL MATERIAL Y F_u SU ESFUERZO MÍNIMO ESPECIFICADO DE RUPTURA EN TENSION. F_R ES EL FACTOR DE DISMINUCIÓN DE LA RESISTENCIA.

MIEMBROS EN COMPRESIÓN

ESTADOS LÍMITE. PARA EL DISEÑO DE MIEMBROS COMPRIMIDOS HECHOS CON SECCIONES TIPO 1, 2 O 3 SE CONSIDERARÁ EL ESTADO LÍMITE DE PAUDEO POR FLEXIÓN; EN SECCIONES TIPO 4 SE CONSIDERARÁ, ADEMÁS, EL EDO. LÍMITE DE PAUDEO LOCAL EN COLUMNAS DE SECCIÓN TRANSVERSAL CON UNO O NINGÚN EJE DE SIMETRÍA, COMO ÁNGULOS O TÉS, O CON DOS EJES DE SIMETRÍA PERO BAJA RIGIDEZ TORSIONAL, COMO LAS SECCIONES EN FORMA DE CRUZ O LAS FORMADAS POR PLACAS DE PEQUEÑO ESPESOR, SE TENDRÁN EN CUENTA TAMBIÉN LOS EDOS. LÍMITE DE PAUDEO POR FLEXOTORSIÓN Y POR TORSIÓN.

EN COLUMNAS COMPUESTAS, DEL TIPO DE LAS FORMADAS POR CUATRO ÁNGULOS LIGADOS ENTRE SÍ POR CELOSÍAS, SE CONSIDERARÁN LOS EDOS. LÍMITE DEL MIEMBRO COMPLETO Y DE CADA UNO DE LOS ELEMENTOS COMPRIMIDOS QUE LO FORMAN.

RESISTENCIA DE DISEÑO. LA RESISTENCIA DE DISEÑO R_c DE UN ELEMENTO ESTRUCTURAL DE EJE RECTO Y DE SECCIÓN TRANSVERSAL CONSTANTE SOMETIDO A COMPRESIÓN AXIAL SE DETERMINA COMO SE INDICA A CONTINUACIÓN (PRESENTAREMOS AQUÍ SOLAMENTE LAS FÓRMULAS QUE CORRESPONDE A SECCIONES TIPO 1, 2 O 3; EN LAS NTC SE CUBREN TAMBIÉN LAS SECCIONES TIPO 4).

ESTADO LÍMITE DE PAUDEO POR FLEXIÓN.

2. MIEMBROS DE SECCIÓN TRANSVERSAL H O RECTANGULAR HUECA

$$F_c = 0.90$$

$$R_c = \frac{F_y}{[1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n}]^{1/n}} A_t F_R$$

A_t ES EL ÁREA TOTAL DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA COLUMNA.

$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$, DONDE KL/r ES LA RELACIÓN DE ESBELTEZ EFECTIVA MÁXIMA DE LA COLUMNA.

n ES UN COEFICIENTE ADIMENSIONAL, QUE VALE:

COLUMNAS DE SECCIÓN TRANSVERSAL H, LAMINADAS O HECHAS CON TRES PLACAS SOLDADAS, OBTENIDAS CORTÁNDOLAS CON OXÍGENO DE PLACAS MÁS ANCHAS, Y COLUMNAS DE SECCIÓN TRANSVERSAL RECTANGULAR HUECA, LAMINADAS O HECHAS CON CUATRO PLACAS SOLDADAS, QUE CUMPLEN LOS REQUISITOS DE LAS SECCIONES TIPO 1, 2 Ó 3: $n = 1.4$

COLUMNAS DE SECCIÓN TRANSVERSAL H, HECHAS CON TRES PLACAS LAMINADAS SOLDADAS ENTRE SÍ, QUE CUMPLEN LOS REQUISITOS DE LAS SECCIONES TIPO 1, 2 Ó 3: $n = 1.0$

CUANDO EL VALOR DE F_y DEL ACERO ES 3500 KG/CM² O MÁS, PUEDE UTILIZARSE VALORES MAYORES DE n , SI SE EFECTÚA UN ESTUDIO QUE LO JUSTIFIQUE.

b. MIEMBROS CUYA SECCIÓN TRANSVERSAL TIENE UNA FORMA CUALQUIERA, NO INCLUIDA EN a. $F_R = 0.85$

$$\text{Si } KL/r \geq (KL/r)_c, \quad R_c = \frac{20120000}{(KL/r)^2} A_t F_R$$

$$\text{Si } KL/r < (KL/r)_c, \quad R_c = A_t F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] F_R$$

$$(KL/r)_c = 6340 / \sqrt{F_y}$$

KL/r ES LA RELACIÓN DE ESBELTEZ EFECTIVA MÁXIMA DE LA COLUMNA Y $(KL/r)_c$ EL VALOR DE LA MISMA QUE SEPARA EL PANDEO ELÁSTICO DEL INELÁSTICO.

TOHANDO A_t EN CM² Y F_y EN KG/CM², R_c SE OBTIENE EN KG.

ESTADO LÍMITE DE PANDEO LOCAL. CUANDO LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA COLUMNA ES TIPO 4, LA RESISTENCIA DE DISEÑO R_c SE DETERMINA, CUALQUIERA QUE SEA LA FORMA DE LA SECCIÓN, COMO SIGUE:

$$\text{SI } KL/r \geq (KL/r)_c^*, \quad R_c = \frac{20170000}{(KL/r)^2} A_e F_e \quad (3.2.4)$$

$$\text{SI } KL/r < (KL/r)_c^*, \quad R_c = Q A_e F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] F_e \quad (3.2.5)$$

$$(KL/r)_c^* = 6340 / \sqrt{Q F_y}; \quad F_e = 0.75$$

EN MIEMBROS DE SECCIÓN TRANSVERSAL H O RECTANGULAR HUECA, LOS VALORES DE R_c OBTENIDOS CON LAS ECS. 3.2.4 Y 3.2.5 NO DEBEN SER MAYORES QUE LOS OBTENIDOS CON LA EC. 3.2.1 MULTIPLICADOS POR EL FACTOR Q .

EL ÁREA A_e Y EL RADIO DE GIRO r DE LAS ECS. 3.2.4 Y 3.2.5 SON LOS DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL TOTAL.

Q ES UN FACTOR DE PANDEO LOCAL, DADO POR

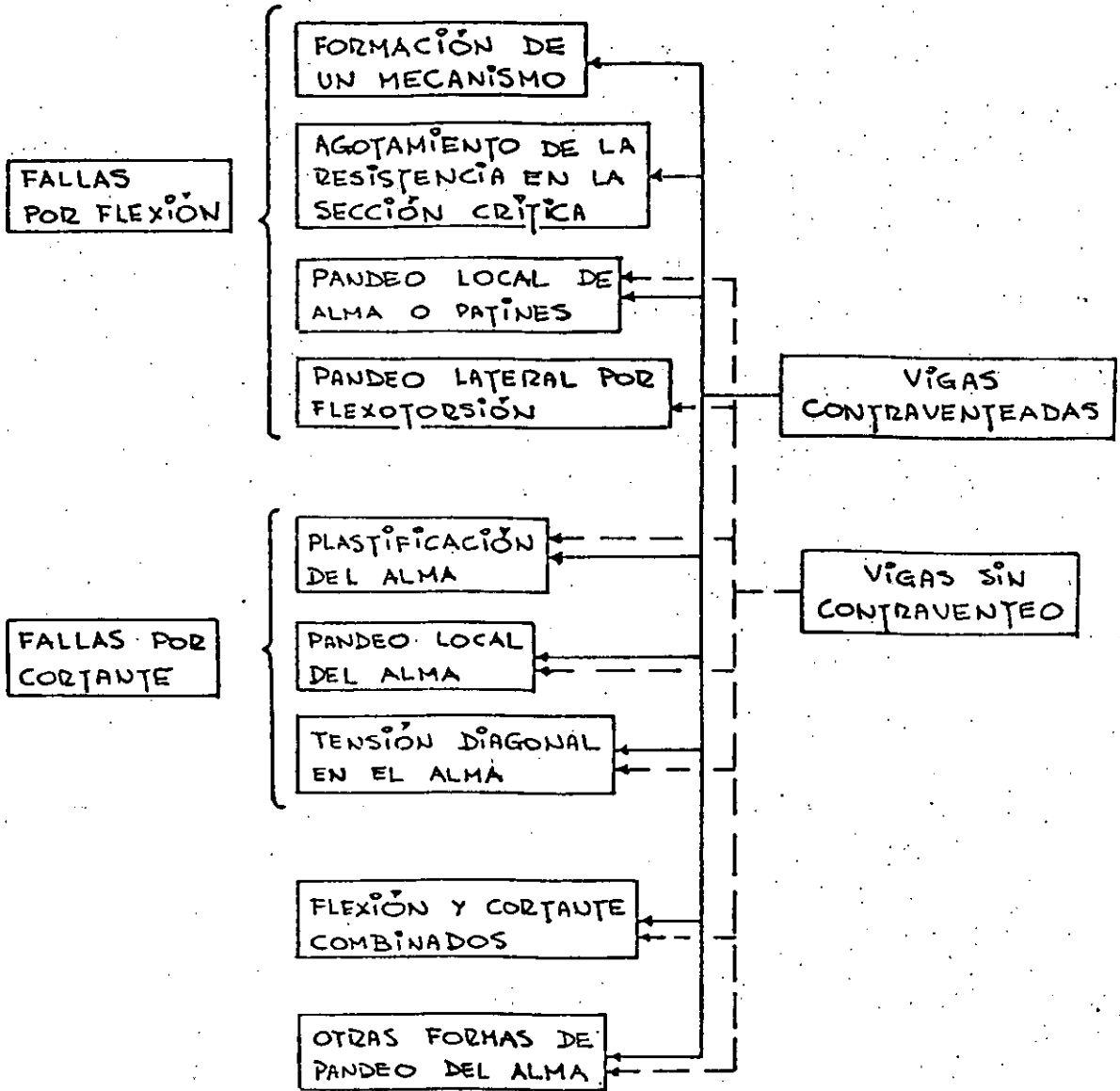
$$Q = Q_1 Q_2$$

Q_1 Y Q_2 SE CALCULAN COMO SE INDICÓ MÁS ARRIBA; Q_1 CORRESPONDE AL ELEMENTO PLANO NO AFIESADO QUE TIENE LA MAYOR RELACIÓN b/t .

EN SECCIONES FORMADAS EXCLUSIVAMENTE POR ELEMENTOS PLANOS AFIESADOS Q_1 SE TOMA IGUAL A 1.0, Y EN SECCIONES FORMADAS EXCLUSIVAMENTE POR ELEMENTOS PLANOS NO AFIESADOS Q_2 SE TOMA IGUAL A 1.0.

MIEMBROS EN FLEXIÓN

ESTADOS LIMITE



SÓLO LOS ESTADOS LIMITE POR FORMACIÓN DE UN MECANISMO CON ARTICULACIONES PLÁSTICAS Y POR PANDEO LATERAL NO SON COMUNES A LAS VIGAS CONTRAVENTEADAS Y A LAS QUE NO TIENEN CONTRAVENTEADO. LOS ESTADOS LIMITE RESTANTES PUEDEN PRESENTARSE EN UNO U OTRO CASO.

RESISTENCIA DE DISEÑO. LA RESISTENCIA DE DISEÑO, M_R , DE UNA VIGA O TRABE DE EJE RECTO Y SECCIÓN TRANSVERSAL CONSTANTE SE DETERMINA COMO SE INDICA EN LO QUE SIGUE.

MIEMBROS SOPORTADOS LATERALMENTE ($L \leq L_u$)

SECCIONES TIPO 1 Ó 2: $M_R = F_y Z F_y = F_y M_p$

PUEDE UTILIZARSE LA TEORÍA PLÁSTICA CUANDO LAS SECCIONES SON TIPO 1 Y LA DISTANCIA ENTRE PUNOS DEL PAJÍN COMPRIMIDO SOPORTADOS LATERALMENTE NO EXCEDE DE L_p , EN ZONAS DE FORMACIÓN DE ARTICULACIONES PLÁSTICAS ASOCIADAS CON EL MECANISMO DE COLAPSO.

SECCIONES TIPO 3: $M_R = F_y S F_y = F_y M_y$

EN SECCIONES I O H FLEXIONADAS ALREDEDOR DE CUALQUIERA DE SUS EJES CENTROIDALES Y PRINCIPALES PUEDE TOMARSE UN VALOR DE M_R COMPENDIDO ENTRE $F_y M_y$ Y $F_y M_p$ CALCULADO POR INTERPOLACIÓN LINEAL, TENIENDO EN CUENTA QUE ESOS VALORES CORRESPONDEN, RESPECTIVAMENTE, A RELACIONES ANCHO/GRUESO DE LOS PATINES DE $830/\sqrt{F_y}$ Y $540/\sqrt{F_y}$.

NO HAY LÍMITES EN LA LONGITUD SIN SOPORTE LATERAL CUANDO LA SECCIÓN TRANSVERSAL ES TIPO 1, 2 Ó 3, CIRCULAR O CUADRADA, HUECA O MACIZA, O CUANDO LA VIGA, CUALQUIERA QUE SEA LA FORMA DE SU SECCIÓN TRANSVERSAL, SE FLEXIONA ALREDEDOR DEL EJE DE MENOR MOMENTO DE INERCIA.

SECCIONES TIPO 4. SE DAN RECOMENDACIONES PARA TOMAR EN CUENTA LA POSIBLE FALLA POR PAUDEO LOCAL DE ESTAS SECCIONES.

EN LAS EXPRESIONES ANTERIORES, $F_y = 0.90$, Z Y S SON LOS MÓDULOS DE SECCIÓN PLÁSTICO Y ELÁSTICO, $M_p = Z F_y$ ES EL MOMENTO PLÁSTICO RESISTENTE DE LA SECCIÓN, Y $M_y = S F_y$ EL MOMENTO CORRESPONDIENTE A LA AMPLICIÓN DEL ESFUERZO DE FLUENCIA EN ELLA (SIN CONSIDERAR ESFUERZOS RESIDUALES).

L ES LA DISTANCIA ENTRE PUNTOS DEL PATÍN COMPROMIDO DE LA VIGA

OPORTADOS LATERALMENTE.

L_p ES LA LONGITUD MÁXIMA NO SOPORTADA LATERALMENTE PARA LA QUE EL MIEMBRO PUEDE DESARROLLAR TODAVÍA EL MOMENTO M_p , Y CONSERVARLO DURANTE LAS ROTACIONES NECESARIAS PARA LA FORMACIÓN DEL MECANISMO DE COLAPSO.

PARA SECCIONES I:
$$L_p = \frac{253000 + 155000 (M_1/M_p)}{F_y} \gamma_y$$

PARA SECCIONES II:
$$L_p = \frac{352000 + 211000 (M_1/M_p)}{F_y} \gamma_y \leq \frac{211000 \gamma_y}{F_y}$$

TOMANDO F_y EN KG/CM^2 Y γ_y EN CM , L_p SE OBTIENE EN CM .

L_u ES LA LONGITUD MÁXIMA NO SOPORTADA LATERALMENTE PARA LA QUE EL MIEMBRO PUEDE DESARROLLAR TODAVÍA EL MOMENTO M_p , SIN EXIGIR CAPACIDAD DE ROTACIÓN.

MÁS ADELANTE SE DAN FÓRMULAS PARA CALCULARLA.

MIEMBROS NO SOPORTADOS LATERALMENTE ($L > L_u$)

SECCIONES TIPO 1 Ó 2 CON DOS EJES DE SIMETRÍA, FLEXIONADAS ALREDEDOR DEL

EJE DE MAYOR MOMENTO DE INERCIA:

SI $M_u > \frac{2}{3} M_p$,
$$M_R = 1.15 F_y M_p \left(1 - \frac{0.28 M_p}{M_u} \right) \leq F_y M_p$$

SI $M_u \leq \frac{2}{3} M_p$,
$$M_R = F_y M_u$$

M_u , MOMENTO RESISTENTE NOMINAL DE LA SECCIÓN, CUANDO EL PANDEO SE INICIA EN EL INTERVALO ELÁSTICO, VALE

$$M_u = \frac{\pi}{CL} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L} \right)^2 I_y C_2} = \frac{E\pi}{CL} \sqrt{I_y \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 C_2 \right]}$$

EN SECCIONES I LAMINADAS O HECHAS CON PLACAS, DE DIMENSIONES SEMEJANTES A LAS LAMINADAS, PUEDE TOMARSE

$$M_u = \frac{1}{C} \sqrt{M_{c1}^2 + M_{c2}^2}, \text{ DONDE } M_{c1} = \frac{EAt}{L/\gamma_y}, \quad M_{c2} = \frac{4.7EA_d}{(L/\gamma_y)^2}$$

$F_b = 0.90$, A y d SON EL ÁREA TOTAL Y EL PERALTE DE LA SECCIÓN, I_y Y I_x SU MOMENTO DE INERCIA Y RADIO DE GIRO RESPECTO AL EJE DE SIMETRÍA SITUADO EN EL PLANO DEL ALMA, t EL GROSOR DEL PAJÍN COMPRIMIDO, J Y C_w LAS CONSTANTES DE TORSIÓN DE S. VENANT Y DE TORSIÓN POR ALABEO DE LA SECCIÓN, Y C , QUE PUEDE TOMARSE CONSERVADORAMENTE IGUAL A 1.0, ESTÁ DADO POR

$$C = 0.60 + 0.40 M_1/M_2 \text{ PARA TRABOS EN CURVATURA SIMPLE}$$

$$C = 0.60 - 0.40 M_1/M_2 \geq 0.40, \text{ PARA TRABOS EN CURVATURA DOBLE}$$

$$C = 1.0 \text{ CUANDO EL MOMENTO EN CUALQUIER SECCIÓN DEL TRAMO NO SOPORTADO LATERALMENTE ES MAYOR QUE } M_2.$$

M_1 Y M_2 SON, RESPECTIVAMENTE, EL MENOR Y EL MAYOR DE LOS MOMENTOS EN LOS EXTREMOS DEL TRAMO EN ESTUDIO, TOMADOS EN VALOR ABSOLUTO.

L_r ES LA LONGITUD NO SOPORTADA LATERALMENTE QUE SEPARA EL PANDEO ELÁSTICO DEL INELÁSTICO.

PARA MIEMBROS DE SECCIÓN I, L_u Y L_r ESTÁN DADOS POR

$$L_u = \frac{\sqrt{2} \pi}{X_u} \sqrt{\frac{EC_w}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}}, \quad L_r = \frac{\sqrt{2} \pi}{X_r} \sqrt{\frac{EC_w}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}}$$

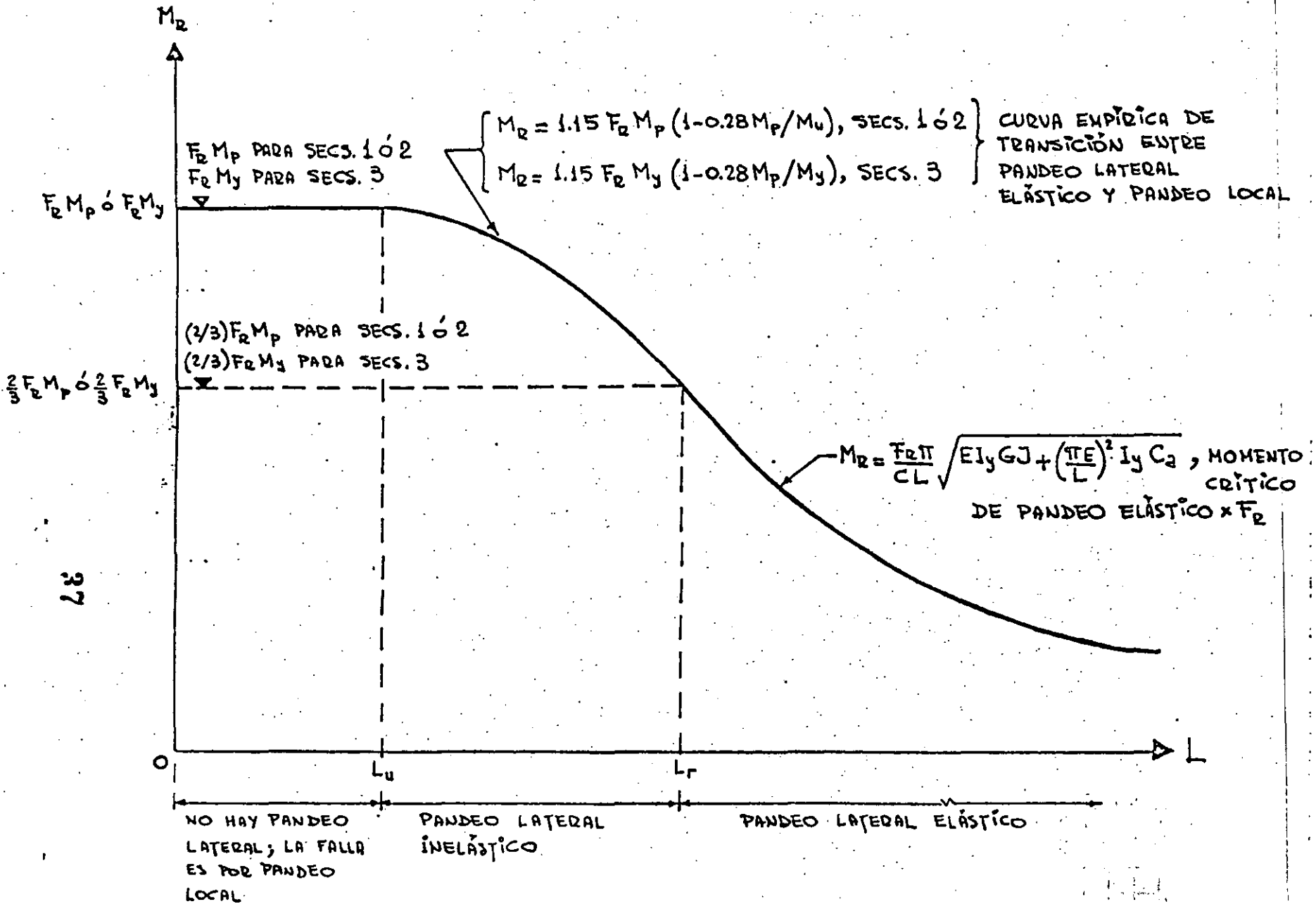
$$E = 2040000 \text{ Kg/cm}^2, \quad G = 784000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$X_u = 4.293 C \frac{Z F_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_w}{I_y}} = 8.720 X_r, \quad X_r = \frac{4}{3} C \frac{Z F_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_w}{I_y}}$$

EN LAS NTC SE DAN TAMBIÉN EXPRESIONES APROXIMADAS PARA CALCULAR L_u Y L_r EN SECCIONES I LAQUINADAS, ASÍ COMO PARA SECCIONES TRANSVERSALES RECTANGULARES.

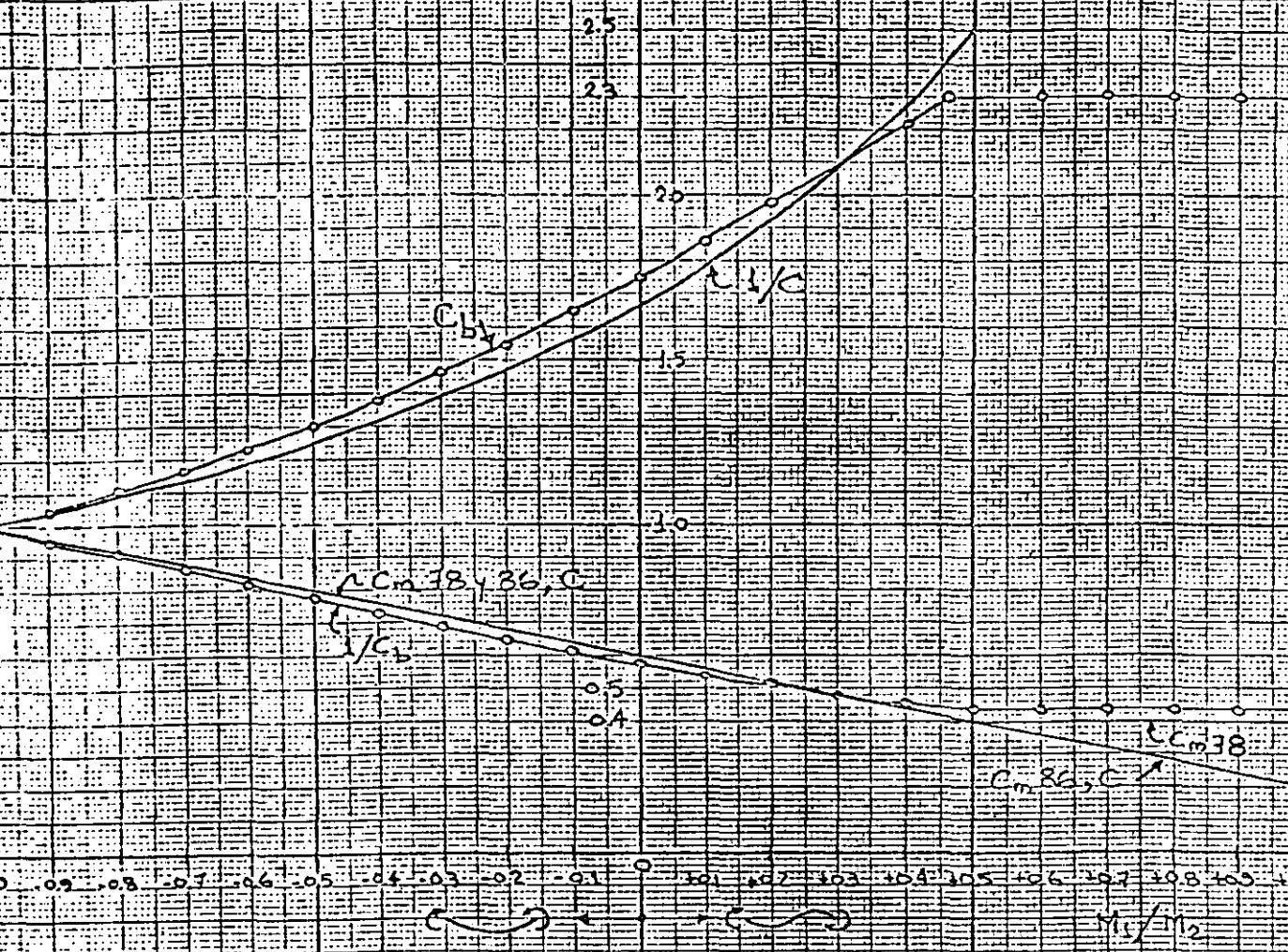
TAMBIÉN SE INDICA COMO CALCULAR LA RESISTENCIA DE DISEÑO M_2 PARA SECCIONES TIPO 3 O 4 CON DOS EJES DE SIMETRÍA Y PARA CANALES EN LAS QUE ESTÉ IMPEDIDA LA ROTACIÓN ALREDEDOR DEL EJE LONGITUDINAL, FLEXIONADAS ALREDEDOR DEL EJE DE MAYOR MOMENTO DE INERCIA.

REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN



37

COEFICIENTES
 $C_b, C_m \text{ y } C$



AISC 78 y 86
AISC 78
AISC 86

$C_b = 1.35 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$
 $C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \geq 0.4$
 $C_m = 0.5 - 0.4(M_1/M_2)$ DESAPARECE EL LIMITE 0.4

NTC 87	FLEXIÓN	$C = 0.60 + 0.40 M_1/M_2$	CURV. SIMPLE
		$C = 0.60 - 0.40 M_1/M_2 \geq 0.4$	CURV. DOBLE
	FLEXOCOMPRESIÓN	$C = 0.60 + 0.40 M_1/M_2$	CURVATURA SIMPLE
	DESAPARECE EL LM 0.4	$C = 0.60 - 0.40 M_1/M_2$	CURVATURA DOBLE

MIEMBROS EN FLEXIÓN :
VALORES DEL COEFICIENTE C PARA DISTINTOS CASOS DE CARGA Y SOPORTE LATERAL

CARGAS							
SOPORTE LATERAL (PLANTA)							
DIAGRAMA DE MOMENTOS							
VALORES DE C	1.0	$L_1 : 1.0$ L_2 $L_2 : 0.60$	$M_1 > M_2$ SI $M_1 > M_2$, $0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$ SI $M_1 < M_2$, 1.0	$M_1 > M_2$ $L_1 \geq 0.6 - 0.4 \frac{M_2}{M_1} \geq 0.4$ $L_2 \geq 0.6 - 0.4 \frac{M_2}{M_1} \geq 0.4$	$M_1 > M_2$ $L_1 \geq 0.6 - 0.4 \frac{M_3}{M_1} \geq 0.4$ $L_2 : 1.0$ $L_3 \geq 0.6 - 0.4 \frac{M_3}{M_1} \geq 0.4$	$M_2 > M_1$ $L_1 : 0.6$ $L_2 : 1.0$	$M_2 > M_1$ L_1 y $L_3 \geq 0.6$ $L_2 \geq 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2}$

RESISTENCIA DE DISEÑO AL CORTANTE. LA RESISTENCIA DE DISEÑO AL CORTANTE, V_R , DE UNA VIGA O TRABE, DE EJE RECTO Y SECCIÓN TRANSVERSAL CONSTANTE, DE SECCIÓN I, C O EN CAJÓN, ES

$$V_R = F_R V_N = F_R A_v F_s$$

$F_R = 0.90$, Y $V_N = A_v F_s$ ES LA RESISTENCIA NOMINAL, QUE SE DETERMINA MULTIPLICANDO EL ÁREA DEL ALHA O ALHAS POR EL VALOR DE F_s QUE CORRESPONDA AL CASO EN CONSIDERACIÓN. F_s SE TOMA DE LA FIGURA DE LA HOJA SIGUIENTE. PARA PODER TOMAR COMO ESTADO LÍMITE LA FALLA POR TENSIÓN DIAGONAL, LA SECCIÓN DEBE TENER UNA SOLA ALHA (SECCIONES I LAMINADAS O FORJADAS POR PLACAS) Y ESTAR REFORZADA CON ATIESADORES TRANSVERSALES DISEÑADOS ADECUADAMENTE.

$$k = 5.0 + \frac{5.0}{(a/h)^2}$$

" a " ES LA SEPARACIÓN ENTRE ATIESADORES TRANSVERSALES Y h EL PEDALTE DEL ALHA (DISTANCIA LIBRE ENTRE PATINES). k ES UN COEFICIENTE SIN DIMENSIONES.

k SE TOMA IGUAL A 5.0 CUANDO a/h ES MAYOR QUE 3.0 O QUE $\left(\frac{260}{h/t}\right)^2$. EN ALHAS SIN ATIESADORES TRANSVERSALES, $a/h = \infty$.

MIEMBROS FLEXOCOMPRESIDOS

ESTA ES UNA DE LAS PARTES DE LAS NTC QUE HA EXPERIMENTADO CAMBIOS DE MAYOR IMPORTANCIA. EN ELLA SE TRATA EL DISEÑO DE MIEMBROS DE EJE RECTO Y SECCIÓN TRANSVERSAL CONSTANTE, CON DOS EJES DE SIMETRÍA, SUJETOS A COMPRESIÓN Y A FLEXIÓN BIAJIAL.

... LAS ESTRUCTURAS SE CLASIFICAN EN REGULARES E IRREGULARES Y SE PROPORCIONAN MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO QUE SOLO SON APLICABLES A LAS PRIMERAS, ASÍ COMO OTROS MÉTODOS DE CARÁCTER GENERAL.

MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO. LOS ELEMENTOS MECÁNICOS DE DISEÑO PUEDEN OBTENERSE CON UN ANÁLISIS DE PRIMER ORDEN, BASADO EN LA GEOMETRÍA INICIAL DE LA ESTRUCTURA, O MEDIANTE UN ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN EN EL QUE SE TOMEN EN CUENTA, COMO MÍNIMO, LOS INCREMENTOS DE LAS FUERZAS INTERNAS PRODUCIDOS POR LAS CARGAS VERTICALES AL ACTUAR SOBRE LA ESTRUCTURA DEFORMADA Y, CUANDO SEAN SIGNIFICATIVOS, LA INFLUENCIA DE LA FUERZA AXIAL EN LAS RIGIDECES Y FACTORES DE TRANSPORTE DE LAS COLUMNAS Y EN LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO, ASÍ COMO LOS EFECTOS DE LA PLASTIFICACIÓN PARCIAL DE LA ESTRUCTURA.

LOS FACTORES QUE NO SE CONSIDERAN EN EL ANÁLISIS SE INCLUYEN, DE MANERA INDIRECTA, EN LAS FÓRMULAS DE DISEÑO.

ESTADOS LÍMITE. DEBEN CONSIDERARSE LOS EDOS. LÍMITE DE FALLA SIGUIENTES:

PADEO DE CONJUNTO DE UN ENTREPISO, BAJO CARGA VERTICAL.

PADEO INDIVIDUAL DE UNA O MÁS COLUMNAS, BAJO CARGA VERTICAL.

INESTABILIDAD DE CONJUNTO DE UN ENTREPISO, BAJO CARGAS VERTICALES Y HORIZONTALES COMBINADAS.

... FALLA INDIVIDUAL DE UNA O MÁS COLUMNAS, BAJO CARGAS VERTICALES Y HORIZONTALES COMBINADAS, POR INESTABILIDAD O PORQUE SE AGOTE LA RESISTENCIA DE ALGUNA DE SUS SECCIONES EXTREMAS.

PADEO LOCAL.

DEBE CONSIDERARSE TAMBIÉN UN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO, DE DEFORMACIONES LATERALES DE ENTREPISO.

MIEMBROS FLEXOCOMPRESIDOS

ES UNO DE LOS CAPÍTULOS QUE HA EXPERIMENTADO CAMBIOS DE MAYOR IMPORTANCIA.

LAS ESTRUCTURAS SE CLASIFICAN EN "REGULARES" E "IRREGULARES", PORQUE SE PROPORCIONAN MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO QUE SÓLO SON APLICABLES A LAS PRIMERAS. OTROS MÉTODOS SON DE CARÁCTER GENERAL.

SE PERMITE EL ANÁLISIS DE PRIMER O DE SEGUNDO ORDEN, Y SE INDICAN LOS EFECTOS QUE DEBEN INCLUIRSE EN ÉSTE. SE DA UN MÉTODO APROXIMADO PARA EL ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN DE ESTRUCTURAS REGULARES.

ESTADOS LÍMITE. DEBEN CONSIDERARSE LOS ESTADOS LÍMITE DE FALLA SIGUIENTES:

PADEO DE CONJUNTO DE UN ENTREPISO, BAJO CARGA VERTICAL.

PADEO INDIVIDUAL DE UNA O MÁS COLUMNAS, BAJO CARGA VERTICAL.

INESTABILIDAD DE CONJUNTO DE UN ENTREPISO, BAJO CARGAS VERTICALES Y HORIZONTALES COMBINADAS.

FALLA INDIVIDUAL DE UNA O MÁS COLUMNAS, BAJO CARGAS VERTICALES Y HORIZ. COMBINADAS, POR INESTABILIDAD O PORQUE SE AGOTE LA RESISTENCIA DE ALGUNA DE SUS SECCIONES EXTREMAS.

DEBE CONSIDERARSE TAMBIÉN UN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO, DE DEFORMACIONES LATERALES DE ENTREPISO.

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS EN ESTRUCTURAS REGULARES.

REVISIÓN DE LAS SECCIONES EXTREMAS.

a) SECCIONES TIPO 1 Y 2. EN CADA UNO DE LOS EXTREMOS DE LA COLUMNA DEBE SATISFACERSE LA CONDICIÓN

$$\left(\frac{M_{uox}}{M_{pcx}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{uoy}}{M_{pcy}}\right)^\alpha \leq 1.0 \quad (3.4.1)$$

M_{pcx} y M_{pcy} SON LOS MOMENTOS RESISTENTES DE DISEÑO DE LA SECCIÓN FLEXIONADA ALREDEDOR DE CADA UNO DE LOS EJES CENTROIDALES Y PRINCIPALES, CALCULADOS TENIENDO EN CUENTA LA FUERZA DE COMPRESIÓN Y SUPONIENDO, EN CADA CASO, QUE EL OTRO MOMENTO ES NULO.

$$M_{pcx} = 1.18 F_c M_{px} \left(1 - \frac{P_u}{F_c P_y}\right) \leq F_c M_{px}; \quad M_{pcy} = 1.67 F_c M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{F_c P_y}\right) \leq F_c M_{py}$$

α TIENE ALGUNO DE LOS VALORES SIGUIENTES:

SECCIONES H $\alpha = 1.60 - p/2L_n p$

SECCIONES EN CAJÓN, CUADRADAS $\alpha = 1.70 - p/2L_n p$

CUALQUIER OTRA SECCIÓN $\alpha = 1.0$

P_u , M_{uox} y M_{uoy} SON LA FUERZA AXIAL DE DISEÑO QUE OBRA EN LA COLUMNA Y LOS MOMENTOS DE DISEÑO EN EL EXTREMO CONSIDERADO.

$F_c = 0.90$, $M_{px} = Z_x F_y$, $M_{py} = Z_y F_y$, $P_y = A_t F_y$, $p = P_u / F_c P_y$. L_n INDICA LOGARITMO NATURAL.

SI SE TOMA $\alpha = 1.0$, LA EC. 3.4.1 SE TRANSFORMA EN

$$\frac{P_u}{F_c P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_c M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_c M_{py}} \leq 1.0$$

ESTA ECUACIÓN DEBE UTILIZARSE CUANDO NO SE CONOCE α Y PUEDE EMPLEARSE, CONSERVADORAMENTE, EN VEZ DE LA EC. 3.4.1, AUN CONOCIENDO α .

b) SECCIONES TIPO 3 Y 4. EN CADA EXTREMO DEBE CUMPLIRSE:

$$\frac{P_u}{F_c P_y} + \frac{M_{uox}}{M_{rx}} + \frac{M_{uoy}}{M_{ry}} \leq 1.0$$

M_{rx} y M_{ry} SE CALCULAN COMO SE INDICA EN EL CAPÍTULO DE FLEXIÓN, PARA MIEMBROS SOPORTADOS LATERALMENTE.

REVISIÓN DE LA COLUMNA COMPLETA

3) SECCIONES TIPO 1 Y 2. DEBE SATISFACERSE LA CONDICIÓN

$$\left(\frac{M_{uox}^*}{M_{ucx}}\right)^\beta + \left(\frac{M_{uoy}^*}{M_{ucy}}\right)^\beta \leq 1.0 \quad (3.4.6)$$

M_{ucx} y M_{ucy} SON LOS MOMENTOS RESISTENTES DE DISEÑO DE LA COLUMNA FLEXIONADA EN CADA UNO DE SUS PLANOS DE SIMETRÍA, REDUCIDOS POR LA PRESENCIA DE LA FUERZA DE COMPRESIÓN Y POR POSIBLE PADEO LATERAL.

$$M_{ucx} = M_m \left(1 - \frac{P_u}{R_c}\right); \quad M_{ucy} = F_r M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{R_c}\right)$$

β TIENE ALGUNO DE LOS VALORES SIGUIENTES :

SECCIONES H

$$\beta = 0.4 + \rho + B/D \geq 1.0, \text{ PARA } \frac{B}{D} \geq 0.3 \\ = 1.0, \text{ PARA } B/D < 0.3$$

SECCIONES EN CAJÓN, CUADRADAS

$$\beta = 1.3 + 1000 \rho / (L/r)^2 \geq 1.4$$

CUALQUIER OTRA SECCIÓN

$$\beta = 1.0$$

D ES EL PERALTE TOTAL DE LA SECCIÓN, Y B EL ANCHO DE LOS PATINES.

$$F_r = 0.90$$

P_u , M_{uox}^* Y M_{uoy}^* SON LA FUERZA AXIAL DE DISEÑO Y LOS MOMENTOS DE DISEÑO.

SE UTILIZAN SIEMPRE LOS MOMENTOS DE DISEÑO MÁXIMOS, ALDEDEDOR DE LOS EJES X Y Y, AUNQUE LOS DOS NO SE PRESENTEN EN EL MISMO EXTREMO DE LA COLUMNA.

M_m ES EL MOMENTO RESISTENTE DE DISEÑO PARA FLEXIÓN ALREDEDOR DE X.

SE CALCULA COMO SE INDICA EN EL CAP. DE FLEXIÓN O, EN FORMA APROXIMADA,

CON LA EC.
$$M_m = F_r \left[1.07 - \frac{(L/r) \sqrt{F_y}}{26500} \right] M_{px} \leq M_{px} F_r$$

R_c ES LA RESISTENCIA DE DISEÑO EN COMPRESIÓN.

SI $\beta = 1.0$, LA EC. 3.4.6 SE TRANSFORMA EN

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_r M_{py}} \leq 1.0$$

ESTA EC. SE UTILIZA CUANDO NO SE CONOCE β Y PUEDE USARSE, DE MANERA CONSERVADORA, AUNQUE SE CONOZCA.

b) SECCIONES TIPO 3 Y 4. DEBE CUMPLIRSE LA CONDICIÓN

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}^*}{M_{Ry}} \leq 1.0$$

M_{Rx} y M_{Ry} SE CALCULAN COMO SE INDICA EN EL CAP. DE FLEXIÓN.

DETERMINACIÓN DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO M_{uox} , M_{uoy} , M_{uox}^* Y M_{uoy}^* .

a) ANÁLISIS DE PRIMER ORDEN. SI LAS FUERZAS NORMALES Y LOS MOMENTOS SE OBTIENEN POR MEDIO DE UN ANÁLISIS CONVENCIONAL DE PRIMER ORDEN, LOS MOMENTOS DE DISEÑO SE DETERMINAN COMO SIGUE:

$$M_{uo} = M_{Ti} + B_2 M_{TP} \quad (3.4.11)$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_{Ti} + B_2 M_{TP} \quad (3.4.12)$$

EN LA EC. 3.4.11, M_{Ti} ES EL MOMENTO DE DISEÑO EN EL EXTREMO EN CONSIDERACIÓN DE LA COLUMNA, Y EN LA EC. 3.4.12 ES UNO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO QUE ACTÚAN EN LOS DOS EXTREMOS, PRODUCIDOS, EN AMBOS CASOS, POR CARGAS QUE NO OCASIONAN DESPLAZAMIENTOS LATERALES APRECIABLES DE ESOS EXTREMOS. ~~#####~~

LOS MOMENTOS M_{TP} SON ANÁLOGOS A LOS M_{Ti} , PERO PRODUCIDOS POR CARGAS QUE SÍ OCASIONAN DESPLAZAMIENTOS LATERALES APRECIABLES DE LOS EXTREMOS DE LA COLUMNA.

EN MARCOS QUE FORMAN PARTE DE ESTRUCTURAS REGULARES PROVISTAS DE CONTRAVIENTOS O MUDOS DE CORTANTE DE RIGIDEZ ADECUADA PARA QUE PUEDAN DESPRECIARSE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ DEBIDOS A DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE ENTREPISO DESAPARECE EL TÉRMINO $B_2 M_{TP}$ DE LAS ECS. 3.4.11 Y 3.4.12, Y LOS MOMENTOS M_{Ti} SON LA SUMA DE LOS PRODUCIDOS POR LAS CARGAS VERTICALES Y LAS HORIZONTALES.

B_1 Y B_2 SON FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE LOS MOMENTOS; SE CALCULAN CON LAS ECUACIONES SIGUIENTES: 15

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_U}{F_R P_E}} \geq 1.0 \quad (3.4.13)$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_U}{F_R (\sum P_E)}} \quad (3.4.14) \quad \text{ó} \quad B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_U \Delta_{OH}}{F_R (\sum H)L}} \quad (3.4.15)$$

C ES UN COEFICIENTE QUE DEPENDE DE LA LEY DE VARIACIÓN DEL MOMENTO FLEXIONANTE. TIENE ALGUNO DE LOS VALORES SIGUIENTES, APLICABLES A COLUMNAS QUE FORMAN PARTE DE MARCOS CON O SIN CONTRAVIENTO:

PARA TRAMOS QUE SE FLEXIONAN EN CURVATURA SIMPLE, $0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2}$

PARA TRAMOS EN CURVATURA DOBLE, $0.6 - 0.4 M_1/M_2$ ~~#####~~

M_1 Y M_2 SON EL MENOR Y EL MAYOR DE LOS MOMENTOS EN LOS EXTREMOS DEL TRAMO DE BARRA EN ESTUDIO, TOMADOS EN VALOR ABSOLUTO.

EN LA EC. 3.4.13 SE CALCULA LA CARGA P_E CON UN COEFICIENTE K QUE CORRESPONDE A COLUMNAS CUYOS EXTREMOS NO SE DESPLAZAN LATERALMENTE, MIENTRAS QUE EN LAS ECS. 3.4.14 Y 3.4.15 SE USA UN COEFICIENTE K EN EL QUE SE TIENE EN CUENTA QUE LA COLUMNA FORMA PARTE DE UN MARCO EN EL QUE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE ENTREPISO SON SIGNIFICATIVOS.

$$P_E = A_t \pi^2 E / (KL/r)^2$$

$\sum P_E$ = SUMA DE CARGAS CRÍTICAS DE PANDEO ELÁSTICO DE TODAS LAS COLUMNAS DEL ENTREPISO EN ESTUDIO, EN EL PLANO QUE SE ESTÉ ANALIZANDO.

$\sum P_U$ = SUMA DE FUERZAS AXIALES DE DISEÑO EN TODAS LAS COLUMNAS DEL ENTREPISO EN CONSIDERACIÓN.

Δ_{OH} = DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL RELATIVO DE LOS NIVELES QUE LIMITAN EL ENTREPISO EN CONSIDERACIÓN

ΣH = SUMA DE TODAS LAS FUERZAS HORIZONTALES DE DISEÑO QUE OBRAN ENCIMA DEL ENTREPISO EN CONSIDERACIÓN (FUERZA CORTANTE DE DISEÑO EN EL ENTREPISO).

L = ALTURA DEL ENTREPISO.

ENTREPISOS CUYO DISEÑO QUEDA REGIDO POR CARGAS VERTICALES. EN COLUMNAS QUE FORMAN PARTE DE ENTREPISOS CUYO DISEÑO QUEDA REGIDO POR CARGAS VERTICALES ÚNICAMENTE, LO QUE ES FRECUENTE EN EDIFICIOS DE Poca ALTURA Y EN LOS ENTREPISOS SUPERIORES DE EDIFICIOS ALTOS, LOS MOMENTOS M_{TP} SUELEN SER NULOS EN LA CONDICIÓN DE CARGA DE DISEÑO.

SI SE DEMUESTRA QUE EL PANDEO DE CONJUNTO DE UN ENTREPISO, CON DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS DE LOS NIVELES QUE LO LIMITAN, NO ES CRÍTICO, B_2 VALE CERO Y P_E SE CALCULA CON $K \leq 1.0$. SI NO SE ESTUDIA EL PANDEO DE CONJUNTO, O SI ÉSTE ES CRÍTICO, LOS MOMENTOS DE DISEÑO VALEN

$$M_{UO} = M_{TI}, \quad M_{UO}^* = B_2 M_{TI}$$

B_2 SE CALCULA CON LA EC. 3.4.14.

SE CONSIDERARÁ QUE EL PANDEO DE CONJUNTO DE UN ENTREPISO NO ES CRÍTICO CUANDO $(P_{cr}/\Sigma P_U) \geq 2.5$. P_{cr} ES LA CARGA CRÍTICA DE DISEÑO DE PANDEO CON DESPLAZAMIENTO LATERAL DEL ENTREPISO Y ΣP_U ES LA SUMA DE LAS FUERZAS AXIALES DE DISEÑO DE TODAS LAS COLUMNAS DE DICHO ENTREPISO.

MÁS ADELANTE ~~SE DA~~ SE DA UN PROCEDIMIENTO APROXIMADO PARA CALCULAR LA CARGA CRÍTICA DE ENTREPISOS DE ESTRUCTURAS REGULARES. 17

b) ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN. SI LAS FUERZAS NORMALES Y LOS MOMENTOS SE OBTIENEN POR MEDIO DE UN ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN. O SI SE DEMUESTRA QUE LOS EFECTOS DE 2º ORDEN NO SON SIGNIFICATIVOS, LOS MOMENTOS DE DISEÑO SE DETERMINAN COMO SIGUE:

$$M_{L2} = M_{TI} + M_{TP} \quad (3.4.16)$$

$$M_{L2}^* = B_1 (M_{TI} + M_{TP}) \quad (3.4.17)$$

TODAS LAS LÍTERALES TIENEN LOS MISMOS SIGNIFICADOS QUE EN LAS ECS. 3.4.11 Y 3.4.12, PERO P_e SE CALCULA CON $K \leq 1.0$.

DETERMINACIÓN DE CARGAS CRÍTICAS. LA CARGA CRÍTICA DE ESTRUCTURAS REGULARES PUEDE DETERMINARSE CON MÉTODOS RACIONALES QUE TENGAN EN CUENTA, CUANDO SEAN SIGNIFICATIVOS, LOS EFECTOS DE LA PLASTIFICACIÓN PARCIAL QUE SUELE PRECEDER A LA FALLA POR PANDEO.

LA CARGA CRÍTICA DE UN ENTREPISO PUEDE EVALUARSE CON LAS FÓRMULAS APROXIMADAS SIGUIENTES:

$$\text{SI } P_{cr} \leq \Sigma P_y / 2, \quad P_{cr} = F_R RL / 1.2 \quad (3.4.18)$$

$$\text{SI } P_{cr} > \frac{\Sigma P_y}{2}, \quad P_{cr} = F_R \Sigma P_y \left(1 - \frac{0.3 \Sigma P_y}{RL} \right) \quad (3.4.19)$$

P_{cr} ES LA CARGA CRÍTICA DE DISEÑO DE PANDEO CON DESPLAZAMIENTO LATERAL DEL ENTREPISO, $\Sigma P_y = \Sigma A_c F_y$ ES LA SUMA DE FUERZAS AXIALES QUE, OBRANDO POR SÍ SOLAS, OCASIONARÍAN LA PLASTIFICACIÓN DE TODAS LAS COLUMNAS DEL ENTREPISO, R ES LA RIGIDEZ DEL ENTREPISO, DETERMINADA POR MEDIO DE UN ANÁLISIS ELÁSTICO DE PRIMER ORDEN, Y L ES LA ALTURA DEL ENTREPISO. $F_R = 0.9$.

EN EL CÁLCULO DE R DEBE INCLUIRSE TODOS LOS MARCOS, MUROS Y CONTRAVIENTOS QUE FORMAN PARTE DEL ENTREPISO Y CONTRIBUYEN A SU RIGIDEZ LATERAL EN LA DIRECCIÓN ANALIZADA, Y ΣP_y CORRESPONDE A TODAS LAS COLUMNAS CONSIDERADAS AL CALCULAR R .

ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN. EL ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN DE ESTRUCTURAS REGULARES DEBE HACERSE UTILIZANDO MÉTODOS RACIONALES QUE TENGAN EN CUENTA, POR LO MENOS, LOS EFECTOS QUE SE INDICARON ARRIBA.

UNA MANERA APROXIMADA DE CALCULAR LOS MOMENTOS DE SEGUNDO ORDEN EN LOS EXTREMOS DE COLUMNAS CUYO DISEÑO QUEDE REGIDO POR LA COMBINACIÓN DE

CARGAS VERTICALES Y HORIZONTALES CONSISTE EN EVALUAR POR SEPARADO LOS MOMENTOS PRODUCIDOS POR LOS DOS TIPOS DE CARGAS, UTILIZANDO MÉTODOS CONVENCIONALES DE ANÁLISIS DE PRIMER ORDEN, Y EN MULTIPLICAR LOS MOMENTOS OCASIONADOS POR LAS CARGAS HORIZONTALES POR EL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN

$$FA = 1 + \frac{W_u/L}{(R/Q) - 1.2 W_u/L} \quad (3.4.20)$$

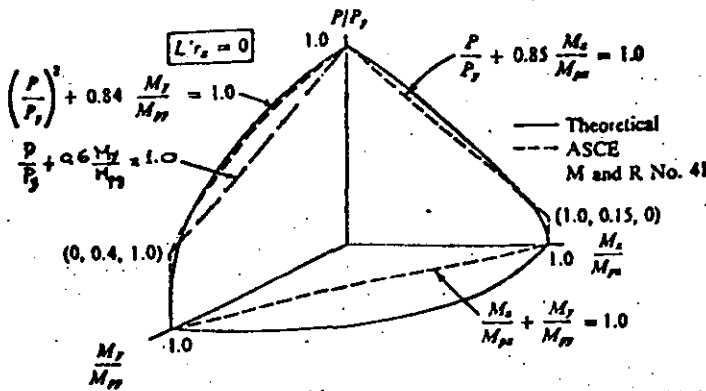
LOS MOMENTOS FINALES DE 2º ORDEN SE OBTIENEN SUMANDO LOS DE CARGA VERTICAL DE 1º ORDEN CON LOS PRODUCIDOS POR CARGAS HORIZONTALES AMPLIFICADOS.

... W_u ES LA SUMA DE LAS CARGAS DE DISEÑO MUERTAS Y VIVAS (CARGAS NOMINALES MULTIPLICADAS POR LOS FACTORES DE CARGA CORRESPONDIENTES A LA COMBINACIÓN DE ACCIONES EN ESTUDIO), ACUMULADAS DESDE EL EXTREMO SUPERIOR DE LA ESTRUCTURA HASTA EL ENTREPIESO CONSIDERADO. Q ES EL FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO (EN DISEÑO POR VIENTO SE TOHA $Q = 1.0$).

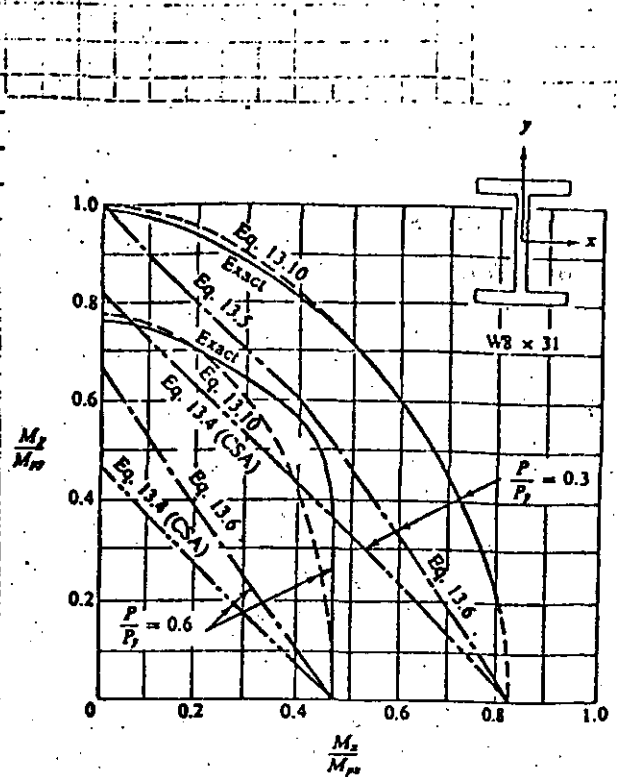
TODAS LAS FUERZAS INTERNAS Y, EN ESPECIAL, LOS MOMENTOS EN LAS TRABES, DEBEN INCREMENTARSE DE MANERA QUE SE SATISFAGA EL EQUILIBRIO CON LOS MOMENTOS AMPLIFICADOS DE LAS COLUMNAS.

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS EN ESTRUCTURAS IRREGULARES. SE CONSERVAN BÁSICAMENTE LAS FÓRMULAS DE LAS NTC 76, TANTO PARA REVISAR LAS SECCIONES EXTREMAS COMO PARA LA REVISIÓN DE LA COLUMNA COMPLETA. ESTO SE DEBE A QUE SE SABE QUE LOS MÉTODOS RECOMENDADOS PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS QUE FORMAN PARTE DE ESTRUCTURAS REGULARES NO SON APLICABLES EN ALGUNOS CASOS, Y EN OTROS NO SE HA DEMOSTRADO QUE LO SEAN.

... ADENÁS, NO SE CONOCEN LOS VALORES DE LOS EXPONENTES α Y β PARA SECCIONES QUE NO SEAN H O EN CAJÓN.

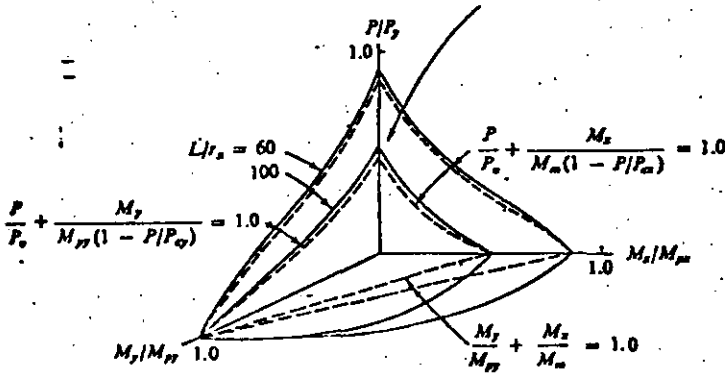


SUPERFICIE DE INTERACCIÓN PARA COLUMNAS CORTAS DE SECCIÓN H Y ECUACIONES APROXIMADAS.

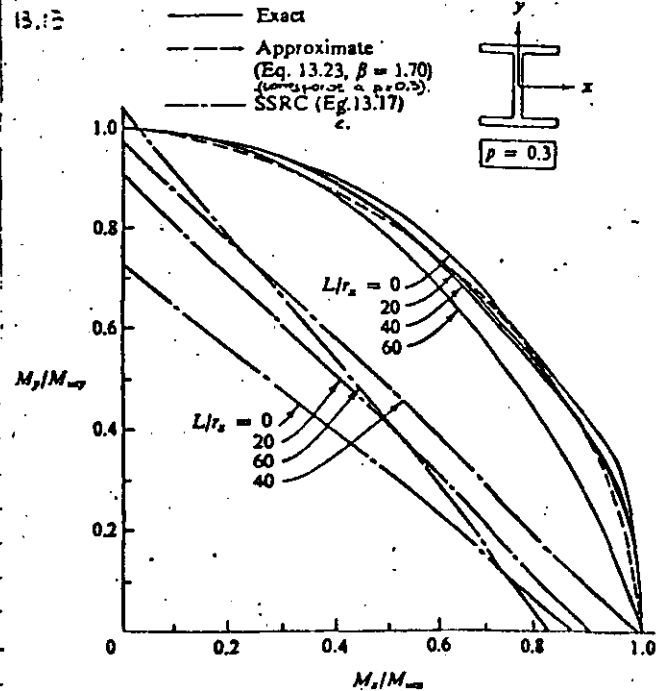


CURVAS DE INTERACCIÓN PARA COLUMNAS DE LONGITUD NULA.

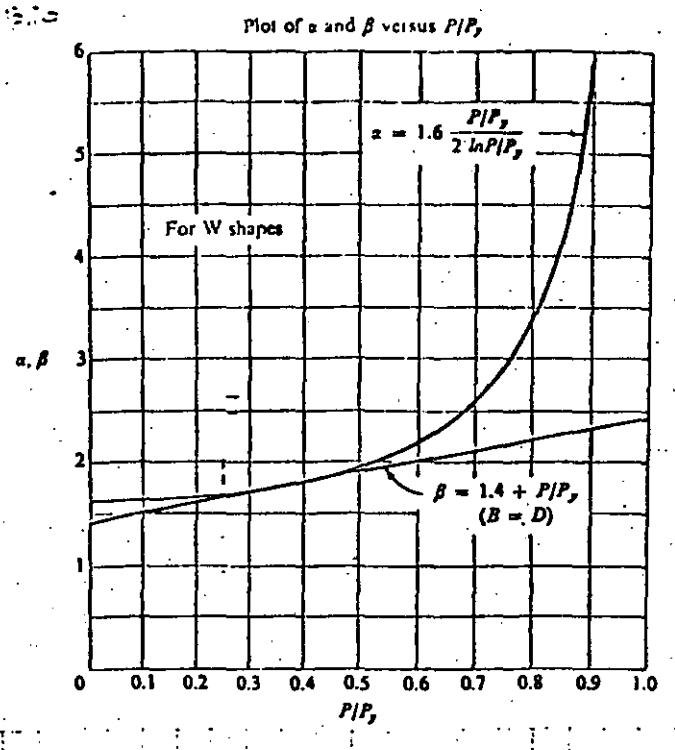
$$\frac{P}{P_o} + \frac{M_x}{M_o(1 - P/P_o)} + \frac{M_y}{M_o(1 - P/P_o)} = 1.0$$



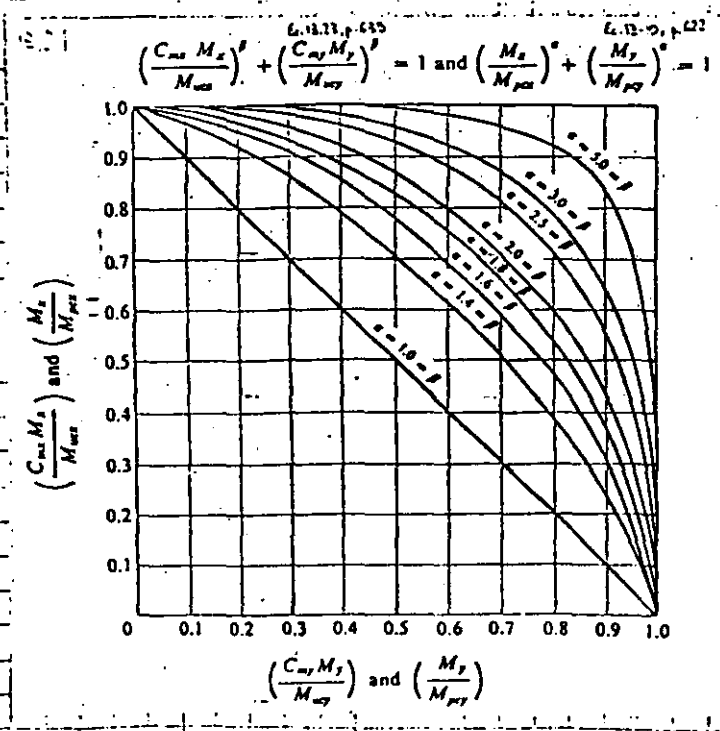
SUPERFICIES DE INTERACCIÓN PARA COLUMNAS LARGAS DE SECCIÓN H Y ECUACIONES APROX.



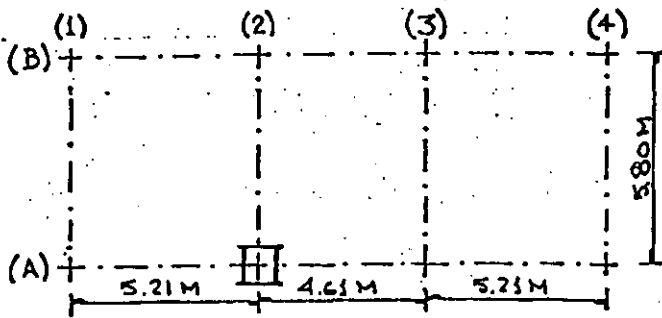
COMPARACIÓN DE CURVAS DE INTERACCIÓN PARA COLUMNAS LARGAS



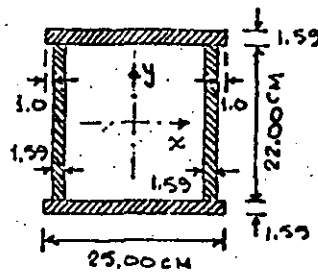
COEFICIENTES
 α Y β (ECS. 3.4.1
Y 3.4.6)



EJEMPLO EN LA FIG. SE MUESTRAN LA PLANTA Y ELEVACIONES DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES, DISEÑADO CON RDF 66 Y CONSTRUIDO EN LA ZONA DE ALTA COMPRESIBILIDAD. EN ESTE EJEMPLO SE VA A REVISAR EL TRABAJO DEL NIVEL 3 AL 4 DE LA COLUMNA A2, UTILIZANDO EL RDF 87 PARA DETERMINAR LAS FUERZAS SISMICAS Y SUS NTC. PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO. LOS PERFILES QUE SE MUESTRAN SON LOS DEL EDIFICIO REAL; EL ACERO ES A36 ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$). LOS ELEMENTOS MECÁNICOS MOSTRADOS SON NOMINALES. LAS FUERZAS SISMICAS SE DETERMINARON CON EL MÉTODO ESTÁTICO Y LOS MOMENTOS Y FUERZAS NORMALES EN LA COLUMNA SE OBTUVIERON CON LOS MÉTODOS DEL PORTAL Y DEL VOLADIZO, RESPECTIVAMENTE.



PLANTA, EJES Y ORIENTACIÓN COLUMNAS



$A = 149.5 \text{ cm}^2$
 $I_x = 13899 \text{ cm}^4$
 $Z_x = 1322 \text{ cm}^3$
 $S_x = 1104 \text{ cm}^3$
 $r_x = 9.6 \text{ cm}$
 $I_y = 12173 \text{ cm}^4$
 $Z_y = 1246 \text{ cm}^3$
 $S_y = 974 \text{ cm}^3$
 $r_y = 9.0 \text{ cm}$

COLUMNA.

DIMENSIONES Y PROPS. GEOMÉTRICAS

G=6.9 $K_x = \begin{cases} 2.6 \\ 0.95 \end{cases}$	$I_{cs} = 10859 \text{ cm}^4$ $I/L = 38.8 \text{ cm}^3$ $I = 7436 \text{ cm}^4$	2.50 M $N.4$	$I_{cs} = 9911 \text{ cm}^4$ $I/L = 35.4 \text{ cm}^3$ $I = 6073 \text{ cm}^4$; $I/L = 13.2 \text{ cm}^3$
	$I/L = 12.8 \text{ cm}^3$ $I_x = 13899 \text{ cm}^4$ $I/L = 49.6 \text{ cm}^3$ $I = 7436 \text{ cm}^4$	0.30 2.50 M $N.3$	$K_y = \begin{cases} 1.84 \\ 0.89 \end{cases}$ $I_y = 12173 \text{ cm}^4$; $I/L = 43.5 \text{ cm}^3$ $I = 6073 \text{ cm}^4$; $I/L = 13.2 \text{ cm}^3$
	$I/L = 12.8 \text{ cm}^3$ $I_{cs} = 13899 \text{ cm}^4$ $I/L = 49.6 \text{ cm}^3$	0.30 2.50 M	$G=2.9$ $G=3.2$
	$I/L = 12.8 \text{ cm}^3$ $I_{cs} = 13899 \text{ cm}^4$ $I/L = 49.6 \text{ cm}^3$	5.80 M	5.21 M 4.61 M

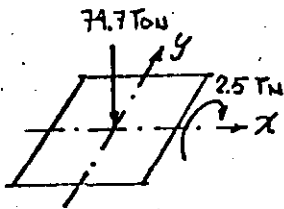
MARCO 2

MARCO A

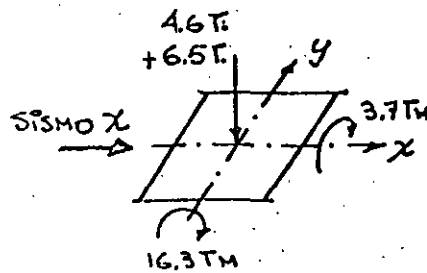
EN LOS I DE LAS VIGAS NO SE HA INCLUIDO NINGÚN EFECTO DE LAS LOSAS. LOS COCIENTES I/L DE VIGAS Y COL. SE HAN CALCULADO CON DIST. ENTRE EJES. SE HAN DETERMINADO, CON LOS NOMOGRAMAS DEL AISC, VALORES DE K_x Y K_y PARA DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE ENTREPISO PERMITIDOS E IMPEDIDOS.

ELEMENTOS MECÁNICOS EN LA COLUMNA. CORRESPONDEN A CARGAS DE TRABAJO.

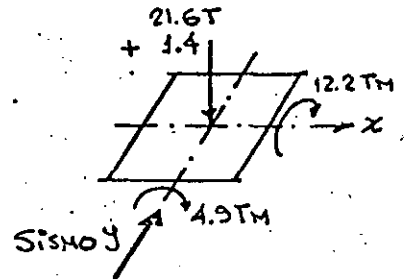
CARGA VERTICAL



SISMO X + 0.30 SISMO Y



SISMO Y + 0.30 SISMO X



TODOS LOS MOMENTOS, POR CARGA VERTICAL Y POR SISMO, SON IGUALES EN LOS DOS EXTREMOS DE LA COLUMNA, Y LA FLEXIONAN EN CURVATURA DOBLE. LA CARGA VERTICAL NO OCASIONA DESPLAZAMIENTOS LINEALES RELATIVOS DE LOS EXTREMOS DE LA COLUMNA, Y EL SISMO SÍ.

CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN.

LA MAYOR RELACIÓN ANCHO/GRUESO DE LAS PLACAS QUE COMPUEN LA SECCIÓN ES $22.0/1.59 = 13.8$

PATINES. SUPONIENDO QUE TRABAJAN EN COMPRESIÓN PURA, EL LÍMITE PARA SECCIONES TIPO 1 O 2 ES $(h/t)_{\max} = 1600/\sqrt{F_y} = 31.8 > 13.8$.

ALMAS. $P_y = A F_y = 149.5 \times 2.53 = 378.2 \text{ Ton}$

P_u (PARA C.VERT. + SISMO X + 0.30 SISMO Y) = $(74.7 + 11.1) 1.1 = 94.4 \text{ Ton}$

$P_u/P_y = 94.4/378.2 = 0.250 < 0.28$

\therefore PARA SEC. TIPO 1, $(h/t)_{\max} = \frac{3500}{\sqrt{F_y}} (1 - 1.4 \times 0.25) = 45.3 > 13.8$

LA SECCIÓN ES TIPO 1.

DETERMINACIÓN DE SI EL PANDEO LATERAL POR FLEXOTORSIÓN ES CRÍTICO.

$P_y = 378.2 \text{ Ton}$. $M_{px} = Z_x F_y = 1322 \times 2530 \times 10^5 = 33.4 \text{ TM}$; $M_{py} = Z_y F_y = 31.5 \text{ TM}$

$$L_{px} = \frac{352000 + 211000 (M_{ix}/M_{px})}{F_y} \quad r_x = \frac{352000 + 211000 (6.8/33.4)}{2530} \times 9.6 = 1499 \text{ cm} >$$

$$> 211000 \times 9.6 / 2530 = 800.6 \text{ cm}$$

ANÁLOGAMENTE SE OBTIENE $L_{py} = 750.6 \text{ cm}$

LA LONGITUD MENOR, 750.6 cm, ES MUCHO MAYOR QUE LA ALTURA DE LA COLUMNA, 2.50 m, DE MANERA QUE EL PANDEO LATERAL NO ES CRÍTICO, Y LA COLUMNA PODRÍA DISEÑARSE CON LA T. PLÁSTICA (PARA SABER QUE EL PANDEO LATERAL NO ES CRÍTICO BASTA CON DEMOSTRAR QUE LA LONGITUD DE LA COLUMNA ES MENOR QUE L_u).

SOLICITACIONES DE DISEÑO. SE DEVISARÁ LA CONDICIÓN DE CARGA VERTICAL.
SISMO X + 0.30 SISMO Y. $F_c = 1.1$.

$$P_u = (74.7 + 11.1) \cdot 1.1 = 94.4 \text{ TON}; \quad M_x = (2.5 + 3.7) \cdot 1.1 = 6.8 \text{ TM}; \quad M_y = 16.3 \cdot 1.1 = 17.9 \text{ TM}$$

MOMENTOS DE DISEÑO. LOS ELEMENTOS MECÁNICOS SE OBTUVIERON CON UN ANÁLISIS ELÁSTICO DE PRIMER ORDEN.

$C_x = C_y = 0.6 - 0.4 M_1/M_2 = 0.6 - 0.4 = 0.2$ LOS MOMENTOS EN LOS DOS EXTREMOS, TANTO ALREDEDOR DE X COMO DE Y, SON IGUALES EN VALOR ABSOLUTO Y PRODUCEN CURVATURA DOBLE.

$$P_{Ex} = A_t \pi^2 E / (KL/r)_x^2 = (149.5 \pi^2 \times 2040 \times 10^3 / 76^2) 10^3 = 521.1 \text{ TON}; \quad P_{Ey} = 926.5 \text{ TON}$$

EL EDIFICIO TIENE OCHO COLUMNAS EN PLANTA; EN EL ENTREPISO 2-3 TODAS SON IGUALES $\therefore \Sigma P_{Ex} = 521.1 \times 8 = 4168.8 \text{ TON}$, $\Sigma P_{Ey} = 7412.0 \text{ TON}$

USANDO UN MÉTODO APROXIMADO SE OBTUVO:

$$\text{MARCO A: } R = 686.6 \text{ TON/M}, \quad \Delta_{OH} = V_{SISM.} / R = 38.9 \text{ TON} / 686.6 \text{ T/M} = 0.0567 \text{ M} = 5.67 \text{ CM}$$

$$\text{MARCO 2: } R = 353.5 \text{ TON/M}, \quad \Delta_{OH} = 5.50 \text{ CM} \quad (5.50 / 280 = 0.020)$$

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN.

PARA CALCULAR LOS FACTORES B_1 SE UTILIZAN ESBELTECES CORRESPONDIENTES A MARCOS "CONTRAVENTADOS".

$$(KL/r)_x = 0.95 \times 280 / 9.6 = 28, \quad (KL/r)_y = 0.89 \times 280 / 9.0 = 28 \quad (\text{RESULTARON IGUALES POR CASUALIDAD}) \therefore P_{Ex} = P_{Ey} = (149.5 \pi^2 \times 2040 \times 10^3 / 28^2) 10^3 = 3839 \text{ TON}.$$

a) EN EL PLANO DEL MARCO 2 (FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE X DE LAS COL.)

$$B_{1x} = \frac{C_x}{1 - P_u / (F_c P_{Ex})} = \frac{0.2}{1 - 94.4 / (0.9 \times 3839)} = 0.206 < 1.0 \therefore B_{1x} = 1.0$$

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \Sigma P_u / F_c \Sigma P_{Ex}} = \frac{1}{1 - 498.8 / 0.9 \times 4168.8} = 1.151$$

LOS DOS VALORES DE B_{2x} DEBEN SER, TEÓRICAMENTE, IGUALES; PARA FINES PRÁCTICOS

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u \Delta_{OH}}{F_c (\Sigma H) L}} = \frac{1}{1 - \frac{492.8 \times 5.50}{0.9 \times 77.8 \times 280}} = 1.160$$

EN ESTE CASO LO SON.

OBSÉRVESE QUE B_1 DEPENDE DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LA COLUMNA INDIVIDUAL Y DE LA CARGA QUE OBRA SOBRE ELLA, MIENTRAS QUE B_2 ES FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES DE TODAS LAS COLUMNAS DEL ENTREPISO Y DE LAS FUERZAS TOTALES QUE ACTÚAN EN ÉL.

b) EN EL PLANO DEL MARCO A (FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE Y DE LAS COL)

$$B_{1y} = \frac{0.2}{1.94.4 / (0.9 \cdot 3839)} = 0.206 < 1.0 \therefore B_{1y} = 1.00$$

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - \frac{492.8}{0.9 \times 7412}} = 1.080 ; B_{2y} = \frac{1}{1 - \frac{492.8 \times 5.67}{0.9 \times 77.8 \times 280}} = 1.166$$

LA DIFERENCIA ENTRE LOS DOS VALORES DE B_2 ES UN POCO MAYOR QUE EN EL MARCO 2.

$$M_{u0x} = M_{Tix} + B_{2x} M_{TPx} = 2.5 \times 1.1 + 1.16 \times 3.7 \times 1.1 = 7.5 \text{ Ton}\cdot\text{M}$$

$$M_{u0y} = M_{Tiy} + B_{2y} M_{TPy} = 0 + 1.166 \times 16.3 \times 1.1 = 20.9 \text{ Ton}\cdot\text{M}$$

$$M_{u0x}^* = B_{1x} M_{Tix} + B_{2x} M_{TPx} = 7.5 \text{ TM} ; M_{u0y}^* = B_{1y} M_{Tiy} + B_{2y} M_{TPy} = 20.9 \text{ TM}$$

EN ESTE PROBLEMA, COMO $B_{1x} = B_{1y} = 1.00$, Y DADAS LAS CONDICIONES DE CARGA, LOS MOMENTOS M_{u0}^* SON IGUALES A LOS M_{u0} .

REVISIÓN DE LAS SECCIONES EXTREMAS. LAS DOS SE ENCUENTRAN EN LAS MISMAS CONDICIONES.

$$M_{pcx} = 1.18 F_R M_{px} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y}\right) = 1.18 \times 0.9 \times 33.4 \left(1 - \frac{94.4}{0.9 \times 378.2}\right) = 25.6 \text{ TM} < F_R M_{px} = 30.1 \text{ TM}$$

$$M_{pcy} = 1.67 F_R M_{py} \left[1 - \frac{P_u}{F_R P_y}\right] = 1.67 \times 0.9 \times 31.5 \left(1 - \frac{94.4}{0.9 \times 378.2}\right) = 34.2 \text{ TM} > F_R M_{py} = 28.4 \text{ TM}$$

$\therefore M_{pcy} = 28.4 \text{ TM}$

$$\left(\frac{M_{u0x}}{M_{pcx}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{u0y}}{M_{pcy}}\right)^\alpha = \left(\frac{7.5}{25.6}\right)^{1.81} + \left(\frac{20.9}{28.4}\right)^{1.81} = 0.108 + 0.574 = 0.682 < 1.00$$

$$p = P_u / F_R P_y = 94.4 / 0.9 \times 378.2 = 0.277, \alpha = 1.70 - p / 2L_p = 1.70 - 0.277 / 2L_p \cdot 0.277 = 1.81$$

CONSERVADORAMENTE, PUEDE UTILIZARSE LA ECUACIÓN

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{u0x}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{u0y}}{F_R M_{py}} = 0.277 + \frac{0.85 \times 7.5}{0.9 \times 33.4} + \frac{0.60 \times 20.9}{0.9 \times 31.5} = 0.931 < 1.000$$

REVISIÓN DE LA COLUMNA COMPLETA

$$\beta = 1.3 + 1000 p / (4r)^2 = 1.3 + 1000 \times 0.277 / 31^2 = 1.59$$

$$\lambda = \left(\frac{KL}{r}\right)_{\text{MAX}} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} = 76 \sqrt{\frac{2530}{2040 \times 10^3 \pi^2}} = 0.852 ; n = 1.4$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} A_t F_R = \frac{149.5 \times 0.9 \times 2530 \times 10^{-3}}{(1 + 0.852^{2.8} - 0.15^{2.8})^{1/1.4}} = 239.8 \text{ Ton} <$$

$$< F_y A_t F_R = 2530 \times 149.5 \times 0.9 \times 10^{-3} = 340.4 \text{ Ton}$$

$$M_{uex} = M_m \left(1 - \frac{P_u}{R_c}\right) = 0.9 \times 33.4 \left(1 - \frac{94.4}{340.4}\right) = 21.7 \text{ TM}$$

COMO EL PANDEO LATERAL NO ES CRÍTICO, $M_m = 0.9 M_{px}$.

$$M_{uy} = F_e M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{R_c}\right) = 0.9 \times 31.4 \left(1 - \frac{94.4}{340.4}\right) = 20.5 \text{ TM}$$

$$\left(\frac{M_{uox}^*}{M_{uex}}\right)^{\beta} + \left(\frac{M_{uoy}^*}{M_{uy}}\right)^{\beta} = \left(\frac{7.5}{21.7}\right)^{1.59} + \left(\frac{20.9}{20.5}\right)^{1.59} = 0.185 + 1.031 = 1.216 > 1.0$$

CONSERVADORAMENTE, PUEDE UTILIZARSE LA ECUACIÓN

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_e M_{py}} = \frac{94.4}{340.4} + \frac{7.5}{0.9 \times 33.4} + \frac{20.9}{0.9 \times 31.5} =$$

$$= 0.277 + 0.250 + 0.737 = 1.264 > 1.0$$

LA RESISTENCIA EN LOS EXTREMOS ES ADECUADA, PERO LA COLUMNA ESTÁ ESCASA POR INESTABILIDAD DE CONJUNTO DEL ENTREPISO.

CONEXIONES RÍGIDAS ENTRE VIGAS Y COLUMNAS

SE DA EL NOMBRE DE CONEXIÓN AL CONJUNTO DE ELEMENTOS QUE UNEN EL MIEMBRO A LA JUNTA: PLACAS O ÁNGULOS POR PATINES O ALMA, SOLDADURAS, REMACHES, TORNILLOS.

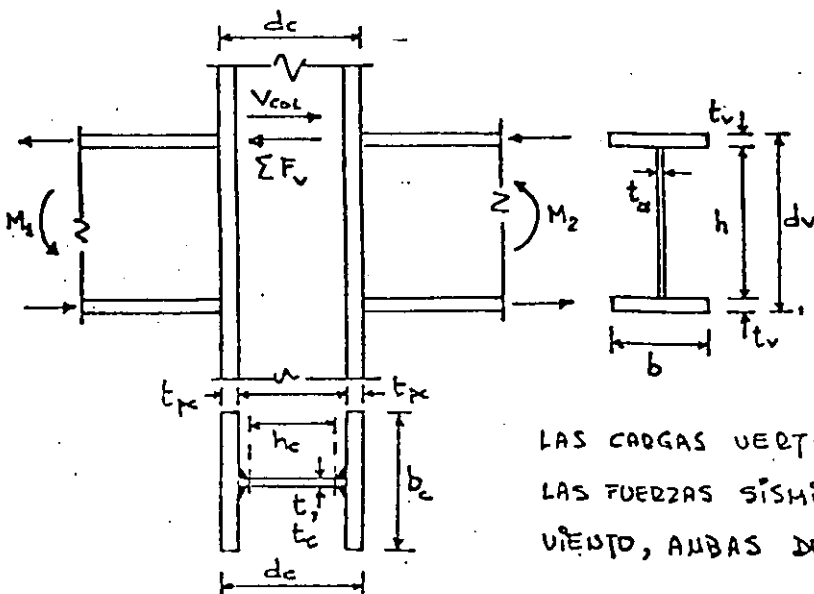
JUNTA ES LA ZONA COMPLETA DE INTERSECCIÓN DE LOS MIEMBROS; EN LA MAYORÍA DE LOS CASOS, ES LA PARTE DE LA COLUMNA, INCLUYENDO ATIESADORES HORIZONTALES O PLACAS ADOSDADAS A SU ALMA, QUE QUEDA COMPRESIDA ENTRE LOS PLANOS HORIZONTALES QUE PASAN POR LOS BORDES SUPERIOR E INFERIOR DE LA VIGA DE MAYOR PEDALTE.

RESISTENCIA DE LA CONEXIÓN, LA RESISTENCIA DE LA CONEXIÓN DE CADA VIGA DEBE SER SUFICIENTE PARA DESARROLLAR LA MENOR DE LAS CANTIDADES SIGUIENTES:

- a) LA RESISTENCIA EN FLEXIÓN DE LA VIGA.
- b) EL MOMENTO DEQUERIDO PARA INDUCIR EN EL TABLERO DEL ALMA DE LA COLUMNA UNA FUERZA CORTANTE IGUAL A $0.8 F_y d_c t_c$, DONDE F_y ES EL ESF. DE FUERZA DEL ACERO DE LA COLUMNA, d_c SU PEDALTE TOTAL Y t_c EL GRUESO DEL ALMA.

SE DAN ENSEGUIDA ALGUNAS MANERAS ADECUADAS PARA DESARROLLAR LA RESISTENCIA EN FLEXIÓN DE LA VIGA.

REVISIÓN DEL TABLERO DE ALMA DE LA COLUMNA. CONVIENE HACER ESTA REVISIÓN ANTES DE DETERMINAR SI SE NECESITAN ATIESADORES HORIZONTALES, PUES SI EL ALMA REQUIERE REFUERZO ÉSTE INFLUYE EN LA POSIBILIDAD DE QUE HAGAN FALTA LOS ATIESADORES.



- a) LA RESISTENCIA AL CORTANTE DE LA JUNTA, CALCULADA CON LA EC. 5.8.4, DEBE SER SUFICIENTE PARA RESISTIR LAS FUERZAS CORTANTES HORIZONTALES CORRESPONDIENTES A LOS MOMENTOS FLEXIONANTES EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS PRODUCIDOS POR LAS CARGAS VERTICALES DE DISEÑO MÁS 1.7 VECES LAS FUERZAS SÍSMICAS, O 1.3 VECES LAS FUERZAS DE VIENTO, AMBAS DE DISEÑO.

CUANDO LA COLUMNA RECIBE VIGAS EN LOS DOS PATINES, LOS MOVIMIENTOS EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS SE TOMAN CON LOS SENTIDOS QUE OCASIONAN LA FUERZA CORTANTE HORIZONTAL MÁXIMA EN LA JUNTA.

LAS FUERZAS QUE APLICAN LOS PATINES DE LAS VIGAS NO SE TOMARÁN NUNCA MAYORES QUE EL PRODUCTO DEL ÁREA DEL PATÍN POR 1.25 VECES EL ESFUERZO DE FLUENCIA DEL MATERIAL CON EL QUE ESTÁ HECHO.

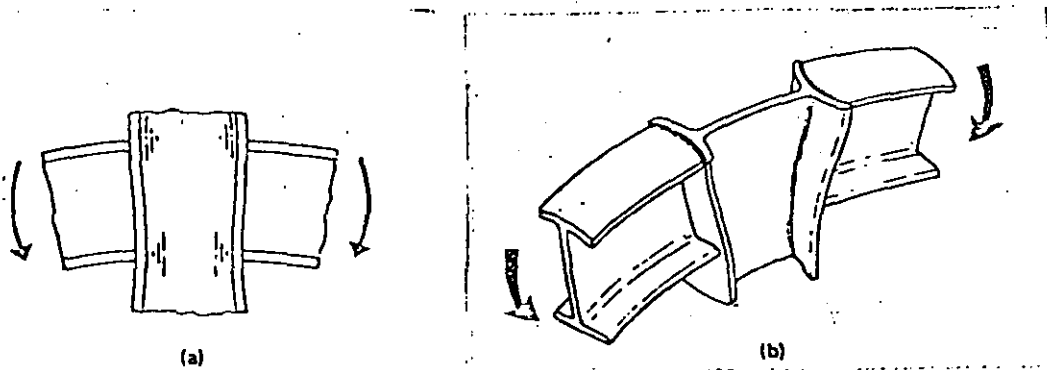
$$V = 0.55 F_{yc} d_c t \left(1 + \frac{3b_c t_{pc}^2}{d_v d_c t} \right) \quad (5.8.4)$$

LAS LITERALES QUE APARECEN EN ESTA EXPRESIÓN SE EXPLICAN EN LA FIGURA DE LA HOJA ANTERIOR.

b) EL COCIENTE DE LA SOMA DEL PEDALTE MÁS EL ANCHO DEL TABLERO DE ALHA EN LA JUNTA DIVIDIDA ENTRE EL GRUESO DEL ALHA NO DEBE EXCEDER DE 90. EN ESTE CÁLCULO, EL GRUESO NO DEBE INCLUIR LAS PLACAS ADOADAS AL ALHA DE LA COLUMNA EXCEPTO CUANDO ESTÉN LIGADAS ADECUADAMENTE A ELLA POR MEDIO DE SOLDADURAS DE TAPÓN.

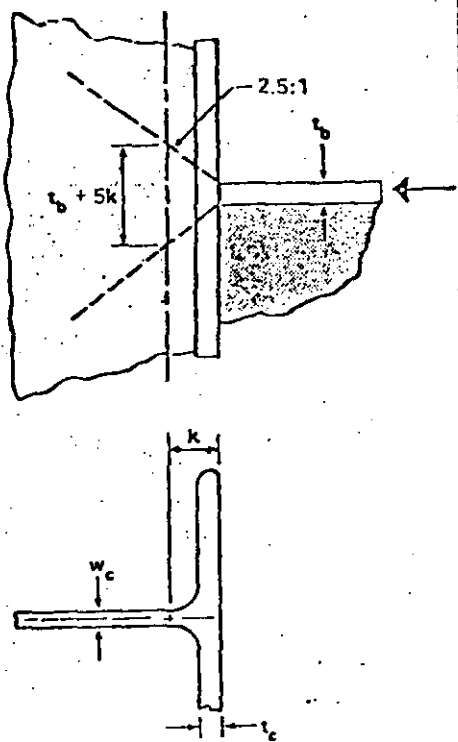
c) LAS PLACAS ADOADAS AL ALHA PARA REDUCIR LOS ESFUERZOS CORTANTES HORIZONTALES O LA RELACIÓN INDICADA EN b) NO DEBEN SEPARARSE DEL ALHA DE LA COLUMNA MÁS DE 1.5 MM, Y SE SOLDARÁN EN TODO SU ANCHO, EN LOS BORDES SUPERIOR E INFERIOR, CON SOLDADURA DE FILETE DE 5 MM O MÁS. ADEMÁS, SE SOLDARÁN A TOPE A LOS PATINES DE LA COLUMNA, CON PENETRACIÓN COMPLETA, O CON SOLDADURAS DE FILETE CAPACES DE DESARROLLAR LA RESISTENCIA AL CORTANTE DE LAS PLACAS.

DISEÑO DE AJESADORES. EN LA FIGURA SE MUESTRAN, EN FORMA ESQUEMÁTICA, LAS POSIBLES FORMAS DE FALLA DE UNA JUNTA VIGAS-COLUMNA.



LOS OBJETIVOS QUE SE PERSIGUEN AL COLOCAR LOS ATIESADORES HORIZONTALES SON VARIOS:

a) EVITAR EL FLUJO PLÁSTICO DEL ACERO DEL ALMA DE LA COLUMNA FRENTE A CADA UNO DE LOS PATINES DE LAS VIGAS, TANTO EN TENSIÓN COMO EN COMPRESIÓN.



LA RESISTENCIA DE DISEÑO EN LA SECCIÓN

CRÍTICA DEL ALMA DE COLUMNAS DE SECCIÓN TRANSVERSAL H EN LAS QUE ACTÚAN CARGAS CONCENTRADAS QUE PRODUCEN TENSIONES O COMPRESIONES EN ELLA ES $F_2 R_N$, DONDE $F_2 = 1.0$ Y $R_N = (t_w + 5k) F_{yc} t_c$.

P_{pv} ES LA FUERZA QUE TRANSMITE A LA COLUMNA EL PATÍN DE LA VIGA, O LA PLACA HORIZONTAL DE CONEXIÓN.

SI $P_{pv} \leq R_N$ NO SE NECESITAN ATIESADORES, MIENTRAS QUE SI $P_{pv} > R_N$ SÍ SE DEQUIEREN. EN ESTE CASO, LA SUMA DE LAS RESISTENCIAS DE DISEÑO DE ALMA Y ATIESADORES DEBE SER IGUAL O MAYOR QUE LA FUERZA EXTERIOR:

$$(t_w + 5k) F_{yc} t_c + A_{at} F_{yat} = P_{pv}$$

DESPEJANDO EL ÁREA DE ATIESADORES, A_{at} , SE OBTIENE

$$A_{at} = \frac{P_{pv} - (t_w + 5k) F_{yc} t_c}{F_{yat}}, \text{ QUE ES LA EC. 5.8.1.}$$

F_{yc} Y F_{yat} SON LOS ESF. DE FLUENCIA DE LA COLUMNA Y DE LOS ATIESADORES.

SI A_{at} , EC. 5.8.1, RESULTA POSITIVO, SE COLOCA UN PAR DE ATIESADORES QUE PROPORCIONEN ESA ÁREA; SI RESULTA NEGATIVO, NO SE NECESITAN ATIESADORES, DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA RESISTENCIA AL FLUJO PLÁSTICO DEL ALMA DE LA COLUMNA.

P_{pv} TIENE ALGUNO DE LOS VALORES SIGUIENTES:

a) CUANDO EL DISEÑO QUEDA REGIDO POR CARGAS HUERTAS Y VIGAS, O POR CARGAS HUERTAS, VIGAS Y DE VIENTO, P_{pv} ES IGUAL A LA FUERZA TRANSMITIDA POR EL PATÍN O LA PLACA DE CONEXIÓN, CORRESPONDIENTE A CARGAS DE DISEÑO

MULTIPLICADAS POR 1.25.

b) CUANDO EN LA COMBINACIÓN DE CARGAS DE DISEÑO INTERVIENE E SISMO, P_N ES IGUAL AL MENOR DE LOS VALORES $1.25 M_{pv}/d_v$ O $1.25 A_p F_{yv}$. M_{pv} ES EL MOMENTO PLÁSTICO RESISTENTE DE LA VIGA, d_v SU PERALTE Y A_p Y F_{yv} EL ÁREA Y EL ESFUERZO DE FLUENCIA DEL PATÍN DE LA VIGA O DE LA PLACA HORIZONTAL QUE TRANSMITE LA FUERZA A LA COLUMNA.

INDEPENDIEMENTE DE LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS POR LA EC. 5.8.1, SE COLOCARÁN ATIESADORES FRENTE AL PATÍN COMPRESIVO DE LAS VIGAS EN TODOS LOS CASOS EN QUE EL PERALTE DEL ALMA DE LA COLUMNA, h_c , SEA MAYOR QUE

$$\frac{34400 t_c^3 \sqrt{F_{yc}}}{P_{pv}} \cdot F_R \quad (F_R = 0.85) \quad (5.8.2)$$

Y SE COLOCARÁN ATIESADORES FRENTE A LOS PATINES DE LAS VIGAS EN TENSIÓN CUANDO EL GUESO DEL PATÍN DE LA COLUMNA, t_{pc} , SEA MAYOR QUE

$$0.4 \sqrt{P_{pv}/F_x} \cdot F_R \quad (F_R = 0.90) \quad (5.8.3)$$

EL OBJETO DE LAS CONDICIONES IMPUESTAS POR LAS EXPRESIONES 5.8.2 Y 5.8.3 ES, RESPECTIVAMENTE, EVITAR EL PANDEO DEL ALMA DE LA COLUMNA FRENTE A LOS PATINES EN COMPRESIÓN DE LAS VIGAS, Y LIMITAR LOS ESFUERZOS DE FLEXIÓN EN LOS PATINES DE LA COLUMNA FRENTE A LOS PATINES EN TENSIÓN DE LAS VIGAS.

LOS ATIESADORES DEBEN DISEÑARSE DE ACUERDO CON EL ART. 3.7.8 DE LAS NTC.

REQUISITOS ADICIONALES PARA DISEÑO POR COMBINACIONES DE CARGA QUE

INCLUYAN SISMO.

a) LOS PATINES DE LAS VIGAS DEBEN SATISFACER LAS CONDICIONES CORRESPONDIENTES A SECCIONES TIPO 1; LAS ALMAS PUEDEN SER TIPO 2.

b) EN TODAS LAS JUNTAS DEBE CUMPLIRSE LA CONDICIÓN

$$\sum Z_c (F_{yc} - P_a) \geq \sum Z_v F_{yv}, \text{ PARA } P_a \geq 0 \quad (5.8.5)$$

$\sum Z_c$ Y $\sum Z_v$ SON LAS SUMAS DE LOS MÓDULOS DE SECCIÓN PLÁSTICOS DE LAS COLUMNAS Y VIGAS QUE CONCORDAN EN LA JUNTA EN EL PLANO DEL MARCO EN ESTUDIO, Y P_a ES ^{EL ESFUERZO} ~~LA FUERZA~~ NORMAL EN CADA COLUMNA, PRODUCIDO POR LA FUERZA AXIAL DE DISEÑO.

EN LAS NTC SE INDICAN ALGUNOS CASOS EN LOS QUE NO ES NECESARIO SATISFACER LA CONDICIÓN 5.8.5.

EJEMPLO

DISEÑAR LA CONEXIÓN RÍGIDA QUE SE MUESTRA EN LA

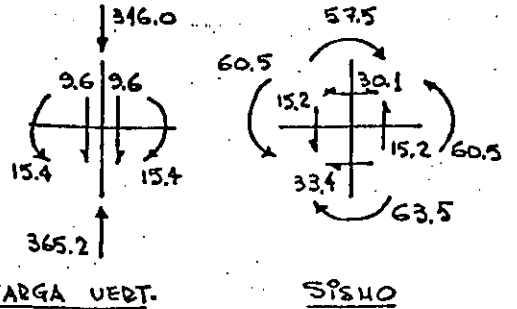
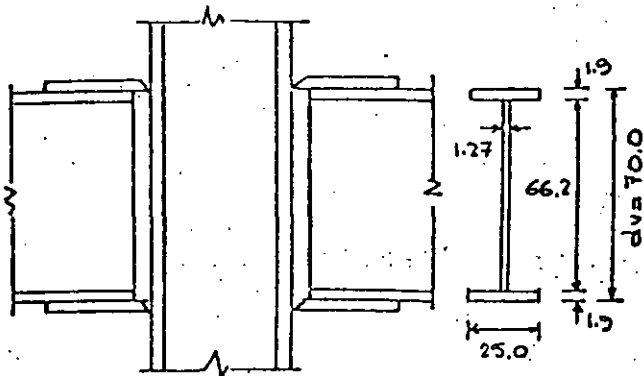
FIGURA. TANTO LA COLUMNA COMO LAS VIGAS ESTÁN HECHAS CON TRES PLACAS

SOLDADAS, DE ACERO CON $F_y = 2530 \text{ KG/CM}^2$. LOS ELEMENTOS MECÁNICOS QUE SE

INDICAN CORRESPONDEN A CARGAS DE TRABAJO, LA CONEXIÓN FORMA PARTE DE

UNA CONSTRUCCIÓN DEL GRUPO B. SE UTILIZARÁ SOLDADURA MANUAL CON

ELECTRODOS E60XX.

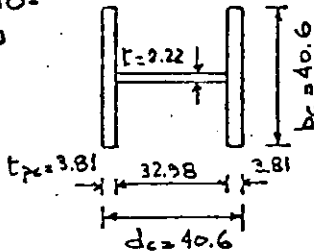


CARGA VERT.

SISMO

SOLICITACIONES (FZAS. EN TON.,
MOH. EN TM).

ACOTACIONES EN CM



ACCIONES DE DISEÑO. EL DISEÑO

SE HARÁ PARA LA COMBINACIÓN DE CARGA VERTICAL + SISMO CON $F_c = 1.1$.

DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE CONEXIÓN.

LOS PATINES DE LAS VIGAS SE CONECTARÁN

A LA COLUMNA POR MEDIO DE PLACAS HORIZONTALES, Y EL ALMA CON

UNA PLACA VERTICAL. TODA LA CONEXIÓN SERÁ SOLDADA, CON ELECTRODOS E60XX.

PLACAS HORIZONTALES. PARA FACILITAR

LA SOLDADURA DE CAMPO CONVIENE QUE LA DEL PATÍN SUPERIOR SEA MÁS ANGOSTA QUE ÉSTE Y LA DEL INFERIOR MÁS ANCHA.

MOHENTO DE DISEÑO, $M = 1.1(15.4 + 60.5) =$

$= 83.5 \text{ TM}$

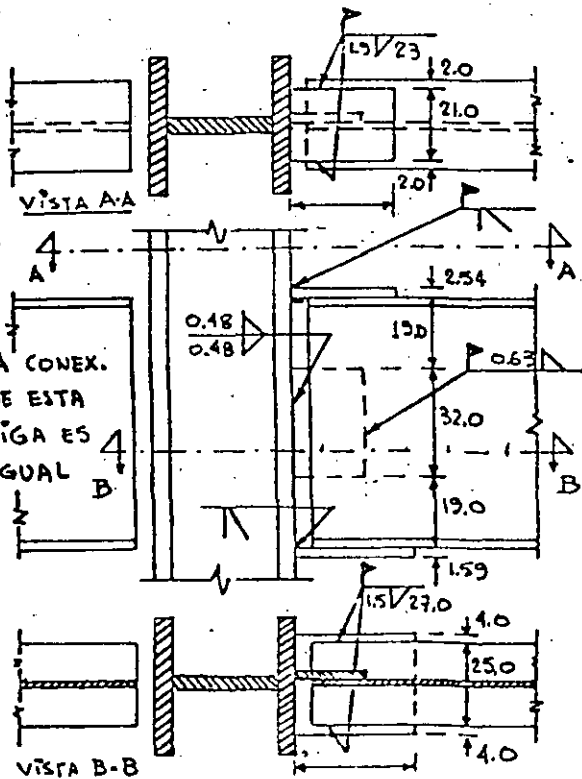
FZA. EN CADA PLACA $T \approx \frac{M}{d_v} = \frac{83.5}{0.70} =$

$= 119.3 \text{ Ton}$

61

AREA NECESARIA EN CADA PLACA :

$A_t F_y F_c = T \therefore A_t = \frac{T}{F_y F_c} = \frac{119.3}{2.53 \times 0.9} = 52.4 \text{ cm}^2$



PATÍN SUPERIOR - R DE 2.54 x 21.0 CM (A = 53.3 CM²)

PATÍN INFERIOR - R DE 1.59 x 33.0 CM (A = 52.5 CM²)

SOLDADURA

PLACA SUPERIOR. SE USARÁ SOLDADURA DE FILETE DE 1.9 CM (3/4"), QUE TIENE UNA RESISTENCIA DE DISEÑO $F_R F_s A_{ef} = 0.8 \times 0.6 \times 4100 \times 1.905 \cos 45^\circ \times 1 = 2651 \text{ KG/CM}$ \therefore LONGITUD NECESARIA = $119.3 \times 10^3 / 2651 = 45.0 \text{ CM}$.

SE COLOCARÁN DOS FILETES LONGITUDINALES DE 23 CM CADA UNO (PODRÍA UTILIZARSE TAMBIÉN UN FILETE TRANSVERSAL, PERO LA PLACA RESULTARÍA MUY PEQUEÑA).

PLACA INFERIOR. LONGITUD DE SOLD. DE 1.59 CM = $119.3 \times 10^3 / 2210 = 54.0 \text{ CM}$. SE COLOCARÁN DOS FILETES LONGITUDINALES DE 27.0 CM C/U. (EN ESTA PLACA NO CONVIENE UTILIZAR SOLDADURA TRANSVERSAL, PUES SERÍA SOBRE CABEZA).

LAS DOS PLACAS HORIZONTALES SE SOLDARÁN AL PATÍN DE LA COLUMNA A TOPE, CON SOLDADURAS DE PENETRACIÓN COMPLETA).

PLACA VERTICAL (POR ALMA) $R = 1.1(9.6 + 15.2) = 27.3 \text{ TON}$

DISEÑO DE LA PLACA (POR CORTANTE). $V_D = F_D V_N = 0.9 \times 0.66 F_y A_e = 27300$

$$\therefore A_R = 27300 / 0.9 \times 0.66 \times 2530 = 18.2 \text{ CM}^2$$

LONGITUD NECESARIA DE SOLDADURA DE FILETE DE 0.63 CM = $27300 / 884 = 30.9 \text{ CM}$. SE EMPLEARÁ UNA PLACA DE 32 CM DE LONG. Y 0.63 CM DE GRUESO (A = 20.2 CM²), UNIDA AL ALMA DE LA VIGA CON UN FILETE DE 0.63 CM Y A LA COLUMNA CON DOS FILETES DE 0.48 CM.

REVISIÓN DEL TABLERO DEL ALMA DE LA COLUMNA. CONVIENE HACER ESTA REVISIÓN ANTES DE VER SI SE NECESITAN APESADORES HORIZONTALES PORQUE EL REFUEZO DEL ALMA POR CORTANTE, DE SER NECESARIO, MODIFICA EL DISEÑO DE LOS APESADORES.

RESISTENCIA AL CORTANTE DE LA JUNTA:

62

$$V = 0.55 F_y d_c t \left(1 + \frac{3b_c t^2}{d_c t} \right) = 0.55 \times 2530 \times 40.6 \times 2.22 \left(1 + \frac{3 \times 40.6 \times 3.81^2}{70 \times 40.6 \times 2.22} \right) \times 10^3 = 160.6 \text{ TON}$$

ESTA RESISTENCIA SE COMPARA CON LA SUMA DE LA FUERZA CORTANTE HORIZONTAL DE DISEÑO PRODUCIDA POR CARGA VERTICAL MÁS 1.7 VECES LA PRODUCIDA POR SISMO, PERO LAS FUERZAS QUE APLICAN LOS PATINES DE LAS VIGAS NO SE

RESISTENCIA AL CORTE, POR CM DE LONGITUD, DE CADA PLACA:

$$V_n F_D = 0.66 F_y (t \times l) 0.9 = 0.66 \times 2530 \times 1.11 \times 0.9 = 1668 \text{ KG/CM}$$

UN FILETE DE SOLDADURA DE TAMAÑO IGUAL AL GUESO DE LA PLACA, 1.11 CM, TIENE UNA RESISTENCIA DE 1547 KG/CM, QUE SE JUZGA ADECUADA.

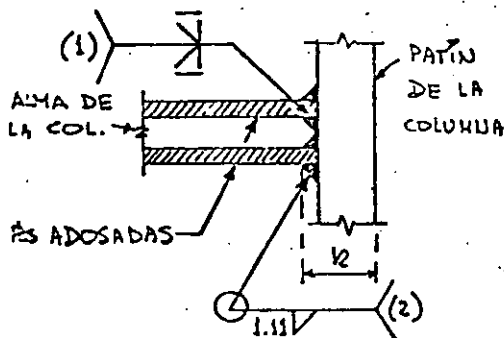
DISEÑO DE ATIESADORES HORIZONTALES:

$$A_{at} = \frac{P_{pv} - F_{yc} t_c (t_v + 5k)}{F_{yat}} \quad (5.8.1)$$

P_{pv} ES IGUAL AL MENOR DE LOS VALORES SIGUIENTES:

$$1.25 M_{pv} / d_v = 1.25 \times 117.0 / 0.70 = 208.9 \text{ Ton}; \quad 1.25 A_p F_{yv} = 150.2 \text{ Ton} \quad \therefore P_{pv} = 150.2 \text{ T.}$$

M_{pv} = MOMENTO PLÁSTICO RESISTENTE DE LA VIGA = $Z_v F_{yv} = 4626 \times 2530 \times 10^{-5} = 117.0 \text{ TM}$; EL PRODUCTO $1.25 A_p F_{yv}$ SE OBTUVO ARRIBA.



- (1) EN EL ALA DE LA COLUMNA
- (2) EN CADA PLACA ADOSADA

AL APLICAR LA EC. 5.8.1, t_c SE TOMA IGUAL A LA SUMA DE LOS GRESOS DEL ALA Y DE LAS PLACAS ADOSADAS: $t_c = 2.22 + 2 \times 1.11 = 4.44 \text{ CM}$.
 $k = 3.81 + 1.11 = 4.92 \text{ CM}$; $t_v = 1.59 \text{ CM}$ (EN EL PATÍN INFERIOR, QUE ES EL MÁS DESFAVORABLE).

$$A_{at} = \frac{150200 - 2530 \times 4.44 (1.59 + 5 \times 4.92)}{2530} = -56.9$$

EL RESULTADO NEGATIVO INDICA QUE NO SE NECESITAN ATIESADORES HORIZONTALES

PARA EVITAR EL FLUJO PLÁSTICO DEL ACERO DEL ALA DE LA COLUMNA, FRENTE A NINGUNO DE LOS PATINES DE LAS VIGAS.

INDEPENDIEMENTE DEL RESULTADO ANTERIOR, DEBEN COLOCARSE ATIESADORES FRENTE AL PATÍN COMPRESIVO DE LAS VIGAS SI NO SE CUMPLE LA CONDICIÓN DADA POR LA EC. 5.8.2, Y FRENTE AL PATÍN EN TENSIÓN SI NO SE CUMPLE 5.8.3.

PATÍN COMPRESIVO. PEDALTE DEL ALA DE LA COLUMNA $h_c = 32.98 - 1.11 \times 2 = 30.76 \text{ CM}$
 $0.85 \times \frac{34400 t_c^3 \sqrt{F_{yc}}}{P_{pv}} = 0.85 \times \frac{34400 \times 2.22^3 \sqrt{2530}}{150200} = 107.1 \text{ CM} > 30.76 \therefore \text{NO SE NECESITAN ATIESADORES.}$

PATÍN EN TENSIÓN.

$$0.4 \sqrt{P_{pv} / F_{yc} F_D} = 0.4 \sqrt{150200 / 2530 \times 0.9} = 3.25 \text{ CM} < t_k = 3.81 \text{ CM} \therefore \text{NO SE NECESITAN ATIESADORES.}$$

EN RESUMEN, NO SE NECESITAN ATIESADORES HORIZONTALES EN EL ALA DE LA COLUMNA.

TOMARÁN NUNCA MAYORES QUE $1.25 A_{pv} F_{yv}$. EN ESTE CASO LA CARGA VERTICAL
) PRODUCE FUERZAS CORTANTES EN LAS COLUMNAS.

LA FUERZA CORTANTE QUE APLICA CADA VIGA A LA COLUMNA TIENE EL MENOR
DE LOS VALORES SIGUIENTES :

$$\frac{60.5 \times 10^5}{70.0 + 0.5(2.54 + 1.39)} \times 1.1 \times 1.7 = 156.990 \text{ KG. } \approx 157.0 \text{ TON}$$

$$1.25 A_{pv} F_{yv} = 1.25 \times 25.0 \times 1.9 \times 2.53 = 150.2 \text{ TON}$$

FUERZA CORTANTE TOTAL EN EL TABLEDO DE ALMA = $150.2 \times 2 - 30.1 \times 1.1 = 267.3 \text{ T}$
) $160.6 \text{ TON} \therefore$ EL ALMA DEBE REFORZARSE.

EL REFUERZO PUEDE HACERSE POR MEDIO DE PLACAS ADOADAS AL ALMA, O
SUSTITUYÉNDOLA, EN UN TRAMO DE LONGITUD ADECUADA, POR OTRA PLACA MÁS
GRUESA (ESTE SEGUNDO PROCEDIMIENTO NO SUELE SER CONVENIENTE
CUANDO LA COLUMNA ES UN PERFIL LAMINADO). EN GENERAL CONVIENE CONSERVAR
LA SIMETRÍA UTILIZANDO DOS PLACAS, A UNO Y OTRO LADO DEL ALMA, AUNQUE ESTA
SOLUCIÓN PUEDE NO SER ADECUADA SI LAS PLACAS DE REFUERZO SON MUY DELGADAS.

EL COCIENTE DE LA SUMA DEL PERALTE MÁS EL ANCHO DEL TABLEDO DEL ALMA
EN LA JUNTA, DIVIDIDA ENTRE EL GUESO (SIN INCLUIR LAS PLACAS ADOADAS
AL ALMA) NO DEBE EXCEDER DE 90.

$$\frac{d_v + (d_c - 2t_w)}{t} = \frac{70.0 + 32.98}{2.22} = 46.4 < 90 \quad \text{CORRECTO}$$

LAS PLACAS ADOADAS DEBEN CUMPLIR TAMBIÉN EL REQUISITO ANTERIOR, POR
LO QUE SU GUESO NO DEBE SER MENOR QUE

$$(70.0 + 32.98) / t = 90 \therefore t_{\min} = 102.98 / 90 = 1.14 \text{ CM}$$

PUEDEN UTILIZARSE DOS PLACAS DE 1.11 CM ($7/16''$) DE GUESO.

RESISTENCIA AL CORTANTE CON DOS PLS ADOADAS DE 1.11 CM CADA UNA :

$$t = 2.22 + 1.11 \times 2 = 4.44 \text{ CM}, \quad V = 0.55 \times 2530 \times 40.6 \times 4.44 \left(1 + \frac{3 \times 40.6 \times 3.81^2}{70 \times 40.6 \times 4.44} \right) 10^3 =$$

$$= 286.0 \text{ TON} > 267.3 \quad \text{2}$$

EL REFUERZO PROPUESTO PARA EL ALMA ES CORRECTO.

LAS PLACAS ADOADAS AL ALMA SE SUELDAN A LOS PATINES DE LA COLUMNA
A TOPE, CON PENETRACIÓN COMPLETA, O CON SOLDADURAS DE FILETE CAPACES DE
ESABOLLAR SU RESISTENCIA AL CORTANTE. AQUÍ SE UTILIZARÁN SOLDADURAS
DE FILETE.

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO

EXPOSITOR:

DR. EDUARDO MIRANDA
Investigador del Centro Nacional de
Prevención de Desastres
Profesor, División de Estudios de
Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM
Ingeniero Consultor

Material de soporte:

1. **Notes on Seismic Design Criteria.**
2. **Resumen, conclusiones y recomendaciones del reporte de Investigación:**

Bertero, V.V., Anderson, J.C., Krawinkler, H. and Miranda, E.
DESIGN GUIDELINES FOR DUCTILITY AND DRIFT LIMITS
Report No. UCB/EERC-91/15
Earthquake Engineering Research Center
University of California at Berkeley

3. **Miranda, E. , SITE-DEPENDENT STRENGTH REDUCTION FACTORS, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 12, December 1993, pp 3503-3519.**
4. **Miranda, E., EVALUATION OF SITE-DEPENDENT INELASTIC SEISMIC DESIGN SPECTRA, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 6 May 1993, pp 1319-1338.**
5. **Miranda E., EVALUATION OF SEISMIC DESIGN CRITERIA, *Earthquake Spectra*, Vol. 9, No. 2, 1993, pp 233-250.**
6. **Miranda, E., PROBABILISTIC SITE-DEPENDENT NON-LINEAR SPECTRA, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 22, 1031-1046, 1993.**

1. BASIC CONCEPTS

1.1 Hazard scenarios and design situations

- 1.1.1 The safety of a given structural system has to be verified for a set of hazard scenarios, each defined by the properties of the structure together with a set of actions and environmental conditions. To each hazard scenario shall be associated a design situation defined by a set of load combinations and a set of system requirements, and design and performance criteria.

The long-term reliability of a structural system is a function of the overall utilization and hazard scenarios, which are described by the characteristics of a number of disturbing phenomena, with random intensities, time variations and space distributions. For the sake of simplicity the overall reliability can be determined on the basis of a number of design situations defined in terms of the participating actions and their design intensities, in conjunction with an adequate model of the structure and the corresponding design and performance criteria. System requirements and safety levels determine what is expected of the system in terms of behavior and risk, while design and performance criteria provide operating tools and quantitative values the application of which permits to satisfy system requirements.

- 1.1.2 Design situations are classified as persistent, transient and accidental, and the corresponding target reliabilities should be consistent with the uncertainties involved, the consequences of failure and the cost of increasing safety or improving expected behavior.

Persistent situations are those having duration of the same order as the life of the structure. Transient situations are those having shorter duration and high probability of occur-

rence. Accidental situations are characterized by short durations and low probability of occurrence. According to these definitions, design situations including dead and ordinary live loads are persistent, those including wind are transient and those including earthquakes, exceptional live loads, blast and impact are accidental.

Design values of the loads participating in each design situations should be so stipulated as to lead to adequate risk levels during the intended lifetime of the system. When establishing those values, due consideration should be given to the low probability of the event of simultaneous occurrence of the most unfavorable values of the loads produced by two or more disturbing agents. This can be handled by adoption of load reducing factors to be applied to design values of the individual loads considered separately.

- 1.1.3 At locations where historical or instrumental records or geotectonic features indicate the possibility of occurrence of damaging earthquakes, the decisions about the establishment of seismic design regulations as well as about their scope and safety level should be based on formal or informal safety studies that consider economic implications and acceptable failure probabilities.

No region of the earth can be branded as absolutely inactive. In areas of substantial seismic activity the problem is usually recognized, and building codes and engineering practice advance accordingly. Areas of moderate seismicity are dangerous because of the scarcity of instrumental records and the tendency of the inhabitants to forget history and sub-estimate hazard. Therefore, decisions about design intensities should be based on the knowledge of regional tectonics as well as on direct statistical information.

Seismic design intensities should be established on the basis of cost-benefit studies under tolerable risk restrictions. Cost-benefit studies are based on optimizing a utility function which is the algebraic sum of initial costs and present values of expected benefit and loss. Upper bounds to tolerable risk values must be adopted when failure consequences involve human lives; these bounds must be consistent with those implicitly accepted in modern societies under different conditions of voluntary and involuntary exposure.

Estimates of seismic risk should account for all sources of uncertainty, namely those associated with other loads acting simultaneously with earthquakes, with mechanical properties of the structure (stiffness, damping, mass, energy-dissipation capacity, ductility, etc) with seismicity, detailed ground motion history and dynamic response, and with the algorithm employed in evaluating system's response and capacity and in evaluating failure probabilities.

1.2 Structural system

- 1.2.1 Seismic design regulations shall state criteria for idealizing structural systems. These criteria shall take into account the type and specific features of each system and shall be based on the response variables that determine the behavior of that system on the control variables that may be used in the selected idealized system, and on the degree of correlation between control variables and response variables. Non-structural elements should be incorporated into the model or should be adequately isolated from the structure.

It is well known that the seismic behavior of a structural system is to a large extent determined by its capacity to dissipate energy through ductile deformation and that this

capacity may be limited by local brittle failure and dynamic instability problems. However, for practical reasons design criteria are often based on static or linear dynamic models, and the control variables are lateral forces and displacements instead of ductility demands. The usefulness of a simplified structural model lies on its ability to indirectly control the response variables that determine the behavior of the real system.

Experience of past earthquakes shows that non-structural elements may cause the failure of structural elements due to an improper idealization of the system's behavior.

It is often difficult to isolate non-structural elements from the structure or to model accurately their possible interaction with it; therefore, compromise solutions have to be permitted where simplified conservative models of the mentioned elements can be adopted.

- 1.2.2 Linear models can be used in conjunction with response spectra reduced to account for ductility, when dealing with regular elasto-plastic systems having gradual variations of the ratio of the strength available to that required at critical sections. Conventional methods of static analysis can be adopted when, in addition, stiffnesses and masses vary gradually throughout the structure. Cases not satisfying the above requirements deserve special treatments, which may consist, for instance, of allowing smaller load reductions through ductility, requiring local corrective factors for internal forces or special lateral force-coefficient functions, or requiring an explicit non-linear response analysis.

Both theoretical studies and observations about seismic behavior of real structures show that excessive ductility demands and inelastic deformations are likely to take place

at some locations of systems with pronounced variations in strength, with a tendency of plastic deformations to accumulate in one direction, or with non-linear force-deflection curves that depart significantly from the elasto-plastic relation or that deteriorate under load reversals. Such situations arise, for instance, in multi-story buildings with a flexible ground floor in irregular frames where the bottom ends of some columns rest on beams or cantilevers, transmitting to them the reactions due overturning moments, or in cross-braced frames where a significant portion of the story shear is taken by tensile bracing members.

The method to estimate the required lateral capacities on the basis of the spectra reduced through given ductility values as single-degree-of-freedom systems is applicable only to regular systems, where no important variations are observed in the ratio of the strength available to that required according to linear response analysis. If one intends to predict ductility demands of irregular systems, one must recourse to non-linear methods of response analysis. Under these circumstances, design codes must either require use of the latter methods or, to be on the safe side, to specify low ductility factors to reduce the seismic response forces obtained from linear analysis.

- 1.2.3 Structural models must include the stiffness of all elements that may influence their response, including the so-called non-structural elements.

Because of the difficulties in obtaining and handling accurate models of non-structural elements, conservative assumptions may have to be made with respect to the interaction between the non-structural elements and the structure. In some cases it may be convenient to cover the mentioned assumptions by

resistance should maintain, with an adequate reliability, their integrity during and after the occurrence of seismic actions, and should not adversely affect the behavior of the structure and other structural elements.

A typical example is a secondary beam assumed to be simply supported on intermediate points of the main girders perpendicular to it. Its contribution to earthquake resistance will usually be negligible, but its continuity in flexure and torsion with the main girders may give place to excessive stresses not accounted for by simple models.

- 1.3.5 Non-structural members and their fastenings to the structural system should provide adequate safety against local damage and collapse during and after earthquakes and should not adversely affect the behavior of structures, and structural systems. They should not create serious life hazards during and after earthquakes.

The design of the fastening of partitions to a structure must be consistent with the intended level of protection against damage, and with the assumptions made in the structural analysis. If a very low probability of damage is aimed for, the partition must be attached to a structure so as not to follow the deformations of the structure during a severe earthquake, unless it is shown that the system is stiff enough to prevent the deformation above the damage threshold. The attachment must be capable of preventing overturning. The supports of equipment, installations and ceiling systems should prevent their collapse with an adequate reliability. Accurate estimates of the seismic response of these systems will, in general, require their idealization as appendages tied to the main system and the application of a special method of dynamic analysis. Except for very important

equipment, the local response may be estimated by means of simplified models. The reliability to be specified must take into account the nature and possible magnitude of the consequence of local failures.

- 1.3.6 Serviceability requirements for structures and structural elements should state the limit states relative to those requirements, as well as reliability conditions to be satisfied for different seismic intensities.

The mentioned limit states include excessive residual deflections, cracking or loss of stiffness. These states are not only related to serviceability conditions, but also to safety requirements, as they imply cumulative damage and degradation of mechanical properties.

It may often be advantageous to accept significant local damage as a means of dissipating energy and preventing more dangerous failure modes, but repair work should be easy and reliable and should be undertaken immediately after damage takes place. It may even be advisable to place some structural elements destined to fail and be replaced.

- 1.3.7 Non-structural elements should be classified in two categories, namely those which should maintain their serviceability during and after earthquakes and those which are only required to maintain their serviceability after earthquakes.

Due to a short duration of earthquakes as compared to the life of structures, serviceability conditions do not include behavior during earthquakes, except for some types of equipment. The classification of a non-structural element in a given category depends on the use of the construction.

means of a double structural analysis, with and without non-structural elements.

- 1.2.4 Non-linear models shall also account for slenderness ($P - \Delta$) effects and specify the locations where non-linear material behavior may occur. They shall also specify adequate cyclic stress-strain curves or procedures to determine them by theory or experiments.

The interaction between the inelastic deformations produced by the response to several simultaneous ground motion components may be very important. Therefore, carrying out step-by-step non-linear response analyses may lead to a false idea of accuracy if one neglects to treat the significant components simultaneously.

- 1.2.5 Both linear and non-linear models must make use of criteria of structural analysis that account for all relevant sources of deformations and inertial forces in the structure and at its foundation.

The following are a few examples of effects not always recognized, but important in many cases: axial deformations of columns due to overturning moment, rotational inertia forces in chimney stacks and inverted pendulums, soil deformations and inertia forces associated with foundation-structure interaction, effects of distributed mass on the response of some long-span members, vertical or rotational accelerations of the ground.

1.3 System requirements

- 1.3.1 System requirements define the conditions that a system is expected to satisfy in accordance with its intended use. For structural systems, these requirements are grouped as follows:

- a) Safety.
- b) Serviceability.
- c) Durability.
- d) Appearance.

This document deals with the first two groups. Due to the wide margins of uncertainty involved, they have to be stated in probabilistic terms. In order to facilitate practical design applications, the probabilistic specifications of system requirements have to be replaced with a set of practical rules which state acceptable algorithms as well as nominal values of loads, strengths and stiffnesses. These rules are called design criteria.

- 1.3.2 Safety requirements should state bounds to the probability of failure of a system for given time intervals. The influence of cumulative damage and degradation of mechanical properties should be taken into account when verifying these requirements.

The reliability of a complex system depends on the reliabilities of the individual members and on the way they are interconnected. Therefore, no simple general relations can be established between those safety measures, and specifications related to member safety levels should take into account at least approximately, their possible relation with system reliability for each structural type.

- 1.3.3 Safety requirements for structural members assumed to contribute to earthquake resistance must refer to the earthquake intensity that corresponds to a given return period, should be consistent with the intended safety of the structural system, and should cover a possible influence of cumulative damage and degradation of mechanical properties.

- 1.3.4 Structural elements assumed not to contribute to earthquake

1.4 Design criteria

1.4.1 Design criteria are a set of specified operations, algorithms and numerical values which in combination with performance criteria lead in practice to satisfaction of the system requirements.

1.4.2 Design criteria include the following:

- a) Models of the actions considered in each design situation.
- b) Definition of variables in terms of which the response shall be measured.
- c) Algorithms for determining response.
- d) Conditions for applicability of given response analysis algorithms.
- e) Criteria for obtaining characteristic and design values of member resistance and stiffness.
- f) Criteria for evaluating capacities of ductile deformation and energy dissipation of members.
- g) Criteria for determining damping values of the structure.
- h) Criteria for determining acceptable values of resistance and response.

Characteristic values of the variables used in design are those values in terms of which are expressed the design situations; they correspond to specified probabilities of reaching more unfavorable values. Design values are obtained from characteristic values by modifying the latter with load factors, capacity reduction factors or additive terms. These factors and additive terms are generally designated as safety elements.

1.4.3 Seismic actions can be specified by lateral force coefficients, response spectra or probabilistic models of ground motion (see sections 2.2.1-2.2.5). The level of seismic actions must be such that when one takes into account the seismicity of the site, the uncertainties in the ground motion models and structural

properties, the specified characteristic values of all those properties and the safety elements, one arrives at the reliability stipulated by the functional requirements.

Safety elements are defined in the commentary to 1.4.2. Seismic hazard may be described by the probability distribution function of the maximum intensity that may occur during any given time interval. The probability of failure or damage of a structure is a result of the contribution of earthquakes of different intensities. In general, the requirements with respect to safety and serviceability conditions may be achieved by specifying two intensities: one corresponding to long return periods, applicable for checking safety against collapse, and the other corresponding to moderate return periods, for which the occurrence of limit states with respect to serviceability and partial damage should be avoided. The design criteria for both conditions should lead to the required reliability against collapse during the system's lifetime and to a minimum value of the sum of initial costs and present value of expected losses. For ordinary systems practical considerations may lead to formulate design criteria for safety and serviceability on the basis of a single intensity value.

1.4.4 The methods adopted for predicting structural response must be accurate enough for the type of a structure analyzed and for the types of variables used to measure the response. All significant sources of deformations and inertia forces must be considered (see Section 1.2). Explicit rules must be included to evaluate, at least approximately, a possible influence of slenderness effects.

When linear analysis is applicable, internal forces and stresses must be evaluated by a method that takes into account equilibrium, deformability and compatibility

conditions, or by approximate methods known to provide sufficient accuracy in particular cases. A limited amount of stress redistribution may be permitted in the linear analysis.

- 1.4.5 When modal dynamic analysis is applicable the model of a structure should include as many degrees of freedom as necessary to obtain reasonable or reliable estimates of internal forces at critical sections. The criteria for mode superposition should account for probabilistic correlation between the responses of a group of modes with closely spaced natural frequencies. Uncertainty in natural frequencies should be taken into account when determining design values of spectral ordinates..

Even if torsional static eccentricities are small, their dynamic amplification can be very large, but the resulting responses can be bounded by a value determined by a simple rule that estimates dynamic eccentricity as the sum of an amplified static value and an accidental value. For single story systems it has been shown that reasonable estimates of dynamic response can be obtained by performing a modal dynamic analysis assuming only the translational degree of freedom parallel to the ground motion component and multiplying the static eccentricity by an amplification factor that does not depend on the eccentricity. It is to be expected that this conclusion can be extrapolated to uniform multistory systems, but it is probable that systems with large inter-story variations in plan or in distribution of masses or stiffnesses must be analyzed considering coupled translation and torsion vibration modes. Rotational inertia may be very important in inverted pendulums and chimney stacks and so may be vertical inertia forces due to horizontal ground motion in long span girders with distributed mass. The deformations of floor diaphragms in their plane have to be considered in

some structures when those diaphragms do not have enough stiffness to be treated as rigid bodies.

Uncertainty in natural periods can be recognized by requiring that their nominal values used in design be more unfavorable (shorter or longer) than those computed, or by modifying the response spectra.

- 1.4.6 If a step-by-step method of analysis is adopted for estimating the response of a system taking into account non-linear behavior, the interaction among the simultaneous responses to several ground motion components should be represented and should account for degrading behavior when significant. Design values of the response should be obtained from a large enough number of ground motion samples.
- 1.4.7 Nominal design values of strength, stiffness, ductile capacity and effective damping should recognize all sources of uncertainty in system properties, and they should correspond to clearly stated probability levels. Principles and algorithms valid for determining the mechanical properties of members, subassemblies and connections from characteristic values of material and geometric properties should be specified.

Significant uncertainties arise from deviation in material properties, construction imperfections and strength prediction algorithms. The probability of more unfavorable values than the characteristic values should be high enough as to permit the adoption of reasonably inexpensive quality control tests, but low enough as to provide some reliable control of the most unfavorable tail of the probability distributions. For ordinary cases that probability is in the order of 0.02 to 0.05.

- 1.4.8 Verification rules should be established for the following variables,

when applicable

- a) Internal forces and stresses in members and connections.
- b) Deflections.
- c) Relative deformations.
- d) Local deformations at connections.
- e) Local ductility demands.

Those rules should be formulated in terms of characteristic values of material and geometric properties and system response. Adequate safety elements should be introduced in order to attain reliability levels as stipulated by the system requirements.

1.5 Performance criteria

1.5.1 Performance criteria are statements about the required properties of structures and structural members so that they will satisfy the assumptions of structural analysis and design. These rules cover the following properties:

- a) Strength
- b) Stiffness
- c) Ductility.

1.5.2 Strength performance rules should include statements about minimum and maximum acceptable values, in order to ensure that the system as whole is not weaker than intended and that no unforeseen behavior problems will occur by the presence of members stronger than assumed. These rules should also include specifications about the acceptable relative values of the capacities of members and sub-assemblages in different failure modes. If these requirements cannot be satisfied, lower ductility values should be assumed for the purpose of determining design forces.

Rules related to overstrength and to relative values of

capacities in different failure modes are intended to ensure ductile behavior. Overstrength in a ductile member may lead to overstress of brittle elements and therefore to their failure. A flexural member must have a higher safety factor against diagonal tension failure than against tensile yielding by bending so that the latter failure mode is much more likely than the former. Overstrength in lateral shear of a large number of stories in a multistory building can give place to excessive ductility demands at stories possessing only the specified capacity. In the last example, overstrength may result from the presence of infilling wall panels not considered as structural elements.

1.5.3 Stiffness performance criteria should include statements about minimum and maximum acceptable values, in order to ensure that the system is not more flexible than intended, and that no unfavorable distribution of internal forces will result from positive or negative deviations of member stiffnesses with respect to those assumed.

1.5.4 Performance rules relative to ductility should state minimum values of that variable, as well as the number of alternating load cycles for which each member or subassembly should be able to reach a specified deformation without significant reduction in strength or energy dissipation capacity.

1.6 Reliability and quality assurance

1.6.1 Reliability is the probability of satisfying a system requirement or a performance criterion within a reference interval of time.

When dealing with damage modes, the consequences of which can be represented by a continuous function of response, rather than expressing functional requirements in terms of a threshold value of the response, it is more

adequate to describe reliability with respect to those modes by the probability density function of the magnitude or the cost of damage, as this function, and more precisely its expected value, constitutes the basic concept for making decisions concerning reliability with respect to the mentioned modes.

- 1.6.2 For standardizing the definition of reliability a reference time interval of 50 years is chosen.
- 1.6.3 When formulating reliability models due consideration should be given to the following possible causes of unsatisfactory behavior:
 - a) Gross error and negligence in design or construction.
 - b) Unfavorable random deviations in material properties or member geometries.
 - c) Inaccuracies of mathematical models and algorithms employed to represent loads and structural systems and members, as well as to predict response and behavior.
 - d) Uncertainties in the formulation of the probabilistic models themselves or in the estimation of their parameters.

Gross error and negligence are by far the most important causes of structural failure under conditions present in utilization scenarios. Failures produced by earthquakes occur as a rule in structures where no special seismic provisions were taken, where seismic hazard was underestimated, where design was based on oversimplified unrealistic models or where gross construction deficiencies were present. Ordinary models for reliability analysis ignore the possibility of gross errors and negligence and therefore underestimate failure probability.

- 1.6.4 Gross error and negligence should be avoided by a convenient quality assurance plan. Their possible consequences should be

minimized by means of redundancy and ductility.

Optimum quality assurance plans can be formulated on the basis of the expected value of risk reduction and the investment in the plan. Because the conditional probability of failure, given the occurrence of some gross errors is very high, it pays to control failure consequences by means of redundancy and ductility.

- 1.6.5 Reliability models should be based on theoretical concepts as well as on calibration with the behavior of actual structures.

The state of the art of structural reliability analysis and the limited extent of statistical information about loads and structures make it necessary to use information about the behavior of actual structures. Seismic behavior and reliability are substantially affected by energy dissipation in partitions and other "non-structural" elements, and only a combined theoretical - empirical approach can assess this effect and extrapolate it to other systems.

- 1.6.6 Acceptable reliability levels must be established for each type of structure on the basis of the economic value of reducing risk and on considerations about acceptable risk levels with respect to consequences that cannot be expressed in monetary terms, such as loss of human lives or destruction of very valuable documents or artworks.

The consequences of failure and the level of acceptable risk depend to a large extent on the use of buildings, on their contents and on the importance of their functions under normal conditions as well as during and after earthquakes. For instance, buildings can be classified as follows.

- Group I. All buildings other than those belonging to Groups II and III.

Group II. Buildings having large number of occupants, including public assembly halls and theaters, churches, schools and hospitals. Also included are buildings used as record depositaries or for the storage of historic, artistic or literary treasures.

Group III. Buildings having essential facilities necessary for post-earthquake recovery, which are required to function during and immediately after an earthquake. Also included in this group are buildings housing particularly valuable art treasures or similar.

2. IDEALIZATION OF SEISMIC ACTIONS

2.1 Earthquake characteristics

2.1.1 In the selection of earthquake characteristics for design purposes, the following concepts have to be considered:

- a) Historical records.
- b) Local instrumental records.
- c) Regional geology and tectonics.
- d) Seismic activity at all sources that may contribute to hazard.
- e) Intensity attenuation with distance.
- f) Local conditions.

None of these sources of information can be neglected when making estimates of seismic hazard: historical records about qualitative measures of earthquake intensities may give less precise descriptions of ground motion than accelerograms, but those historical records provide usually a clearer picture of the long term statistical pattern. Knowledge of regional geology and tectonics is often more informative than several tens of years of relatively low activity. Probabilistic approaches for putting together information from different sources, as described above, are based on Bayes' Theorem about the probabilities of alternate hypotheses.

2.1.2 Local historical and instrumental records must be studied with the aim of obtaining information about intensity statistics, frequency content of ground motion and influence of local conditions.

Descriptions of damage suffered by different kinds of structures provide significant information about frequency content characteristics of ground motion.

2.1.3 Studies about regional geology and tectonics should be carried out by specialists who are familiar with the regions of interest and

should cover the following concepts as much as feasible:

- a) Regional tectonic structure and processes.
- b) Principal and secondary faults.
- c) Indications of activity or inactivity of fault.
- d) Estimates of maximum magnitudes, seismic moments and durations of earthquakes.
- e) Estimates of energy liberated per unit time.
- f) Possible mechanisms.
- g) Possible focal depths.

Descriptions of a regional tectonic structure should include an evaluation of the setting of a region close to the site within wider regions of similar characteristics, so that assessments of activity can be based on relevant information above and beyond statistical data of activity in the vicinity of a site, as the latter are often insufficient.

Estimates of maximum magnitudes or seismic moments can be based on the dimensions of the potential sources but it is difficult to set an upper bound to the portion of a fault that can move during a single event. Uncertainty about these estimates must be stated in probabilistic terms.

2.1.4 Estimates of potential future activity at seismic sources must include

- a) Magnitude-recurrence curves covering the interval of moderate to largest expected magnitudes.
- b) Measures of uncertainty about the above mentioned curves.
- c) Indications about the possible random and systematic fluctuations of activity with time.

The last item includes considerations about the likelihood of immediate or short-term activity. This likelihood may

result from purely statistical considerations, from the observation of long inactive intervals at potentially active areas, or from the observations of precursors of large earthquakes.

2.1.5 Intensity-attenuation expressions must provide enough information for characterizing ground motion.

The ultimate aim of establishing or adopting intensity-attenuation expressions is to permit the estimation of earthquake spectra or more general models of ground motion. Some expressions provide direct estimates of ordinates of response spectra for a given period and damping, while other aim only at predicting peak absolute values of ground acceleration, velocity and/or displacement, and recommend the use of expressions relating these parameters with spectral ordinates.

For some applications ground motion must be described in terms of stochastic process models (see Section 2.2). In those cases the parameters of those models (spectral density of acceleration, intensity envelope function) must be predicted directly from the properties of earthquakes at their source, or indirectly from response spectra.

2.1.6 Intensity-attenuation relations may be specifically determined for the region of interest or may be inferred from those valid for other regions of similar geophysical characteristics and seismic mechanisms. They should consider:

- a) Type of fault and earthquake mechanisms.
- b) Theoretical concepts about generation, propagation and attenuation of waves of different types.
- c) Empirical information about magnitude, intensity and site-to-source distance.
- d) Influence of distance on duration of ground motion.

- e) Random deviations of actual intensities with respect to computed values.

Available expressions are many and inconsistent. Each is based on its own set of data and assumptions about general form, and each defines site-to-source distance in different manner. Most of the empirical information corresponds to earthquakes at moderate distances, and therefore intensity attenuation curves in their most important range, i.e. for short distances, are very sensitive to assumptions about their form.

Most available expressions take intensity as the product of a function of magnitude and a function of distance. Although this assumption may be adequate for peak ground displacements or spectral ordinates in the range of long natural periods, it is far from true for peak ground accelerations or spectral ordinates at high frequencies.

- 2.1.7 The influence of local soil, topography and geologic structure on the characteristics of ground motion shall be evaluated and incorporated into the models of earthquake excitation. This evaluation shall be based on direct records obtained during actual earthquakes as well as on realistic theoretical models that take into account topographic and stratigraphic characteristics, mechanical properties of the ground and types of arriving seismic waves.

When one talks about microzoning, attention is usually focused on shear-beam models of stratified soil formations and on uni-dimensional, vertically traveling SV waves. Strong motion and seismological records have shown that those models can only be applied to a very narrow range of conditions, and that many other geologic or topographic features can have a more pronounced influence on ground motion than the presence

of sediments. More general analytical models have been developed in order to account for two- and three-dimensional response and various types of arriving waves. As a consequence of the complexities involved in theoretical models, those models should only play a role complementary to instrumental observations. Because path and mechanism have been shown to affect local variations of ground motion, a large number of events (even small intensity motions) will have to be recorded at a given site before reliable conclusions can be drawn concerning those variations.

2.2 Earthquake models for structural design

- 2.2.1 The model used to represent seismic actions on a given structure must be capable of representing the influence of its mechanical properties on its response to a degree of accuracy compatible with the importance of a structure and the accuracy and complexity of the methods of analysis. The following models are recommended for the response analysis of various types of structures:

- a) Lateral force coefficients, independent of the natural period or dependent on an approximate period, for the design of unimportant and inexpensive structures, and for those of moderate importance with uniform distributions of masses, stiffnesses and safety factors.
- b) Response spectra for different damping values and ductility factors for the design of moderately important structures without very irregular distributions of masses or stiffnesses, and with uniform values of the ratio of available to required strength at critical sections.
- c) Stochastic process models of ground motion, or a set of

ground motion time-histories for the design of extremely important structures or for those with irregular distributions of the ratio of available to required strength or with failure mechanisms developing important non-linear deformations.

- d) Multi-component stochastic process models of ground motion at one or more foundation points or a set of multi-component ground motion time histories, also at one or more foundation points, for the design of structures with large dimensions in plan.
- e) Stochastic process models of arriving waves or a set of space-time histories of those waves, for the design of underground structures.

2.2.2 Lateral force coefficients

- 2.2.2.1 A lateral force coefficient function includes both the ratio of the shear at the base to the weight above it, and the form of variation of the ratio of local lateral force to local weight along the height of a structure.
- 2.2.2.2 The application of lateral force coefficient functions for seismic design should be restricted to the particular types of structures for which those functions were determined. For each particular type of structures the lateral shear forces predicted from the corresponding lateral force coefficient function should provide uniform safety with respect to the shear forces obtained from dynamic analysis for the response spectra determined in accordance with 2.2.3.

Lateral force coefficient functions cannot simultaneously provide uniform safety for lateral shear forces and for other forces resulting from structural response, such as overturning moment, nor do they serve to estimate local accelerations because the maxima of the various response

variables mentioned do not take place simultaneously. This is why elevation-dependent factors are introduced for reducing overturning moments obtained by integration of the diagram of design shear forces.

Wide differences have been shown to exist between lateral force coefficient functions corresponding to given reliability values for structures deforming like shear beams and for those responding like flexural beams. Those differences are sensitive to the shape of the response spectrum, and reflect the relative values of the contributions of fundamental and higher natural modes. They can be taken into account, for instance, by representing the lateral force coefficient function as the superposition of a linear and a second degree functions of the elevation, or by making it proportional to the iteratively determined deformed configuration of the structure when subjected to a system of lateral loads.

Lateral force coefficients may be stipulated as independent of natural periods, in that case design responses are too conservative for very short and very long natural periods. This justifies the practice of specifying rules for making crude estimates of the fundamental period of a structure and making the lateral force coefficient functions to depend on those estimates, in accordance with the specified response spectra.

- 2.2.2.3 If lateral force coefficient functions are made to depend on estimates T of the fundamental natural period, the variation of those coefficients with T should lead to design values of seismic actions on critical sections at least as safe as those that would be obtained from a detailed modal dynamic analysis accounting for the contributions of higher vibration modes.

In a range of high values of T the ordinates of a response spectrum decrease with T , and so does the base shear. However, because of the contribution of higher vibration modes, the decrease of a base shear is less pronounced than that of the spectral ordinates. The variation of lateral shear with height is also sensitive to the contribution of higher modes.

- 2.2.2.4 The base shear coefficient should depend on the ductility factor K applicable to each type of a structure. If the base shear coefficient is specified as a function of T , its variation with this parameter and with K can be treated following the rules proposed in 2.2.3 relative to the permissible reduction of the response spectra ordinates through ductility. If the base shear coefficient is to be specified as independent of T , it should be taken as the largest value of a_0 or C/K , where all these variables are defined in 2.2.3.3.

The last condition arises from the fact that ordinates of the acceleration response spectrum for a given ductility factor K can be obtained simply by dividing the ordinates of the elastic response spectrum by K if the natural period is not too short, but the reduction factor varies from K to 1 as the natural period approaches zero.

- 2.2.2.5 The lateral force coefficient functions shall be chosen so as to optimize the population of structures to which they are to be applied.

This optimization must be understood in the sense of leading to a maximum of the algebraic sum of present values of benefits minus initial costs minus present values of expected damage.

2.2.3 Response Spectra

- 2.2.3.1 Design response spectra shall be presented in the form of linear response spectra for different damping ratios and non-linear response spectra valid for given types of non-linear load-deformation curves and given ductility factors. These spectra shall be made to depend on local ground conditions.

In many practical situations design spectra can be specified by a set of linear response spectra, a set of rules to transform linear spectra into elasto-plastic spectra corresponding to given ductility factors, a set of conditions that structures must satisfy in order for the elasto-plastic spectra to apply, and a set of modifications to apply when considering other non-linear load-deformation curves.

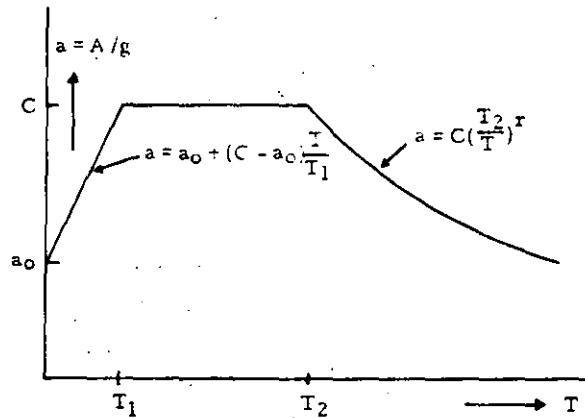
- 2.2.3.2 For each damping ratio and ductility factor, more than one design spectrum may have to be specified in order to cover at a given reliability level the responses to earthquakes originating at different seismic sources near the site. Alternatively, a single spectrum may be specified, provided it gives an envelope at a given reliability level to the response to earthquakes from different sources.

Standard methods of seismic risk analysis permit obtaining ordinates of response spectra for given natural periods and damping ratios corresponding to specified return periods or rates of exceedance per unit time.

- 2.2.3.3 Linear design spectra should be specified by means of simple functions defined by a small number of parameters. A widely applicable family of functions are given in Fig. 1. In that figure,

A = ordinate of the acceleration response spectrum;
 g = acceleration of gravity;
 a = A/g ;
 a_0 = value of "a" when "A" is taken equal to the peak ground acceleration;

Fig. 1
Design response
spectra



C = maximum spectral ordinate; it is a function of damping;

T_1, T_2 = low and high characteristic periods.

Then dealing with the design spectra on a firm ground, the value of T_1 is so small when uncertainties in spectral ordinates and natural periods are recognized, that it may be adequate to take $T_1 = 0$, which is tantamount to defining the acceleration spectrum by a horizontal branch for $T < T_2$ and a hyperbolic branch for $T > T_2$.

2.2.3.4 Unless uncertainty in a natural period of a structure is explicitly accounted for by adopting a most unfavorable value of that period, that uncertainty must be covered by proper modification of the response spectra that correspond to the target reliability level.

The modification consists of taking each ordinate of the design spectrum equal to the highest ordinate of the unmodified spectrum included within a finite range of period on each side of the computed value. The range depends on the degree of uncertainty about the natural period. In the absence of more reliable criteria, the mentioned range may be taken as $(0.75 T_c, 1.33 T_c)$, where T_c is the computed value of the

natural period.

2.2.3.5 Specified response spectra must aim at providing reliability levels consistent throughout the range of natural periods. This can be achieved by multiplying the ordinates of the response spectra that correspond to given return periods or rates of exceedance by factors that grow asymptotically with the natural period. If spectra are represented by functions as described in 2.2.3.3, this requirement can be fulfilled by adopting values of "r" in Fig. 1 smaller than those corresponding to the spectra obtained in compliance with 2.2.3.3.

This requirement arises among other concepts from the facts, first, long period structures have usually more degrees of freedom and more failure modes than those with short period; secondly, the long period structures are more sensitive to instability effects and therefore less reliable than the short period structures when they are both analyzed by conventional methods, and thirdly, the ratios of the additional costs of increasing safety to the expected cost of damage are smaller for the longer period structures.

2.2.4 Real and simulated ground motion records

2.2.4.1 If the response of a structural system has to be predicted by means of step-by-step integration methods, the action must be represented by time histories of ground motion.

In general the best way to represent time histories of ground motion is through accelerograms.

2.2.4.2 Time histories may be specified by a set of sample records of real or simulated earthquakes. In both cases, the number of samples in each set and the characteristics of each sample must be chosen so as to produce distributions of structural response

consistent with the design spectra that correspond to the specified reliability level. This condition must be satisfied for all the range of natural periods of interest.

The criteria for judging the required number of samples cannot be separated from the manner in which the design value of each response variable will be derived from the set of values obtained from the step-by-step response analysis. If design values are obtained by averaging computed values, the required number of samples will be determined under the condition that with a sufficiently high probability the average response must be equal to or greater than the response obtained from the specified response spectrum.

2.2.4.3 Instead of simulated ground motion records a stochastic process model may be stipulated. This model may be represented in general as the product of a random stationary process with given spectral density and a deterministic function of time.

More sophisticated models which take into account time variation of the frequency content of the ground motion during an earthquake may be required when trying to predict the response of structures with degrading stiffness.

2.2.4.4 Adequate base-line correction should be performed on real and simulated earthquake records in order to permit reliable estimates of structural response for all the range of natural periods of interest.

2.2.5 Multi-component ground motion

2.2.5.1 The response analysis of ordinary structures must take into account the simultaneous motion of the ground in more than one direction.

2.2.5.2 The response analysis of structures with large dimensions in

plan must take into account the difference in ground motion at various supports.

2.2.5.3 Multi-component models of ground motion may be specified by means of individual spectra, real or simulated time history records or stochastic process models for every component with corresponding cross-correlation functions. The orthogonal components of ground motion at a given site can be taken as stochastically independent.

The last recommendation is an approximation to the results of some available statistical studies. No similar studies have been carried out with records of ground motion in the same direction at different sites.

Simple theoretical models have been proposed on the basis of wave propagation concepts.

3. RISK AND RELIABILITY

3.1 Maximum seismic response

3.1.1 For the purpose of reliability analysis the characteristics of the ground motion at a site during an earthquake must be described by a set of parameters related to its intensity and frequency content. The intensity is such a scalar variable that the expected structural response grows asymptotically with it. The frequency content is a function that describes a contribution of the waves with different frequencies relative to the energy of the motion. The parameters used to define intensity and frequency content must be able to express probability distribution of maximum structural response. The parameters to be adopted may be different for different types of structures.

For most application the intensity and frequency content can be defined by duration and peak absolute values of ground acceleration, velocity and displacement, because these parameters determine the ordinates of expected response spectra and the probabilistic distribution of maximum response. An alternative description is provided by the ordinates of response spectrum for given periods and damping values, and a set of shape parameters.

When ground motion is represented by a stochastic process, intensity and frequency content are determined by the parameters that describe the instantaneous spectral density of ground displacement, velocity or acceleration and the evolution with time of that spectral density.

3.1.2 In order to obtain reliability measures of specified seismic design criteria, it is necessary to obtain probability descriptions of maximum response for a given earthquake and for all earthquakes

occurring during a specified reference time interval.

3.1.3 The probability distribution of the maximum response of a structure during an earthquake of given intensity and frequency content can be obtained by conventional methods of random vibration analysis.

Intensity and frequency content can be specified by means of the expected value of the response spectrum ordinates or by the form and parameters of stochastic process models.

3.1.4 The probability distribution of the maximum response of a structure during a given reference interval can be obtained from standard methods of probability theory, taking into account the following concepts:

- a) Probabilistic model of the occurrence of an earthquake of given intensity and frequency content.
- b) Probability distribution of the maximum response during an earthquake of given intensity and frequency content.

3.1.5 Probabilistic models of the occurrence of earthquakes of given intensity and frequency content characteristics can be obtained directly from statistical records or derived theoretically from probabilistic models of seismicity at near-by sources. Theoretical analysis should account for the following concepts:

- a) Type and parameters of the probabilistic models of seismicity.
- b) Probability distributions of intensity and frequency content characteristics for given parameters of earthquakes at their source and distances from source to site.

For many applications it may be assumed that intensity and frequency content of any two earthquakes are stochastically independent. In this case the probabilistic model of the

occurrence of earthquakes of given intensities can be described by the probabilistic model of a time series process expressing the occurrence of earthquakes of random characteristics and the joint distribution of those characteristics given each occurrence.

The probability distributions mentioned in paragraph b) are contained in usual intensity-attenuation expressions and the distributions of the ratios of the observed to the computed intensities.

- 3.1.6 Curves relating earthquake intensities with their annual exceedance rates are called intensity-recurrence curves. They constitute the simplest probabilistic descriptions of the random process of occurrence of earthquakes with given characteristics. These curves can be used to obtain curves relating given values of structural response with their annual exceedance rates, i.e., response-recurrence curves.

3.2 Seismicity

- 3.2.1. Seismicity is the process of earthquake occurrence of different characteristics at a given seismic source. For the purpose of evaluating seismic risk and seismic reliability the mentioned process must be described by a probabilistic model.
- 3.2.2 Models of seismicity at a given source must include probabilistic descriptions of the time and coordinates of earthquake occurrences as well as of the parameters about their source characteristics, as stipulated in 2.1.3 and 2.1.4.
- 3.2.3 For practical applications the characteristics of each source can be expressed by magnitudes. occurrence time can be represented by renewal-type stochastic processes: probabilistic correlation among the coordinates of different shocks can be ignored, and the

magnitudes of two different earthquakes can be taken as independent and equally distributed random variables.

These models do not account for some observed effects, such as clustering in space and time of sequences of aftershocks, as the influence of this clustering on the risk for time intervals of the order of several tens of years is not very significant.

- 3.2.4 Curves relating earthquake magnitudes with their annual exceedance rates at given sources are called magnitude-recurrence curves. They constitute the simplest probabilistic models of seismicity and can be used to obtain intensity-recurrence curves.
- 3.2.5 In the formulation of seismicity models the following information should be taken into account, in accordance with 2.1.3:
- a) Regional and local tectonics and geology, including studies about indications of recent activity or inactivity of faults.
 - b) Seismological information, including coordinates, mechanisms and source parameters of earthquakes in the region.
 - c) Mechanical models about the process of energy accumulation and liberation at a seismic source.
 - d) Estimates of maximum possible magnitudes, in comparison with values observed in other regions with similar tectonic and geologic features.
 - e) Seismological information in other regions with similar tectonic and geologic features.

The significance of all this information about the type and parameters of the stochastic model adopted to represent seismicity shall be assessed by means of adequate probabilistic concepts, and the uncertainty associated with the estimated model and parameters shall be evaluated and expressed in quantitative terms.

It is well known that statistical records about time, coordinates and source parameters of earthquakes are often insufficient for deriving seismicity models and estimating their parameters. Information from different sources such as concepts a) - e) in this requirement can be assimilated through the criteria and methods of Bayesian statistics. The result of applying these criteria to a given seismic source is a probability distribution associated with a set of alternate hypothetical models of the seismicity of that source.

3.3. Reliability

3.3.1 Decisions about design intensities, safety elements, system requirements and performance criteria should be established on the basis of acceptable reliability level and cost-benefit analysis. The acceptable reliability level is determined by the probability of satisfactory behavior with respect to modes implying collapse and the cost-benefit analyses are based on optimizing a utility function involving the algebraic sum of initial investment and present value of expected benefits and economic consequences of failure and damage.

3.3.2 The reliability of a structural system for earthquake actions in the probability of satisfactory behavior during a reference time interval. In practical cases it can be measured by its complement, the probability of failure during a reference time interval or by a annual failure rate.

3.3.3 In systems with multiple failure modes and potential damage levels the reliability is measured by the failure probability and rate for the different modes and by the expected cost of damage per unit time.

3.3.4 For a given structure with known properties the probability of failure in a reference time interval can be obtained by standard

methods of probability theory taking into account the following concepts:

- a) Probability distribution of maximum response for an earthquake with given intensity and frequency content.
- b) Probability of occurrence of earthquakes with different intensities and frequency content characteristics at a site.
- c) Value of the capacity of a structure expressed in the same type of variables as the response.

3.3.5 For a given structure with known properties the failure rate and the expected cost of damage per unit time can be obtained by standard methods of probability theory taking into account the following concepts:

- a) Probability distribution of maximum response for an earthquake with a given intensity and frequency content.
- b) Expected cost of damage for a given intensity and frequency content.
- c) Intensity-recurrence curves at the site.
- d) Value of the capacity of the structure expressed in the same type of variables as the response.

3.3.6 Uncertainty in structural properties must be incorporated in the estimation of failure probabilities and rates, and of expected cost of damage. This can be accomplished by computing an expected value of the quantities obtained in accordance with 3.3.4 and 3.3.5 with respect to the probabilistic distribution of structural properties.

4. CODE STRUCTURE AND FORMAT

4.1 Elements of a seismic design code

4.1.1 In order to guarantee the correct interpretation and the efficient application of the provisions, a seismic design code must include in its text or in a complementary document clear statements about its objective, principles, range of applicability and limitations.

Neither the objectives nor the limitations of seismic design rules are usually explicit in design codes, and hence they are not always present in the mind of those who apply design prescriptions to practical problems. The accuracy of conventional criteria for predicting structural response is strongly dependent on the type of system considered. For instance, base shear coefficients and design response spectra are taken as measures of response parameters, as the latter are by tradition expressed in terms of accelerations and equivalent lateral forces on structural systems. These variables, however, are no more than indirect measures of system performance during earthquakes. They serve to control the values of more significant variables, such as lateral deflections of actual non-linear systems, overall and local ductilities, and safety margins with respect to instability failure. This explains why in seismic design, more than in any other field of engineering, it is easy to carry out a strict -- but blind -- application of the most advanced regulations and yet to produce a structure bound to perform poorly.

4.1.2 A seismic design code must include the following among its objectives:

a) To provide adequate safety levels with respect to collapse in the face of exceptionally intense earthquakes.

- b) To provide adequate safety levels with respect to damage to adjacent constructions.
- c) To protect structures against excessive material damage under the action of moderate intensity earthquakes.
- d) To insure simplicity of repair, reconstruction or strengthening work in case damage takes place.
- e) To provide protection against the accumulation of damage during series of earthquakes.
- f) To preserve safety and comfort of occupants and of public in general, by ensuring that structural response during moderate intensity earthquakes will not exceed prescribed tolerance levels, and that panic will not occur during earthquakes of moderate and high intensity, particularly in buildings where frequent gathering of people is expected.

Achievement of the foregoing objective requires much more than dimensioning structural members for given internal forces. It implies explicit consideration of those objectives and of the problems related to non-linear structural response and to the behavior of materials, members and connections when subjected to several cycles of high load reversals. It implies as well identifying serviceability conditions and satisfying adequate acceptance criteria with respect to them.

4.1.3 Detailed provisions should include general criteria and specific rules. The general criteria should stimulate creative engineering solutions within stipulated levels of safety and economy, while the specific rules are intended for routine practice.

4.1.4 General criteria should cover system requirements as well as design and performance criteria.

4.1.5 Specific rules should cover design and performance criteria.

4.1.6 The concepts required for efficient and unambiguous application of general criteria and specific rules can be grouped as follows:

- a) Seismic zoning and micro-zoning.
- b) Classification of structures.
- c) Design actions.
- d) Structural analysis.
- e) Acceptance criteria.
- f) Non-structural elements.
- g) Repair and strengthening of existing structures.

4.2 Seismic zoning and micro-zoning

4.2.1 The establishment of seismic zones and of the corresponding design actions should be done in agreement with a criterion of optimizing under the restrictions of maximum tolerable risk levels a global utility function integrated by the utility functions of all structures to be built in each seismic zone in compliance with the design code considered.

Intensity-recurrence curves and dominant frequency content characteristics of earthquakes may vary systematically within each seismic zone. If constant design actions are to be specified for given local conditions within a seismic zone, those actions should lead at all locations to acceptable values of risk. Furthermore, some structure would be safer and other less safe than optimum, but the sum of all the utility functions should be optimized under the restrictions of maximum tolerable risk levels. The IAEE publication on "Basic Concepts of Seismic Codes" Volume I describes the concepts regarding "Seismic Zoning" and may be referred to for further information.

4.2.2 Because the characteristics of earthquakes are strongly influenced by local ground conditions, design actions for a given seismic zone

should refer to standard ground conditions.

Standard ground conditions involve both mechanical properties of materials and topographic configuration. For the sake of uniformity of criteria among different regions and countries it is convenient to take, as standard conditions, firm ground and flat topography.

4.2.3 As an alternative to the adoption of a discrete set of seismic zones with constant design actions or standard ground conditions at each zone, those actions can be specified as continuous functions of geographical coordinates.

4.2.4 Micro-zoning provisions should include the following:

- a) Maps of micro-zones including the corresponding seismic design excitations, where formulation of these maps is warranted by adequate knowledge about local ground conditions and their possible influence on the characteristics of surface ground motion.
- b) Criteria for obtaining seismic design actions on non-standard ground conditions from those on standard conditions where provisions as described in the foregoing paragraph are not available.

4.3 Classification of structure

4.3.1 For the purpose of specifying applicable design actions, methods of structural analysis and acceptance criteria, structures should be classified in accordance with the following:

- a) Type of intended occupancy.
- b) Type of variables that define response and control behavior.

The type of intended occupancy is closely related to the expected magnitude of the consequences (both monetary and of

other kinds) and therefore to the tolerable risk level.

The type of variables that define response and control behavior determines structural analysis methods and acceptance criteria. For instance, the behavior of building frames and industrial bents is determined by local non-linear deformations (ductility demands) and slenderness effects, and that of retaining walls and earth embankments by cumulative deformations and sliding of large soil masses. In the former case the response can be estimated by means of static or linear dynamic analysis, provided the structure does not show excessive irregularities; in the case of retaining walls and embankments, explicit consideration of non-linear behavior and of the tendency of inelastic deformation to accumulate in the downhill direction is nearly indispensable when dealing with very important systems.

In buried structures response and behavior are determined by the local deformation that results from the interaction of soil and structure upon the arrival of seismic waves. Structural analysis methods and verification criteria suitable for these structures differ widely from those valid for the cases discussed above.

- 4.3.2 For each type of structures classified in accordance with 4.3.1 b), a subclassification may be necessary in order to account for a possible influence of structural irregularities on the occurrence of special response effects and on the capability of different methods of response analysis for making reliable prediction of those effects.

According to the foregoing paragraph, the classification of a structure for the purpose of specifying design actions

depends not only on its type of response, but also on the uncertainty attached to its prediction. The latter depends on the method of analysis, and therefore the classification is based not only on intrinsic properties of the system, but also on the criteria used to predict response and control behavior. For instance, the displacements of a reinforced concrete frame where all the stories with the exception of the ground floor have been overdesigned for seismic shear can be predicted with the same reliability as those of a similar frame designed for uniform safety factors along its height, if detailed time-histories of response are obtained by suitable numerical integration methods and if the stress-strain curves of materials and members are represented with sufficient accuracy. There is no need to use different classifications for these two cases, provided response is predicted by the mentioned methods and acceptance criteria are expressed in terms of local ductility demands. However, if response is predicted by means of static or linear dynamic analysis and acceptance criteria are expressed in terms of lateral shears or internal forces, the frame with the uniform safety factor may be designed for lower lateral forces or response spectra than that with the overdesigned upper stories. In practice, this is accomplished by assigning those structures to different groups, each characterized by its corresponding ductility reduction factor.

- 4.3.3 The response and the verification criteria for structures the behavior of which is determined by local ductility demands and slenderness effects can be expressed in terms of lateral force coefficients or linear response spectra reduced to account for their nominal ductility factors, K . They can be classified in terms of permissible values of K , and this classification shall

take into account the following concepts:

- a) Type of materials.
- b) Type of joints and connections.
- c) Relative values of the safety factors with respect to ductile and brittle failure modes including local buckling as well as with respect to failure of members and connections.
- d) Irregular distributions of mass, stiffness and strength.

The relative values of the safety factor with respect to ductile and brittle local failure modes determine the ductility of the system as a whole. Some types of members are prone to have lower safety factors with respect to brittle modes than with respect to ductile modes, unless special precautions or performance rules are adopted in order to accomplish the opposite. This may occur, for instance, in a member subjected to bending and shear, when the depth of its cross section is greater than about one fourth of its length.

4.4 Design actions

4.4.1 Seismic design actions shall be represented by models chosen in accordance with 2.2.1. The type of model adopted and the intensity of the action shall be made to depend on the classification of each structure, in accordance with 4.3.1 a) and 4.3.2. They shall account for the energy-dissipation capacity of each type of structure, the uncertainty arising from methods used to predict response and the relation between response and behavior, and they shall lead to the intended reliability level.

4.4.2 In addition to single-component ground motion model and design intensity, the specification of design actions must include the following:

- a) Loading situations to be analyzed.
- b) Definition of the characteristics of the significant ground motion components that must be considered simultaneously, and criteria for superposing their contributions for each design situation.
- c) Probability levels or nominal design values of live loads to be considered in each design situation. This specification must include both upper and lower bounds of unfavorable values.

Loading situations may include one or more design intensities, and they must aim at attaining the intended reliability levels for different failure and serviceability limit states.

When design actions are represented by time histories or stochastic process models, the criterion for superposing their contributions is simple: the response must be obtained for the simultaneous action of all the ground motion components. When design actions are represented by lateral force coefficients or response spectra corresponding to a set of orthogonal directions, the fact that the maxima of a response variable associated with the various components are not reached simultaneously can approximately be taken into account by establishing a number of load situations: for each situation the maximum response associated with one of the components is taken with its full magnitude, while reduced values of the corresponding maxima are adopted for the others.

Lower most unfavorable values of live loads sometimes give place to the critical loading situation with respect to overturning failure modes.

4.5 Structural analysis

- 4.5.1 The methods specified for predicting the seismic response of different types of structures shall be consistent with the importance of each structural type, in accordance with 1.2.
- 4.5.2 Acceptable principles and methods for stress analysis of structures and foundations shall be stipulated. The specifications shall state the types of deformations to be taken into account as well as the need to satisfy the conditions of equilibrium, continuity and compatibility. They shall also include provisions as to the constitutive laws of materials and members and to the permissible limits of stress redistribution.

Although obvious, some of the foregoing conditions are not always satisfied in practice: a continuous stress path from all lateral forces to the foundation is not ensured for instance in some structures where the roof system is not specifically designed to transmit its lateral forces to the vertical frames. Similarly, deformations of horizontal diaphragms are neglected for the purpose of distributing lateral shears among vertical frames, thus leading in some cases to gross underestimate of local internal forces.

These conditions are so important that detailed specifications covering the most frequent practical problem are highly desirable.

- 4.5.3 Approximate criteria must be stipulated in detail for the prediction of some special effects which are usually encountered, but whose prediction by refined methods is not practical. The following are some of those effects:
- a) Local accelerations for design of appendages and other elements, as well as their anchorage.

- b) Criteria for reduction of overturning moment.
- c) Dynamic torsion.
- d) Slenderness effects.
- e) Deformability of horizontal diaphragms.

4.6 Acceptance criteria

- 4.6.1 To each type of structure shall correspond a set of verification criteria expressed in terms of the variables adopted to describe response, herein designated as control variables.
- 4.6.2 The ranges of acceptable values of control variables shall be determined so as to ensure that the probability of failure of each structure within a reference time interval, as defined in 3.3.4, and the expected cost of damage per unit time, as defined in 3.3.5, shall be smaller than the corresponding specified limits.
- 4.6.3 Verification criteria for the design of the structure the behavior of which is determined by local ductility demands and instability effects can be expressed in terms of the following concepts:
- a) Load factors for the superposition of vertical loads and seismic response.
 - b) Criteria to determine allowable values of internal forces at critical sections.
 - c) Criteria to determine allowable actions on joints and connections.
 - d) Criteria to determine the influence of slenderness effects on stresses and internal forces.
 - e) Lateral deformations due to the design earthquake.
 - f) Criteria to determine allowable values of the capacity of foundations under the combination of vertical and lateral forces.

When the strength at a story for the resultant shear, torsion or overturning moment is provided by a small number of resisting members, it may be convenient to decrease the allowable values of stress and internal force, in order to reach the same reliability levels as when a large number of resisting members exist. Alternatively, design action intensities may be raised and allowable values of internal force left unmodified.

Acceptable lateral deformations must be made to depend on the manner in which non-structural elements are attached to the structure.

When static or linear dynamic analyses are applied, approximate values of lateral deformations must be obtained multiplying those resulting from linear response analysis by the assumed ductility factor.

The values so obtained must be corrected in order to account for the slenderness effect.

4.7 Non-structural elements

4.7.1 Elements not considered in the analysis as part of the structural system shall be attached to the structure so as not to produce undesirable interaction forces.

4.7.2 Non-structural elements and their attachment to the structure should be designed so as to limit damage on those elements as well as to limit danger to occupants and public in general.

Glass breakage may be a significant hazard for pedestrians.

Therefore, special precautions should be taken to avoid it.

4.7.3 Non-structural elements may be checked for seismic forces due to out-of-plane motion.

4.8 Repair and strengthening of existing structures

The specifications for repair and strengthening of existing structures should be determined on the basis of quantitative studies that consider tolerable failure probabilities and economic constraints. Those specifications should be consistent with the results of ad-hoc cost-benefit studies.

REPORT NO.
UCB/EERC-91/15
JULY 1991

EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER

DESIGN GUIDELINES FOR DUCTILITY AND DRIFT LIMITS:

REVIEW OF STATE-OF-THE-PRACTICE AND
STATE-OF-THE-ART IN DUCTILITY AND DRIFT-BASED
EARTHQUAKE-RESISTANT DESIGN OF BUILDINGS

by

VITELMO V. BERTERO

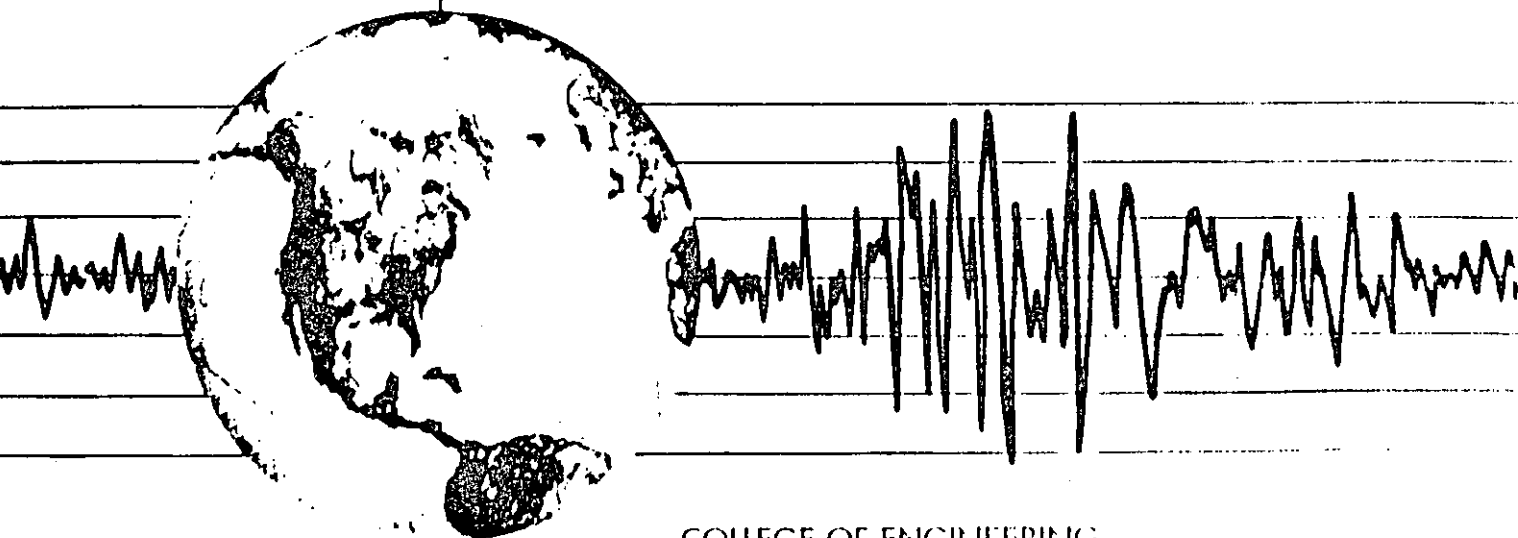
JAMES C. ANDERSON

HELMUT KRAWINKLER

EDUARDO MIRANDA

THE CUREe AND THE KAJIMA RESEARCH TEAMS

A Report to Sponsor: CUREe-Kajima



COLLEGE OF ENGINEERING

UNIVERSITY OF CALIFORNIA AT BERKELEY

CHAPTER SEVEN

SUMMARY, CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

7.1 SUMMARY

In this research project the state-of-the-practice and of-the-art in the use of the concepts of deformation, ductility, ductility ratio, drift, and interstory drift indices for attaining efficient Earthquake-Resistant Design (EQRD) of structures are reviewed.

After a discussion of the advantages of using an energy approach for the EQRD of structures and a clarification of the differences between deformation, ductility and ductility ratio, the needs for providing structures with the largest ductility economically feasible and for controlling the interstory drift index are discussed in detail. The need for establishing more reliable design criteria for EQRD of structures is also discussed.

The state-of-the-practice and -of-the-art of EQRD of buildings are reviewed, beginning with a review of the problems in design and construction of EQ-resistant structures, followed by a review of present building seismic codes, with emphasis on how the concepts of **Displacement Ductility Ratio, μ_{δ} , and Interstory Drift Index, IDI**, are used, and how they could be used, to improve the state-of-the-practice according to present knowledge. The review covers the building seismic codes of the U.S., Japan, Mexico D.F., New Zealand, and Europe (ECCS and CEB).

Based on a review of the problems encountered in the design and construction of EQ-resistant buildings, research, development and educational needs to improve present knowledge and particularly state-of-the-practice are formulated.

7.2 CONCLUSIONS

From the studies conducted and the results presented in this report, the following main observations can be made regarding the use of ductility and drift limits in EQRD.

- Although the advantages of using plastic deformations of the structural material to dissipate part of the seismic Energy Input (E_I) to the structure and the need for limiting the lateral interstory drift have been recognized in the literature, their implementation, particularly their reliable quantification, has not been accomplished fully in present seismic design codes.
- While it is possible to use the concept of ductility in a vague manner in discussing the philosophy of ductility-based design, when such philosophy has to be applied in the EQRD of structures the philosophy has to be quantified, and it is therefore necessary to use unambiguous parameters.
- Although displacement ductility factors, μ_δ , provide good indications of structural damage, they usually do not adequately reflect the damage to nonstructural components. To produce safe and economical structures, seismic design methods must incorporate drift (damage) control, in addition to lateral displacement ductility, as a design constraint.
- Conventionally computed story drifts may not adequately reflect the potential structural and nonstructural damage to multistory buildings. A better index is the tangential story drift index, R_T .
- Although the general philosophy of EQRD is well established and is in complete concordance with the concept of comprehensive design, current code design methodologies fall short of realizing the objectives of the general philosophy. While the statement of the general philosophy indicates the need to consider three different limit states (criteria for levels of earthquake, i.e., service, damage control or operational, and safety or survival), in practice, design is typically only carried out for one criterion (usually safety), on the assumption that the other two will be satisfied automatically.

- The growing concern over the costs of earthquake damages (direct, functional, and indirect) points out the need that more attention be given to control of serviceability and functionality, i.e., control of damage.
- Achievement of reliable and efficient EQRD requires satisfaction not only of the criteria for strength and toughness, but also the criteria for deformation and repairability. Strength, toughness, deformation control and repairability are interrelated and hard to define.
- The following three main problematical areas have been identified in the earthquake-resistant design of structures: (1) Establishment of reliable **critical earthquake input (design earthquakes)**; (2) determination of the **demands** on the entire soil-foundation-superstructure and nonstructural components system; and (3) prediction of the **real capacities (supplies)** to the building at the moment that an earthquake strikes.
- While a sound preliminary design and reliable analysis of this design are necessary, they do not ensure an efficient earthquake-resistant structure. The seismic response of a structure depends not only on how it has been designed, but also on how it has been constructed and maintained (monitored and preserved) up to the moment that the earthquake occurs. There is a need to improve the construction and maintenance practices of structures.
- There are several sources of uncertainty in code-specified procedures for the estimation of demands, which can be grouped into two categories: (1) specified seismic forces; and (2) methods used to estimate response to these seismic forces.
- **Strength Demands.** For regular buildings up to a certain height (240 ft. in the U.S.), most of the codes in the world recommend the use of equivalent (static) lateral seismic forces, which are expressed as a base shear $V = (C_{sp}/R)W$, where C_{sp} is the seismic coefficient equivalent to a SLEDRS (Smoothed Linear Elastic Design Response Spectra) for acceleration, S_g/g , and R is the reduction factor. Although in most codes the value of

R is given without any explicit reference to global displacement ductility ratio, μ_g , these values depend implicitly on μ_g .

- Structural response is usually estimated using linear elastic analyses of the effects induced by the equivalent static forces or by these forces multiplied by load factors, depending on whether the design will be performed using allowable (service or working) stress, or the strength (load and resistance factor) design method.
- There are few countries in which codes recommend the use of limit analysis and limit design methods (plastic design methods).
- **Stiffness and Drift Demands.** Most seismic codes address design for lateral stiffness and for drift at service level. Only a few codes explicitly require that the contributions of torsion should be considered in estimating the maximum lateral drift, and very few give any guidelines regarding how to deal with the effect of multicomponents of seismic excitations. Few codes give explicit requirements or recommendations regarding how to estimate P- Δ effects. There is a need for more rational code procedures for estimating the demands regarding the stability effects at ultimate limit states.
- **Strength Supplies.** Most of the Reinforced Concrete (RC) EQRD codes require that the supplied strength be estimated using the strength method, in which the required strength of critical sections are evaluated as a function of just the minimum specified strength of the materials, and then reduced by a strength (resistance) factor. There are a few codes in which the design and detailing of the critical regions of the structure are based on the probable supplied strength capacity to the members and to their connections and, therefore, to the entire structure. The state-of-the-practice as reflected by most present EQRD codes for RC buildings does not appear to include the use of the concept of energy dissipation capacity in a rational and reliable way through the use of the μ_g .

- **Stiffness, Deformation and Stability Capacities.** Most of the RC codes give only empirical expressions to estimate the so-called "effective linear elastic stiffness"; they do not specify how to evaluate the change in stiffness of the whole soil-foundation-superstructure and nonstructural components system induced by increasing damage. There is a need to develop code procedures that will lead to estimation of the global deformation capacity of the structure not only under monotonically increasing deformation, but also under generalized (repeated reversal) deformation. This should be done based on the supplied local energy dissipation capacity of the structural members (rotational ductility ratio and degradation with repeated cycles, i.e., local hysteretic behavior).
- Present practice emphasizes the use of strength as the primary criterion for preliminary EQRD. While preliminary design based on shear strength could be justified where serviceability controls, it cannot be accepted in cases where the design is controlled by the ultimate (safety) limit state where plastic deformation is accepted. At safety limit state (mechanism formation and mechanism movement), base shear is insensitive to variation of deformation and, therefore, to damage. Although there have been some proposals to base preliminary design on only lateral stiffness, i.e., on only controlling the interstory drift, a practical method of this type of design has yet to be developed. A more rational approach is one which not only recognizes the importance of strength and stiffness (control of deformation), but also recognizes that while these two factors are strongly interrelated in the case of elastic response, they are less strongly interrelated in the case of inelastic response. To control inelastic deformation, however, it is necessary to provide the structure with a minimum yielding strength. Therefore, to achieve an efficient preliminary EQRD there is a need to consider two requirements simultaneously: the strength, based on the rational use of μ_{δ} (hysteretic energy); and the deformation, based on the limitation of IDI.
- The future of EQRD is an energy approach in which the concept of μ_{δ} is used in the derivation of IDRS through statistical and probabilistic analyses of the IRS

corresponding to all available recorded or expected critical ground motions at the building site, and design is conducted using limit design methodology with proper consideration of the possibility of shakedown phenomena.

- For the immediate or very near future the following compromise solution is recommended. Use design forces obtained from SLEDRS reduced by reliable reduction factor R . The values of R must take into account the reductions due to hysteretic behavior (μ_g), changes in damping and in the fundamental period of vibration of the whole building system, and the real overstrength. The R should be period and site condition dependent.
- Ideally, the use of either of the above methods should be complemented with time history nonlinear dynamic analyses of the response of the preliminarily designed building system to the predicted **Maximum Credible Earthquake (MCEQ)**, ground motions that can occur at the site. If this is not possible, the least that should be conducted is a static nonlinear analysis of the building under monotonically increasing lateral loads.
- To control damage, it is necessary to control deformations. **Control of Interstory Drift Index, IDI, at Serviceability Level:** Present seismic codes specify acceptable limits of IDI that vary from 0.0006 to 0.006. Although the estimation of IDI at the service level is usually based on linear elastic analyses, there are many uncertainties regarding the effective stiffness of the structural members, the deformation of the foundation, and the contribution of the nonstructural components. Analysis of the deformations should be based on a realistic 3-D model which considers properly the effect of torsion under multicomponents of ground motions.
- **Control of IDI at the Safety Limit State.** According to present seismic codes, the acceptable maximum IDI to control damage varies with the type of structure and its function, usually varying from 0.01 to 0.03. The IDI spectra demands can be estimated based on the IDRS for strength for the adopted μ_g . The problem in using these IDI spectra is in making a reliable estimate of the effective period, T . This is so because of

the difficulties in estimating the effective lateral stiffness. The seismic design codes are not specific about how to estimate the stiffness of members. In the case of RC structures, this is a difficult task. Although some rules have been formulated for estimating the lateral stiffness of buildings, the real lateral stiffness varies with the level of deformation.

- **Most of the practical methods that have been recommended for design considering IDI have been based on the assumption that the nonlinear displacement response is equal to the linear response spectral values provided that the system has certain minimum yielding strength. Recent studies have shown that the nonlinear displacements are very sensitive to the dynamic characteristics of the ground motions, and in some cases the displacement can be significantly higher than those computed from a linear elastic response. Empirical formulas have been suggested to estimate the deflection amplification factor C_d defined as the ratio of absolute maximum interstory displacement to the corresponding value from a linear time history analysis.**
- **Seismic components and their input direction can significantly affect the response of a torsionally sensitive structural system. Ground components applied at the structural reference axes may remarkably underestimate the response because the structural maximum response is dependent on the seismic input direction and its magnitude.**
- **Code Comparison. In judging the results obtained from the comparison of different codes, it is necessary to keep in mind that it is not enough just to analyze the code requirements of the seismic forces and minimum stiffness or maximum acceptable IDI to be used in the design. The designed structure and the seismic behavior of the actual structure are not solely the result of specified seismic forces and IDI, but are governed by the overall design philosophy and the complex combination of the forces and IDI with many other factors such as: The satisfaction of code material requirements; the construction technology; and the maintenance or preservation of the entire soil-foundation-superstructure and nonstructural components system. Furthermore, the seismic forces in the code of one country reflect the seismicity as well as the seismic risk of that country, and these factors**

vary considerably not only from one country to another, but even from one region to another within a country.

- Except for UBC, all the codes reviewed herein consider that portions of the live loads are seismically reactive and are included in the computation of the seismic forces.
- For strength (ultimate or capacity) design there are significant differences in the values specified by the different codes for the load factors as well as the ways the loads are combined.
- The codes reviewed herein are strength-based rather than ductility and damage control-based, and with the exception of the Japanese BSL, advocate a single level design.
- Although the UBC and New Zealand NZS code recognize in their material specification the possibility for overstrength, the only code that explicitly recognizes and accounts for overall structural overstrength due to inelastic redistribution of forces is the ECCS.
- Although most of the seismic codes that have been reviewed permit damage that will not jeopardize human life, none explicitly defines what constitutes acceptable damage. Most of the codes recognize that the level of acceptable damage has to be different for different types of facilities depending on its occupancy type or function. Quantitatively, this is accomplished by increasing the seismic forces through an importance or risk-to-life factor. However, the values adopted for this factor seem to be very low, and it appears to be incompatible with the fact that essential facilities and those housing very hazardous materials should remain practically elastic. The values for the occupancy factor, specified by the different codes reviewed herein, varied from 1 to 2.
- Code Specified SLEDRS. For buildings with a fundamental period of $T \geq 2$ secs. and located on firm soil, the U.S. and Japan have similar required SLEDRS which are somewhat smaller (up to 20% for $T = 3.0$ sec) than the NZS. For buildings with $T > 2.0$

sec and up to $T = 4$ sec located on very soft soil (soft clay, UBC type S_4 or Zone III of Mexico City), the UBC specifies the most severe SLEDRS, and the CEB has the least demanding SLEDRS.

- **Use of μ_g to Reduce SLEDRS to SIDRS.** All codes except the Mexico Code use a constant reduction factor, i.e., independent of the T of the structure. **Site with Firm Soil:** The largest reductions are those in the UBC. The Japanese BSL uses the smallest reduction (3.3). The BSL reduction is based on the energy dissipated only by cracking and local yielding since it does not allow the yielding of the structure as a whole system (mechanism movement). For tall buildings with $T > 1.5$ sec and up to $T = 3.0$ sec, the SIDRS specified by the Japanese BSL is more than 33% higher than any one of the other SIDRS. **Site with Soft Soils (Type S_3):** The largest reduction is that recommended by UBC which is 8.6, and the smallest is that specified by the Japanese BSL (3.3). For tall buildings with a $T > 1.7$ sec and up to $T = 3.0$ sec, the yielding strength required by BSL exceeds by more than 30%, 82% and 121% those specified by the Mexican D.F., CEB and NZS codes respectively. The yielding strength required by UBC for tall buildings having $T > 2.0$ sec is the lowest one of all the codes considered herein.
- **Use of IDI Limitations in EQRD.** Although all of the seismic codes reviewed herein have regulations limiting the maximum IDI for limit states, none of these codes have recommendations regarding how the limitations should be directly introduced into the preliminary EQRD of a building structure. The IDI limits specified by codes are checked by analysis of the already finished preliminary design of the structure.
- **Minimum Lateral Stiffness and Acceptable Limits on IDI at Serviceability Levels.** **Short T ($T < 0.3$ secs.):** The NZS requires the largest lateral stiffness and therefore, should result in better damage control under service EQs. This is specifically true in cases when nonstructural elements can be damaged: $IDI \leq 0.0006$ which is 1/2, 1/4 and 1/6 of those specified by CEB, BSL and UBC respectively. **Long T ($T > 1.6$ secs.):** In the case of buildings located on firm soils, the results regarding the maximum acceptable IDI limits

are similar to those for short T. For buildings located on soft soil, the Mexican D.F. code requirements become as severe as the NZS.

• **Maximum Acceptable IDI at Ultimate Limit States.** The Mexico D.F. code explicitly specifies that the maximum IDI shall not exceed the values of 0.006 and 0.012, depending on whether or not the nonstructural components can be damaged. The UBC implicitly specifies that the IDI shall not exceed the values of 1.5% in the case of buildings less than 65 feet in height and 1.125% for buildings greater in height. Although the Japanese BSL does not specify any limit for the IDI at the Safety Level, in practice the Japanese designers limit the IDI to 0.01. These limits are a consensus judgment from experience based on observations and analyses conducted during previous EQs. Compliance with these limits will ensure not only human safety, but also damage control, provided that these limits are connected with a minimum required yielding strength. The minimum UBC required yielding strength seems to be too low. Thus, design of tall buildings attempting to provide only this minimum strength will undergo, in the case of severe EQ ground motions, significantly larger IDI than the maximum acceptable by the code.

• **Efficient EQRD.** Achieving an efficient EQRD requires an iterative process. It is necessary to start with an efficient preliminary EQRD. To carry out this preliminary design, it is necessary first to establish reliable design equations.

• There is an urgent need to develop a reliable preliminary EQRD procedure based on two-level design EQs, in which the following two limit states are considered: Functional serviceability under frequent ground motions, and survivability and control of damage under a rare but possible severe EQ ground motion.

• To enable development of reliable procedures for establishing a two-level EQRD, it is necessary to conduct statistical and probabilistic analyses of available data regarding what can be considered service and safety EQ ground motions, and then to develop reliable

SLEDRS and SIDRS that consider the LERS and IDRS, respectively, of all available recorded or predicted motions at these two levels of EQ ground shakings.

- Because reliable measured data on EQ ground motions at different sites (soil profile and topography) was scarce until 1987, design spectra are currently formulated using inadequate statistical information.
- **SIDRS for Strength, C_y .** For any given site, the ideal solution is to derive the SIDRS directly from statistical and probabilistic analyses of the IRS corresponding to all recorded motions at the selected site or at similar sites located in tectonically similar regions and even of records derived through the use of theoretical considerations.
- The shape of the IRS (i.e., the variation of C_y with T) varies significantly depending on the predominant frequency (or period T_g) of the recorded ground motion, which in turn depends on the site soil profile and topography from which the record was obtained.
- There is significant reduction of the LERS (i.e., for $\mu = 1$) produced by yielding ($\mu > 1$) for structures with a T coinciding with or very close to the predominant period (T_g) of the ground motion. The longer the T_g , the larger seems to be the deamplification.
- The degree of reduction of the LERS due to $\mu > 1$ decreases as T deviates from T_g and tends to zero as T tends to zero.
- Because of the uncertainties in estimating the values of T_g and T , caution should be taken in applying in practice the observed reduction of the LERS due to $\mu > 1$ when $T/T_g = 1$.
- For sites on firm or medium stiff soils (types S_1 and S_2), there are already several recorded ground motions whose IRS exceeds the SIDRS adopted by the codes reviewed herein. This is true even in cases of $\mu = 6$ which is not only very difficult to achieve (supply), but also very difficult to justify its possible use because of the damage that will be involved.

- For soft soil sites (soil profile S_3 or S_4), particularly with soft clays whose depth exceeds 40 ft, from the IRS corresponding to recorded ground motions which can resist and transfer ground acceleration of 0.30 g to the structure foundation, it appears that the SIDRS corresponding to the C_y adopted by all codes will be exceeded even when a $\mu = 6$ could be supplied and used. The only exception is the SIDRS specified by the Japanese BSL for low and medium-rise buildings of perhaps up to 20 stories.
- **Code Procedures to Determine SIDRS for C_y .** The SIDRS for C_y specified by codes are obtained by deamplifying LERDS through the use of a reduction or behavior factor. Although this factor depends on μ , it is difficult to judge the rationale for the values recommended in the codes.
- The values recommended by the UBC (i.e., R_w) appear too high, particularly for structures with a $T < T_g$ if the designer attempts to design the structure with the strength required by the code: The value for the reduction factor should be tied to other requirements besides the value of μ . The values of the reduction factor should be affected by the real strength capacity, i.e., the overstrength above the yielding strength specified by the code.
- For structures designed according to UBC, the required overstrength depends on the μ , T , soil conditions and design methodology.
- In the case of structures located on rock or firm alluvium, the required normalized overstrength has the largest values for T in the range of 0.1 to 0.5 sec and varies from 0.47 for $\mu = 2$ to 0.27 for $\mu = 6$. The corresponding required **Reduction for Overstrength, R_{ov}** , varies from 3.6 to 2.1.
- In the case of very soft soils, the longer the value of the predominant period of the ground motions, T_g , the larger is the range of the period of the structures, T , for which significant overstrength is required. The normalized overstrength for a T of 0.9 sec can vary from

1.23 for $\mu = 2$ to 0.58 for $\mu = 6$ and the corresponding R_{OVS} varying from 3.84 to 1.81. The R_{OV} for a T of 2.0 sec can vary from 6.77 for $\mu = 2$ to 1.78 for $\mu = 6$.

- U.S. low-rise buildings usually have large seismic overstrength with respect to that required by U.S. codes. The taller the building, the smaller the overstrength is. Thus, it appears that the medium-rise buildings (particularly those located on sites with very soft soils) are the ones that have to be suspected of becoming a serious threat to life and incurring large economic loss in case of a major EQ, or both.

7.3 RECOMMENDATIONS

7.3.1 Recommendations for Improving Code SIDRS for Strength, C_y

- Develop a more reliable SLEDRS.
- Develop more reliable methods for estimating the values of the reduction factor; This requires more precise definition of this factor. Although the values of the reduction factor are affected by several parameters, the main two are the energy dissipated through hysteretic behavior (damping ratio ξ and particularly μ) and the real overstrength.
- The ideal solution is to attain reliable SIDRS directly from the recorded or analytically derived ground motions or both. This will eliminate the need for specifying R_μ . Therefore, for the proper use of these SIDRS, what remains is to calibrate the real strength (overstrength) of structures that are designed according to present code.
- There is a need to consider in the inelastic design of structures the effects of the duration of strong motions which include the accumulative ductility and number of yielding reversals. This can be accomplished through the use of an energy approach estimating the critical required Hysteretic Energy, E_H .

- There is a need to find reliable factors that will permit the use of the computed SIDRS for SDOF systems to design MDOF systems.
- As it is very difficult to design MDOF structures that will develop uniform story μ_g throughout its height, there is a need to investigate a possible concentration of required μ_g at one or more stories and to establish the yielding overstrength required to limit the maximum μ_g to the target ductility used in the design based on SDOF system.

7.3.2 Recommendations for Improving SIDRS for Lateral Displacement and IDI. Nonlinear displacements are very sensitive to the dynamic characteristics of the ground motions and of the structure, and they can be significantly different from those obtained based on linear behavior.

- For ground motions with long T_g , the nonlinear displacement can be significantly (nearly 50%) smaller than the linear displacement for structures with $T \approx T_g$. On the other hand, for values $T < 2/3T_g$, the nonlinear displacements are significantly higher. The smaller the T/T_g ratio, the larger the difference is, and it tends to be proportional to the value of μ .
- Based on derived SIDRS for strength of SDOF systems, formulate SIDRS for displacement of SDOF systems for different ξ and μ .
- Based on the derived SIDRS for the displacement of SDOF systems, obtain lower and upper bounds for the IDI of MDOF systems.
- As it is difficult to achieve a constant IDI throughout the entire height of a MDOF structure, there is an urgent need to investigate (analytically and experimentally) values of an amplification factor by which the SIDRS' lower bound of SDOFS systems should be multiplied to obtain a reliable SIDRS for MDOF systems.

- Xu, K., and T. (1992). "Dynamic characteristics of multiple substructures with close spaced frequencies." *Earthq. Eng. and Str. Dyn.*, 21, 1059-1070.
- Yamaguchi, H., and Harpornchar, N. (1993). "Fundamental characteristics of multiple tuned mass dampers for suppressing harmonically forced oscillations." *Earthq. Eng. and Str. Dyn.*, 22, 51-62.
- Yoneda, M., Fujino, Y., Kanda, H., Yamamoto, A., Miyamoto, Y., Ando, O., Maeda, K., and Katayama, T. (1989). "A practical study of tuned liquid damper with application to the Sakitama Bridge." *J. Wind Engrg.*, 41, 105-106 (in Japanese).

SITE-DEPENDENT STRENGTH-REDUCTION FACTOR

By Eduardo Miranda¹

ABSTRACT: Strength-reduction factors that are used to reduce linear elastic design spectra to account for the hysteretic energy dissipation of the structure are evaluated. The paper presents a summary of results of a statistical analysis of strength-reduction factors computed for single-degree-of-freedom systems undergoing different levels of inelastic deformation when subjected to a relatively large number of recorded earthquake ground motions. Special emphasis is given to the influence of soil conditions. Results indicate that for a given displacement ductility demand, the use of period-independent reduction factors is inadequate. Soil conditions can have an important effect on strength-reduction factors, particularly in the case of soft-soil sites. It is recommended that strength-reduction factors to be used in design be specified as a function of the period and inelastic capacity of the structure, and of at least two types of soil conditions—one for rock and relatively firm sites and another for soft-soil sites. Following these recommendations, simplified expressions to compute strength-reduction factors are proposed.

INTRODUCTION

Due to economic reasons, present design philosophy allows buildings and other types of structures to undergo inelastic deformations in the event of strong earthquake ground motions. As a result of this design philosophy, the design lateral strength prescribed in seismic codes is lower, and in some cases much lower, than the lateral strength required to maintain the structure in the elastic range.

Generally, the design lateral strength is prescribed by means of smoothed inelastic design response spectra (SIDRS). Although recent studies have concluded that a more rational design may be attained through SIDRS that are derived directly from statistical and probabilistic analyses of inelastic response spectra (Bertero et al. 1991; Miranda 1993), SIDRS currently used in design practice are the result of smoothed linear elastic response spectra (SLERS), which are then reduced to take into account the inelastic behavior in the structure.

Reductions in forces produced by the hysteretic energy dissipation capacity of the structure (i.e., reduction in forces due to nonlinear hysteretic behavior) are typically accounted for through the use of strength-reduction factors (sometimes also referred to as inelastic acceleration ratios) or through their reciprocals (typically referred to as deamplification factors). Thus, the assessment of reliable SIDRS derived from SLERS requires a good estimation of the strength-reduction factors.

Strength-reduction factors have been the topic of several investigations. One of the earliest and better known studies on strength-reduction factors is that of Newmark and Hall (1973) in which recommendations were made of reduction factors to be used in the short-, medium-, and long-period spectral regions. Riddell and Newmark (1979) proposed an improved set of reduction factors that was based on a statistical analysis of the response of

¹Res. Engr., Dept. of Civ. Engrg., Swiss Fed. Inst. of Tech., CH-1015, Lausanne, Switzerland.

Note. Discussion open until May 1, 1994. To extend the closing date one month, a written request must be filed with the ASCE Manager of Journals. The manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on December 18, 1992. This paper is part of the *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 12, December, 1993. ©ASCE, ISSN 0733-9445/93/0012-3503/\$1.00 + \$.15 per page. Paper No. 5305.

single-degree-of-freedom (SDOF) systems to 10 recorded earthquake ground motions. More recently, Riddell et al. (1989) presented approximate mean strength-reduction factor spectra computed as the ratio of mean elastic spectra to mean inelastic spectra. Nassar and Krawinkler (1991) studied mean reduction factors of bilinear and stiffness degrading systems when subjected to 15 ground motions recorded on firm sites in the western United States. They proposed approximate expressions to compute strength reduction factors as a function of ductility and period of vibration. With few exceptions, previous studies on reduction factors have not considered the influence of local site conditions. The reader is referred to Miranda (1991) for a detailed description of previous studies on inelastic response spectra and on strength-reduction factors.

The influence of soil conditions on reductions factors was first studied by Elghadamsi and Mohraz (1987), who considered ground motions recorded on rock sites and on alluvium sites. This study concluded that deamplification factors are not significantly influenced by soil conditions, and that for a given ductility and frequency one may deamplify the elastic response more for a structure on rock than for a structure on alluvium. Using a stochastic procedure, Peng et al. (1988) computed deamplification factors for rock and alluvium sites. Analogously to the earlier study, this investigation concluded that the effects of local soil conditions on inelastic spectra stem primarily from their effects on elastic response spectra; thus, soil conditions do not significantly influence strength-reduction factors. However, recent studies based on ground motion recorded during the 1989 Loma Prieta earthquake (Miranda and Bertero 1991; Krawinkler and Rahnema 1992) suggest that local site conditions may have a significant effect on strength-reduction factors, particularly in the case of soft soils.

The aim of this study is to improve the estimation of strength reductions in structures that behave inelastically during severe earthquake ground motions. The objectives of this paper are: (1) To study the main factors influencing strength-reduction factors; and (2) to provide approximate expressions that allow a rapid estimation of strength-reduction factors.

STRENGTH REDUCTION FACTORS

The equation of motion of a nonlinear SDOF system subjected to earthquake ground motions is given by

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + F(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

where m , c , and $F(t)$ = mass, damping coefficient, and restoring force of the system, respectively; $u(t)$ = relative displacement; $u_g(t)$ = ground displacement; and $\dot{\quad}$ represents its derivative with respect to time. The initial period of the system is given by

$$T = 2\pi \left(\frac{m}{k} \right)^{1/2} = 2\pi \left(\frac{mu_y}{F_y} \right)^{1/2} \quad (2)$$

where k = initial stiffness of the system; F_y = system's yield strength; and u_y = yield displacement, respectively.

The level of inelastic deformation experienced by the system under a given ground motion is typically given by the displacement ductility ratio, which is defined as the ratio of maximum absolute relative displacement to its yield displacement

$$\mu = \frac{\max|u(t)|}{u_y} \quad (3)$$

An adequate design is produced when the structure is dimensioned and detailed in such a way that the local (story and member) ductility demands are smaller than their corresponding capacities. Thus, during the preliminary design of a structure there is a need to estimate the lateral strength (lateral load capacity) of the structure that is required in order to limit the global (structure) displacement ductility demand to a certain predetermined value, which results in the adequate control of local ductility demands.

The strength-reduction factor (i.e., reduction in strength demand due to nonlinear hysteretic behavior) R_μ is defined as the ratio of the elastic strength demand to the inelastic strength demand

$$R_\mu = \frac{F_y(\mu = 1)}{F_y(\mu = \mu_i)} \quad (4)$$

where $F_y(\mu = 1)$ = lateral yielding strength required to maintain the system elastic; and $F_y(\mu = \mu_i)$ = lateral yielding strength required to maintain the displacement ductility demand μ less or equal to a predetermined target ductility ratio μ_i . Eq. (4) can be rewritten as

$$R_\mu = \frac{C_y(\mu = 1)}{C_y(\mu = \mu_i)} \quad (5)$$

where $C_y(\mu = 1)$ = seismic coefficient (yielding strength divided by the weight of the structure) required to avoid yielding; and $C_y(\mu = \mu_i)$ = minimum seismic coefficient required to control the displacement ductility demand to μ_i . As shown in Fig. 1, $C_y(\mu = 1)$ and $C_y(\mu = \mu_i)$ correspond to ordinates of a linear elastic response spectrum and a constant displacement ductility nonlinear response spectrum, respectively.

For design purposes, R_μ corresponds to the maximum reduction in strength that can be used in order to limit the displacement ductility demand to the

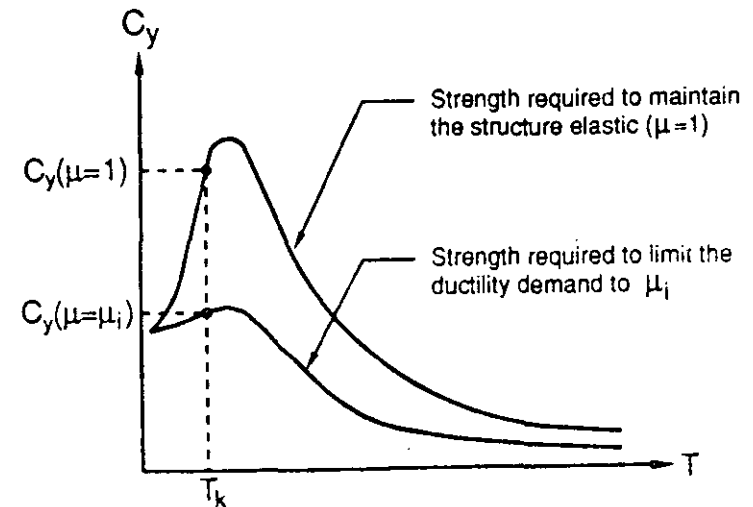


FIG. 1. Constant Displacement Ductility Nonlinear Response Spectra

predetermined ductility μ , in a structure that will have a lateral strength equal to the design strength. An additional strength reduction can be considered in the design of a structure to account for the fact that structures usually have a lateral strength higher than the design strength. For a more detailed discussion on strength reductions due to overstrength the reader is referred to Osteraas et al. (1990), Miranda (1991), and Bertero et al. (1991).

Computation of F_y ($\mu = \mu_r$) or C_v ($\mu = \mu_r$) involves iteration (for each period and each target ductility) on the lateral strength F_v (or the seismic coefficient C_v) using (1) until the computed ductility demand under a given ground motion is, within a certain tolerance, the same as the target ductility.

Iteration on the lateral strength using (1) in some cases does not yield a unique result, that is, there can be more than one lateral strength that produces the same displacement ductility demand. In such cases, only the largest lateral strength is of interest for design purposes. This lateral strength capacity corresponds to the maximum strength reduction factor R_u and the minimum strength required by the structure to limit the ductility demand to the target ductility.

STATISTICAL STUDY OF FORCE REDUCTION FACTORS

Earthquake Ground Motions

There is a general consensus that one of the largest sources of uncertainty in the estimation of the response of inelastic structures during earthquakes is the prediction of the intensity and characteristics of future earthquake ground motions at a given site. In this study, an effort was made to consider a relatively large number of recorded ground motion to study the effects of the variability of the characteristics of recorded ground motions on strength-reduction factors.

To study the influence of local site conditions on strength reduction factors, a group of 124 ground motions recorded on a wide range of soil conditions during various earthquakes was considered. The ground motions used in this investigation were recorded during the earthquakes listed in Table 1. Most of the selected records represent so-called free-field conditions. Complete listing of the records can be found in Miranda (1993).

Based on the local site conditions at the recording station, ground motions

TABLE 1. Earthquakes Considered in This Investigation

Earthquake (1)	Date (2)	Magnitude (3)
Imperial Valley, Calif.	May 18, 1940	6.3(M_L)
Kern County, Calif.	July 21, 1952	7.7(M_S)
San Francisco, Calif.	March 22, 1957	5.3(M_L)
Parkfield, Calif.	June 27, 1966	5.6(M_L)
San Fernando, Calif.	February 9, 1971	6.5(M_L)
Romania	March 4, 1977	7.1(M_S)
Miyagi-Ken-Oki, Japan	June 12, 1978	7.4(M_S)
Imperial Valley, Calif.	October 15, 1979	6.6(M_L)
Central Chile, Chile	March 3, 1985	7.8(M_S)
Michoacan, Mexico	September 19, 1985	8.1(M_S)
San Salvador, El Salvador	October 10, 1986	5.4(M_S)
Whittier-Narrows, Calif.	October 1, 1987	6.1(M_L)
Loma Prieta, Calif.	October 17, 1989	7.1(M_S)

were classified into three groups using a simple criterion similar to that used in present building codes. These three groups are: ground motions recorded on rock (38 records); ground motions recorded on alluvium (62 records); and ground motions recorded on very soft soil deposits characterized by low shear wave velocities (24 records). Records included in the latter category could be considered as representative of the soil type S_2 according to the soil classification of the *Uniform Building Code (Uniform 1988)*.

Method of Analysis

For each earthquake record inelastic strength demands were computed for a family of 50 SDOF systems undergoing different levels of inelastic deformation. For a given period of vibration and a given target displacement ductility ratio, the inelastic strength demand $f_v(\mu = \mu_r)$ was computed by iteration on the system's lateral yielding strength until the displacement ductility demand computed with (1) and (3) was within 1% of the target ductility. The following target ductilities were selected: one (linear elastic behavior), two, three, four, five, and six. The number of iterations required to compute the maximum lateral strength that results in a ductility demand within 1% of the target ductility varies greatly depending on the period of vibration, the target ductility and the ground motion. In general, the number of iterations increases with increasing target ductility and decreasing period.

The SDOF systems considered in this study were characterized by bilinear hysteretic behavior with a postelastic stiffness equal to 3% of the elastic stiffness and a constant damping coefficient corresponding to a damping ratio ξ of 3% based on elastic properties and given by

$$c = 2m\xi\omega_n = 2\xi\sqrt{km} \quad (6)$$

where ω_n = undamped elastic angular frequency on the system. On each iteration, response-time histories were computed by numerical step-by-step integration of (1) using the linear acceleration method with a variable time step to minimize energy violations when changes in stiffness occur in the system.

After computing elastic and inelastic strength demands, strength-reduction factors were computed using (4). An R_u spectrum can be constructed by plotting the strength-reduction factors of a family of SDOF systems undergoing a certain level of inelastic deformation under a given ground motion. An example of this kind of spectrum corresponding to a ground motion recorded near the epicenter of the 1989 Loma Prieta, California, earthquake is shown in Fig. 2.

Mean Strength Reduction Factors

Using the procedure just described, a total of 31,000 strength-reduction factors were computed (corresponding to 50 SDOF systems undergoing five different levels of inelastic deformation when subjected to 124 earthquake ground motions). Results were organized and analyzed statistically according to the period of vibration of the system, the target ductility and the soil condition where the ground motion was recorded.

For ground motions recorded on rock or alluvium sites, the strength-reduction factors were computed for a fixed set of periods between 0.05 s and 3.0 s. Mean strength-reduction factors computed for systems subjected to ground motions recorded on rock are shown in Fig. 3. As shown in this figure, the strength-reduction factors are characterized by the following features: first, the reduction factor increases with increasing target ductility,

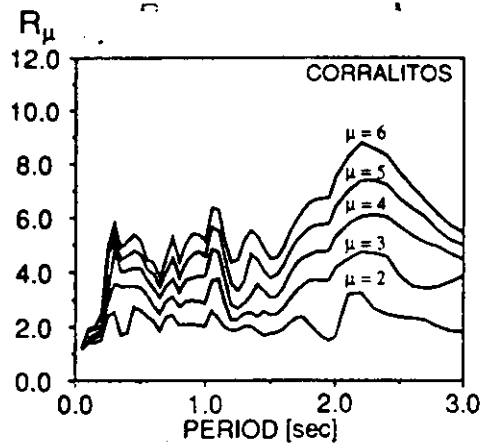


FIG. 2. Strength-Reduction Factors Computed for NS Component of Corralitos Record

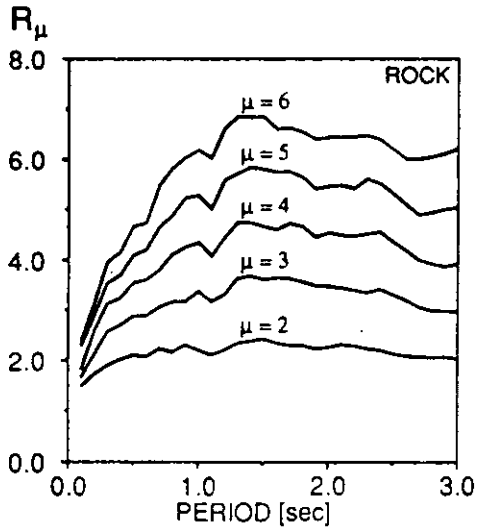


FIG. 3. Mean Strength-Reduction Factors for Systems Subjected to Ground Motions Recorded on Rock

with the rate of increase being period dependent; and second, for a given target ductility, the reduction factors exhibit an important variation with changes in period, particularly in the short-period region. In general, mean reduction factors in the long-period range are approximately constant and equal to the target ductility.

Mean strength-reduction factors computed for systems subjected to ground motions recorded on alluvium are shown in Fig. 4. As illustrated by this figure, strength-reduction factors for structures located on alluvium sites

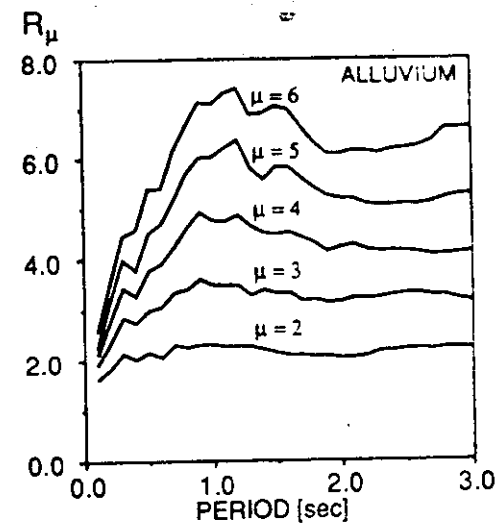


FIG. 4. Mean Strength-Reduction Factors for Systems Subjected to Ground Motions Recorded on Alluvium

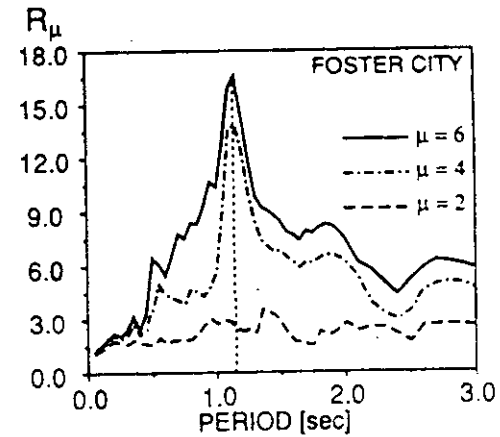


FIG. 5. Strength-Reduction Factors Computed for NS Component of Foster City Record

follow the same general trend of strength-reduction factors for structures on rock sites.

An example of a R_μ spectrum corresponding to a ground motion recorded during the 1989 Loma Prieta earthquake on a soft-soil site in the San Francisco Bay area is shown in Fig. 5. As shown in this figure, strength-reduction factors are very large around a period of 1.14 s. Typically, for very soft soil sites the period at which this peak is observed in the R_μ spectrum coincides with the predominant period of the ground motion (Miranda and Bertero 1991; Miranda 1991; Krawinkler and Rahnema 1992). Thus, the assessment

of inelastic strength demands of structures located on soft-soil sites requires the estimation of the predominant period of the ground motion.

The predominant period of the ground motion T_g is defined by Miranda (1991) as the period at which the maximum input energy of a 5% damped linear elastic system is maximum throughout the whole period range. For a SDOF system, the maximum input energy is given by

$$E_i = \max \left[\int (m\ddot{u}_i) du_k \right] \dots\dots\dots (7)$$

where \ddot{u}_i = total acceleration (ground plus relative acceleration) of the system. An example of the computation of the predominant period of the ground motion using this definition is shown in Fig. 6(a). The ground motion is the same record that was used to compute the R_μ spectrum shown in Fig. 5. It can be seen that the period at which the maximum strength-reduction factor is produced coincides with the period of maximum input energy.

If the linear elastic response spectrum of the ground motion is available, the predominant period of a ground motion recorded on a soft-soil site can also be estimated as the period at which the maximum relative velocity is produced (Miranda 1993). The maximum relative velocity is proportional to the "relative" kinetic energy. Thus, since absolute and relative kinetic energies are very close in the vicinity of the predominant period of the excitation (Uang and Bertero 1990), both procedures to estimate T_g will approximately yield the same result. The use of the second procedure to estimate T_g is exemplified in Fig. 6(b) for the Foster City ground motion. As demonstrated by this figure, both procedures produce approximately the same period.

Since the shape of a R_μ spectrum is strongly dependent on the value of T_g , obtaining the mean of R_μ versus T spectra of ground motion with significantly different predominant periods may result in a poor description of strength-reduction factors due to inelastic behavior for structures on soft-soil sites. Therefore, for ground motions in this soil category, strength-reductions factors were not computed for a fixed set of periods, but for a fixed set of T/T_g ratios.

Mean R_μ versus T/T_g spectra are shown in Fig. 7. As shown in this figure,

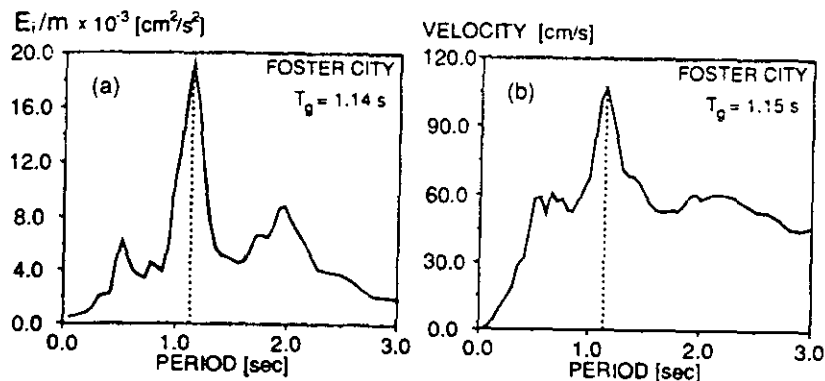


FIG. 6. Estimation of Predominant Period of Ground Motion: (a) Using Maximum Input Energy; and (b) Using Maximum Relative Velocity

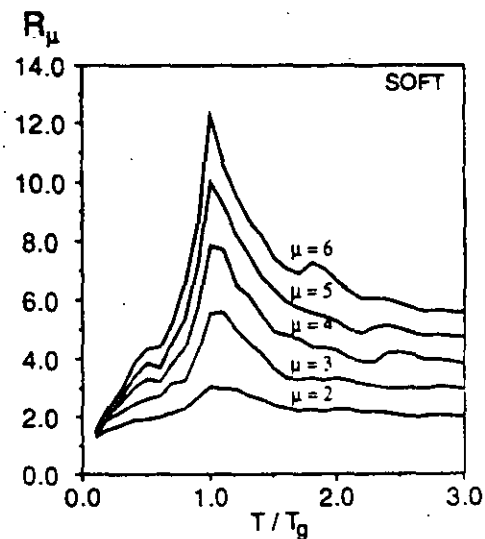


FIG. 7. Mean Strength-Reduction Factors for Systems Subjected to Ground Motions Recorded on Soft Soil

strength-reduction factors for ground motions recorded on soft-soil sites exhibit strong variations with changes in the T/T_g ratio. It can be seen that strength-reduction factors for structures built on soft-soil deposits are characterized by being much larger than the target ductility for periods near the predominant period of the ground motion (i.e., for $T \approx T_g$). For systems with periods shorter than two thirds of the predominant period of the ground motion, the strength-reduction factor due to inelastic behavior is smaller than the target ductility, whereas for systems with periods longer than one-and-a-half times the predominant period, the strength-reduction factor is approximately equal to the target ductility.

Variability of Strength Reduction Factors

The response of a nonlinear system subjected to earthquake ground motions is more sensitive to the characteristics of individual acceleration pulses and their sequence within a recorded acceleration time history than it is the response of a linear system. Therefore, for a given target ductility, the strength-reduction factor can exhibit great variations from one ground motion to another, even if both ground motions are similar (i.e., they have approximately the same intensity, duration, and frequency content). For the design of a structure this means that the lateral strength capacity required to avoid displacement ductility demands larger than a given limit can have important variations from one ground motion to another.

As mentioned before, strength-reduction factors increase with increasing ductility demands. For a given system with period of vibration T and a given target displacement ductility ratio, the strength-reduction factor will typically vary within a certain range when subjected to a family of ground motions. Thus, it is important to study not only the influence of the displacement ductility ratio on mean strength-reduction factors but also on the dispersion of these reduction factors. One way of evaluating the dispersion

of strength-reduction factors is by computing the coefficient of variation (COV), which is defined as the ratio of the standard deviation to the mean.

Coefficients of variation of strength-reduction factors for systems subjected to ground motions recorded on rock and on alluvium are shown in Fig. 8. The coefficient of variation is shown for three displacement ductility ratios. As illustrated by this figure, with the exception of systems with very short periods ($T < 0.2$ s), coefficients of variation of strength-reduction factors exhibit only small variations with changes in the period of vibration. Regardless of the soil condition at the recording station, the dispersion in strength-reduction factors increases with increasing displacement ductility ratio.

Some of the factors that influence the intensity, frequency content, and duration of the ground motion at a given site are: the earthquake magnitude, the distance to the source, and the local site conditions. Thus, it is of great importance to study the influence of these factors on mean strength-reduction factors.

The influence of soil conditions on strength-reductions factors can be seen in Fig. 9 where mean R_{μ} spectra are plotted for systems undergoing displacement ductility demands of three and five when subjected to ground motions recorded on rock, on alluvium, and on soft-soil sites. For soft-soil sites, the mean R_{μ} spectra are plotted assuming a predominant period of the ground motion of 1.5 s. As shown in this figure, strength-reduction factors corresponding to ground motions recorded on alluvium are larger than those corresponding to ground motions recorded on rock for periods smaller than 1.2 s. Thus, in this period range one can design a structure on alluvium with a slightly smaller lateral strength capacity than that required to avoid the same level of inelastic deformation on a similar structure on a rock site. For systems with periods between 1.3 s and 2.4 s, the strength-reduction factors corresponding to ground motions recorded on rock are larger than those corresponding to ground motions recorded on alluvium.

Although difference exists between strength-reduction factors for rock sites and those of alluvium sites, these differences are relatively moderate when compared to the differences that exist between strength-reduction factors for soft-soil sites and strength-reduction factors for either rock or alluvium sites. As shown in the same figure, for systems on soft-soil sites

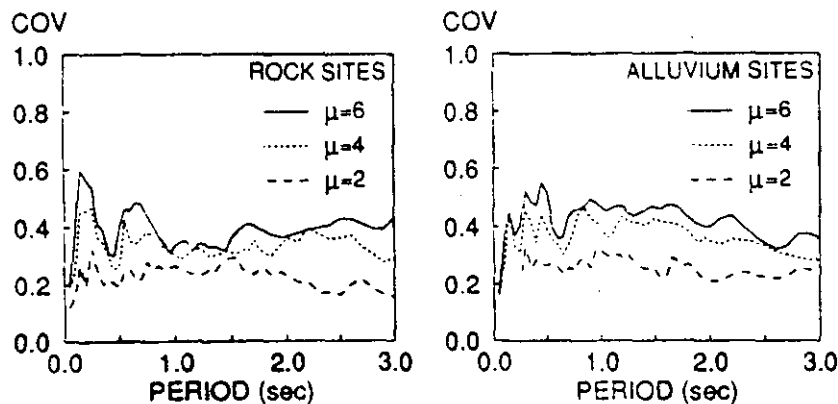


FIG. 8. Influence of Level of Inelastic Deformation on Dispersion of Strength-Reduction Factors

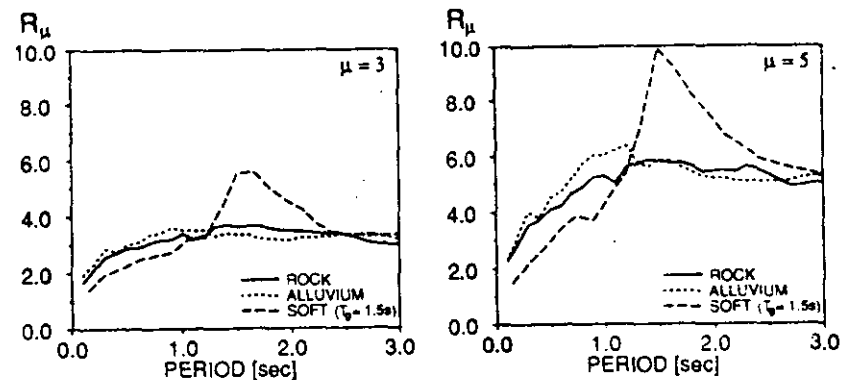


FIG. 9. Influence of Local Site Conditions on Strength-Reduction Factors

with periods between 1.3 s ($T = 0.85T_g$) and 2.3 s ($T = 1.5T_g$), the strength-reduction factor is much larger than those corresponding to systems with the same periods but located on either rock or alluvium sites.

In the short-period range, strength-reduction factors corresponding to systems on soft-soil sites are considerably smaller than those corresponding to systems on rock sites or to those corresponding to systems on alluvium sites. This observation has very important design implications. Mainly, that the use of strength-reduction factors derived from studies of systems subjected to ground motions recorded on rock and alluvium sites can lead to unconservative designs if used in the design of short-period structures located on soft-soil sites. For example, if displacement ductility demands larger than three want to be avoided on a structure with a period of 0.6 s, the use of mean strength-reduction factors derived with the use of ground motions recorded on rock or alluvium sites would result in a lateral strength capacity that is approximately one third of the lateral strength capacity that it is required to maintain the structure elastic (i.e., $R_{\mu} = 3$). However, if this strength-reduction factor is employed in the design of a structure located on soft soil, the mean displacement ductility demand would be approximately five, that is, 65% higher than the target ductility.

The influence of local site conditions on the dispersion of strength-reduction factors is shown in Fig. 10, where coefficients of variation of strength-reduction factors are plotted for systems undergoing displacement ductility ratios of three and five when subjected to ground motion recorded on rock, on alluvium, and on soft-soil sites. Periods of vibration for soft-soil sites correspond to an assumed predominant period of 1.2 s. It can be seen that, for a given displacement ductility ratio, the dispersion on the reduction factor is approximately the same for all three conditions. Thus, even though different soil conditions lead to different strength-reduction factors, their variability remains practically the same.

Earthquake magnitude and epicentral distance have been shown to influence elastic strength demands on SDOF systems (Silva and Green 1989). In the present investigation, the influence of earthquake magnitude on strength-reduction factors was studied by computing, for each soil condition, the mean R_{μ} spectra for ground motions recorded on earthquakes with three levels of magnitude. The influence of earthquake magnitude on mean reduction factors for systems undergoing displacement ductilities of two and

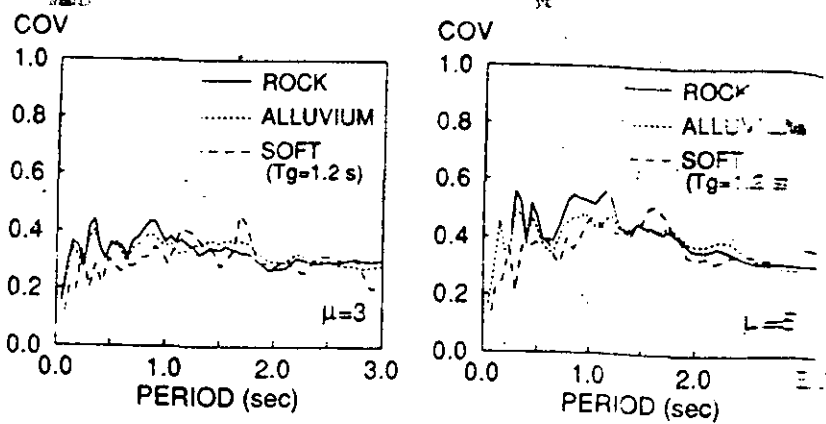


FIG. 10. Influence of Local Site Conditions on Dispersion of Strength-Reduction Factors

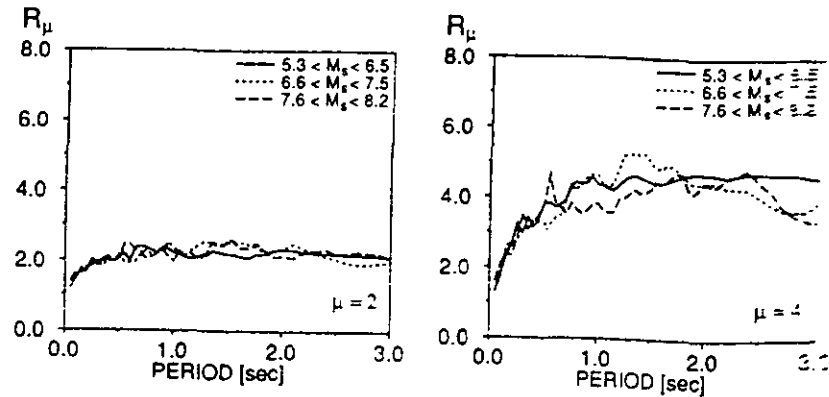


FIG. 11. Influence of Earthquake Magnitude of Strength-Reduction Factors for Systems Subjected to Ground Motions Recorded on Rock

four when subjected to ground motions recorded on rock during earthquakes with magnitude ranging from 5.3 to 8.1 are shown in Fig. 11. It can be seen that regardless of the level of ductility, the influence of magnitude on strength-reduction factors is negligible. Thus, the small effects of magnitude or inelastic strength demands stems primarily from its effects on elastic strength demand.

The influence of epicentral distance D on strength-reduction factors was studied by computing mean R_{μ} spectra for ground motions recorded within three groups of epicentral distances, approximately representing short, intermediate, and long epicentral distances. Mean R_{μ} spectra for systems undergoing displacement ductilities of two and four when subjected to ground motions recorded on rock at different epicentral distances are shown in Fig. 12. It can be seen that mean strength-reduction factors are practically the same for all three groups of epicentral distances. Thus, epicentral distances have a negligible effect on strength-reduction factors. A similar conclusion was reached by Krawinkler and Nassar (1990), who studied the effect of

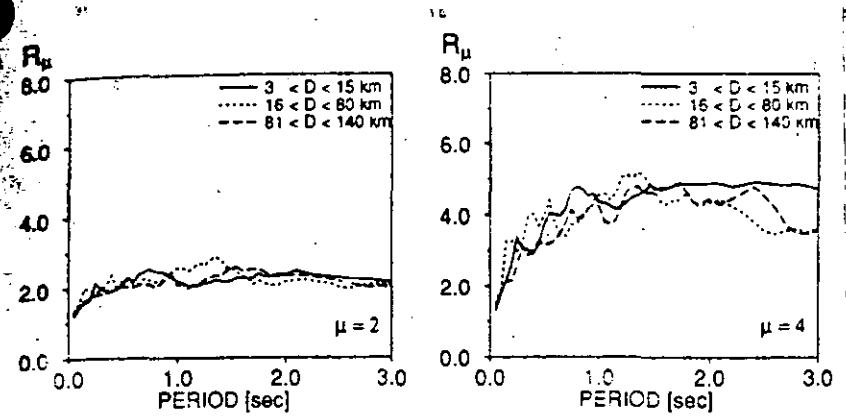


FIG. 12. Influence of Epicentral Distance on Strength-Reduction Factors for Systems Subjected to Ground Motions Recorded on Rock

epicentral distance on strength-reduction factors using 33 ground motions recorded during the 1987 Whittier-Narrows earthquake. In addition to the effect of epicentral distance, Krawinkler and Nassar studied the influence of stiffness degradation on strength-reduction factors. They concluded that stiffness degradation has a negligible effect on strength-reduction factors.

REGRESSION ANALYSES

For practical purposes, a simplified expression is desired to relate the strength-reduction factor due to hysteretic behavior R_{μ} to the displacement ductility ratio μ . Thus, for the design of a structure, the lateral strength capacity required to avoid displacement ductility demands larger than their corresponding capacities can be easily assessed for a given site-dependent SLERS. Similarly, if the lateral strength capacity is known, a simplified expression relating R_{μ} with μ permits a rapid estimation of the displacement ductility demand corresponding to a given site-dependent SLERS.

Some of the factors that influence R_{μ} are: displacement ductility ratio, period of vibration, local soil conditions, magnitude, epicentral distance, hysteretic behavior, and damping. Here only the first three factors, which are the ones that typically have a significant influence on R_{μ} , were considered while conducting regression analyses in order to obtain simplified expressions to compute strength-reduction factors. Therefore, the approximate force reduction factor R_{μ} is given by

$$\hat{R}_{\mu} = f(\mu, T, SC) \quad (8)$$

where SC represents the soil conditions. Regardless of the soil condition, (8) has to satisfy the following conditions:

$$\lim_{T \rightarrow 0} \hat{R}_{\mu} = \lim_{T \rightarrow 0} f(\mu, T, SC) = 1 \quad (9)$$

$$\lim_{T \rightarrow \infty} \hat{R}_{\mu} = \lim_{T \rightarrow \infty} f(\mu, T, SC) = \mu \quad (10)$$

$$\hat{R}_{\mu} = f(\mu, T, SC) = 1, \quad \mu \leq 1 \quad (11)$$

The form of the function described in (8) was chosen to be the following:

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \geq 1 \quad (12)$$

where Φ = function of μ , T , and the soil conditions at the site. Several forms of functions for Φ were considered, and regression analyses were conducted for each soil condition separately in order to fit the function Φ to the data obtained from nonlinear time-history analyses. For rock and alluvium sites the functions Φ that fit best mean strength-reduction factors are given by

$$\Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp \left[-\frac{3}{2} \left(\ln T - \frac{3}{5} \right)^2 \right] \quad (\text{for rock sites}) \quad (13)$$

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp \left[-2 \left(\ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right] \quad (\text{for alluvium sites}) \quad (14)$$

A comparison between mean strength-reduction factors computed for systems subjected to ground motions recorded on rock sites and recorded on alluvium sites with those computed using (12)–(14) is shown in Fig. 13. It can be seen that the use of these simple equations leads to very good approximations of mean reduction factors due to inelastic behavior.

As shown in Fig. 7, mean strength-reduction factors for soft-soil conditions are characterized by important variations with changes in the T/T_g ratio. The assessment of this ratio depends on a good estimation of the fundamental period of vibration of the structure and of the predominant period of the ground motion, both of which are subjected to an important degree of uncertainty. Furthermore, the initial T/T_g ratio could also change during the earthquake as a result of nonstationarities on either the response of the soft-soil deposit or on the response of the structure. Thus, if the computed mean strength-reduction factors (Fig. 7) are directly used in design, even a small error in the estimation of the T/T_g ratio could lead to

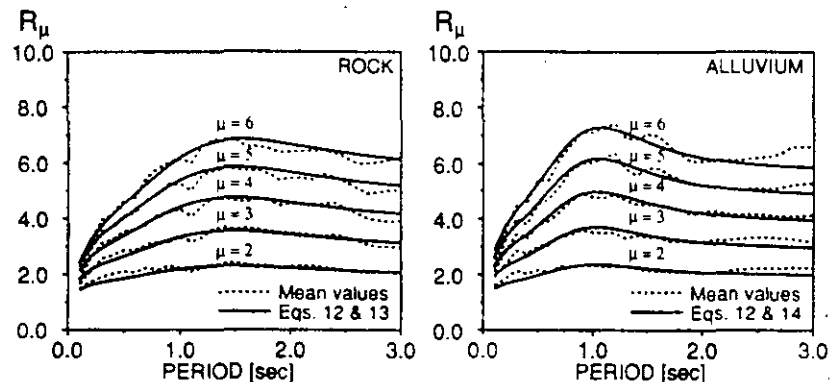


FIG. 13. Comparison of Mean Strength-Reduction Factors of Rock and Alluvium Sites with those Computed Using Eqs. (12)–(14)

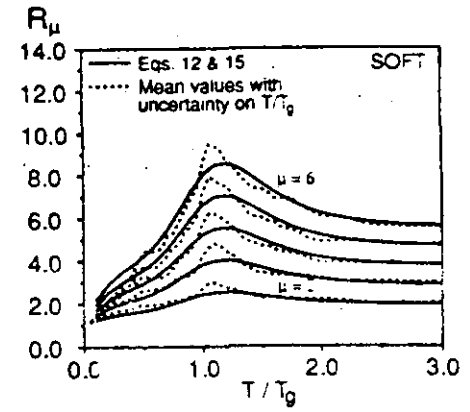


FIG. 14. Mean Strength-Reduction Factors of Soft Soil Sites Considering 10% Error in Estimation of T/T_g Ratio Compared to those Computed Using Eqs. (12) and (15)

significant errors in the estimation of R_{μ} , particularly for systems with fundamental periods of vibration close to the predominant period of the ground motion (i.e., $T/T_g \approx 1$).

Due to the important variations in R_{μ} with changes in the T/T_g ratio, combined with uncertainties in the estimation of the T/T_g ratio, it was decided to modify the computed strength-reduction factor spectra of ground motions recorded on soft-soil sites by considering a $\pm 10\%$ error in the estimation of the T/T_g ratio. For a given displacement ductility ratio and given T/T_g ratio, the modified strength-reduction factor was computed as the minimum strength-reduction factor in the spectral range limited by $0.9T/T_g$ and $1.1T/T_g$. Regression analyses were conducted to obtain a function Φ that, combined with (12), best fits the mean of modified strength-reduction factor spectra. This function Φ is given by

$$\Phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp \left[-3 \left(\ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4} \right)^2 \right] \quad (\text{for soft soil sites}) \quad (15)$$

Strength-reduction factors computed using (12) and (15) and the mean of modified strength-reduction factors of systems subjected to ground motions recorded on soft-soil sites are compared in Fig. 14. As illustrated in this figure, the combined use of (12) and (15) provides, in general, good estimates of strength-reduction factors for structures located on soft-soil sites.

CONCLUSIONS

The primary purpose of this investigation was to assess the reduction in lateral strength demands produced by allowing nonlinear hysteretic behavior to take place in structures in the event of severe earthquake ground motions. For this purpose, a statistical study of strength-reduction factors was conducted. The statistical study comprised strength-reduction factors computed for SDOF systems undergoing different levels of inelastic deformation when subjected to a relatively large number of earthquake ground motions.

corded on different local soil conditions. The following conclusions can be drawn from the results of this study.

The strength reduction factor, which controls displacement ductility demands, is primarily affected by the period of vibration of the system, the maximum tolerable inelastic displacement demand, and the soil conditions at the site.

For a given displacement ductility ratio, regardless of the soil conditions, strength-reduction factors exhibit important variations with changes in period, particularly in the short-period range where the use of a period-independent strength-reduction factor is clearly inadequate.

Periods at which strength-reduction factors become approximately equal to the displacement ductility ratio depend not only on the soil condition at the site but also on the level of inelastic deformation.

For systems on soft-soil sites, the assessment of the strength-reduction factor requires the estimation of the predominant period of the ground motion.

Strength-reduction factors of systems on alluvium sites are moderately different to those of systems on rock sites, whereas strength-reduction factors of systems on soft-soil sites are significantly different to those of systems on rock sites and to those of systems on alluvium.

Strength-reduction factors of systems on soft-soil sites with periods of vibration near the predominant period of the ground motion are typically much larger than the displacement ductility ratio.

For systems on soft-soil sites with periods smaller than two thirds of the predominant period, the strength-reduction factor is significantly smaller than that corresponding to systems with the same period on either rock or alluvium sites. Thus, the use of strength-reduction factors derived from studies of systems subjected to ground motions recorded on rock and alluvium sites can lead to unconservative designs if used in the design of short-period structures located on soft-soil sites.

The proposed expressions to compute site-dependent strength-reduction factors are relatively simple and provide a good estimation of mean strength-reduction factors derived from the statistical study presented herein.

ACKNOWLEDGMENTS

Part of the study presented in this paper was conducted while the writer was a graduate student at the University of California at Berkeley working under the supervision of Vitelmo V. Bertero, whose guidance is greatly appreciated.

APPENDIX I. REFERENCES

- Bertero, V. V., Anderson, J. C., Krawinkler, H., and Miranda, E. (1991). "Design guidelines for ductility and drift limits." *Report no. EERC/UCB-91/15*, Earthquake Engrg. Res. Ctr., Univ. of California at Berkeley, Berkeley, Calif.
- Elghadamsi, F. E., and Mohraz, B. (1987). "Inelastic earthquake spectra." *Earthquake Engrg. and Struct. Dynamics*, 15(2), 91-104.
- Krawinkler, H., and Nassar, A. (1990). "Strength and ductility demands for SDOF and MDOF systems subjected to Whittier Narrows earthquake ground motions." *CSMIP-1990*, California Dept. of Conservation, Sacramento, Calif.
- Krawinkler, H., and Rahnama, M. (1992). "Effects of soft soils on design spectra." *Proc., 10th World Conf. on Earthquake Engrg.*, Int. Assoc. for Earthquake Engrg., Madrid, Spain, 10, 5841-5846.
- Miranda, E., and Bertero, V. V. (1991). "Evaluation of structural response factors

- using ground motions recorded during the Loma Prieta earthquake." *CSMIP-1991*, California Dept. of Conservation, Sacramento, Calif.
- Miranda, E. (1991). "Seismic evaluation and upgrading of existing buildings." Ph.D. thesis, University of California at Berkeley, Berkeley, Calif.
- Miranda, E. (1993). "Evaluation of site-dependent inelastic seismic design spectra." *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 119(5), 1319-1338.
- Nassar, A., and Krawinkler, H. (1991). "Seismic demands for SDOF and MDOF systems." *Report no. 95*, The John A. Blume Earthquake Engrg. Ctr., Stanford Univ., Stanford, Calif.
- Newmark, N. M., and Hall, W. J. (1973). "Procedures and criteria for earthquake resistant design." *Build. Res. Series No. 46*, Nat. Bureau of Standards, U.S. Dept. of Commerce, Washington, D.C., 209-236.
- Osteraas, J. D., and Krawinkler, H. (1990). "Strength and ductility considerations in seismic design." *Report no. 90*, The John A. Blume Earthquake Engrg. Ctr., Stanford Univ., Stanford, Calif.
- Peng, M.-H., Elghadamsi, F. E., and Mohraz, B. (1988). "A stochastic procedure for nonlinear response spectra." *Proc., 9th World Conf. on Earthquake Engrg.*, Int. Assoc. for Earthquake Engrg., Tsukuba, Japan, V, 1069-1074.
- Riddell, R., and Newmark, N. M. (1979). "Statistical analysis of the response of nonlinear systems subjected to earthquakes." *Structural Research Series No. 468*, Dept. of Civ. Engrg., Univ. of Illinois, Urbana, Ill.
- Riddell, R., Hidalgo, P., and Cruz, E. (1989). "Response modification factors for earthquake resistant design of short period structures." *Earthquake Spectra*, 5(3), 571-590.
- Silva, W. J., and Green, R. K. (1989). "Magnitude and distance scaling of response spectral shapes for rock sites with applications to North American tectonic environment." *Earthquake Spectra*, 5(3), 591-603.
- Uniform building code*. (1988). Int. Conf. of Build. Officials, Whittier, Calif.

APPENDIX II. NOTATION

The following symbols are used in this paper:

- C_s = seismic coefficient;
 c = damping coefficient;
 D = epicentral distance;
 E_i = maximum input energy;
 F = restoring force;
 F_y = yield resistance;
 k = initial stiffness;
 m = mass;
 R_w = strength-reduction factor;
 \bar{R}_w = approximate strength-reduction factor;
 T = period of vibration;
 T_p = predominant period of ground motion;
 u = relative displacement;
 \ddot{u}_g = ground acceleration;
 u_y = yield displacement;
 μ = displacement ductility ratio;
 ξ = damping ratio;
 Φ = function necessary to compute approximate strength-reduction factors; and
 ω_r = undamped elastic angular frequency.

EVALUATION OF SITE-DEPENDENT INELASTIC SEISMIC DESIGN SPECTRA

By Eduardo Miranda¹

ABSTRACT: The effect of site conditions on the response of single-degree-of-freedom inelastic systems is investigated. The study is based on 124 earthquake ground motions recorded on rock, alluvium, and soft soil sites. Special emphasis is given to the effects of the level of inelastic deformation on strength and displacement demands. For each soil group, inelastic strength demand spectra corresponding to mean and mean-plus-one standard deviation ordinates are presented. The use of elastic analysis to estimate inelastic displacements is evaluated through mean values of the ratio of maximum inelastic to maximum elastic displacements. Spectra are presented for different levels of inelastic deformation and for different soil conditions. Results indicate that inelastic demands are strongly dependent on site conditions, period of vibration, and level of inelastic deformation. Results are compared with design forces specified by current seismic codes. It is shown that design force and displacement demands that are based on inelastic response spectra together with estimates of the overstrength of a structure can lead to a more rational and transparent approach than that of current U.S. design codes.

INTRODUCTION

Since the concept of the response spectrum was introduced into earthquake engineering by Benioff (1934) and Biot (1941), this technique has been widely used to estimate force and deformation demands of structures imposed by earthquake ground motions. Today, response spectra form the basis of seismic design forces in most seismic codes (*Earthquake resistant* 1988).

Linear elastic response spectra (LERS) provide a reliable tool to estimate the level of forces and deformations developed in structures responding elastically during earthquakes (Der Kiureghian 1980). There have been many statistical studies that, by considering a certain number of recorded or artificially generated ground motions, have investigated the characteristics of LERS including the influence of earthquake magnitude, epicentral distance, frequency content, damping ratio, and local site conditions.

As a result of currently used seismic design philosophy for building structures that accept structural damage in the event of severe earthquake ground motions, design lateral forces are lower, and in some cases much lower, than those required to maintain the structure in the elastic range. Thus, buildings designed according to this philosophy are likely to experience significant inelastic excursions whose corresponding forces and deformations cannot be predicted with the use of linear elastic models. The number of statistical studies of response spectra that have considered inelastic structural behavior is much smaller than those on LERS and, in general, have only

¹Res. Engr., Dept. of Civ. Engrg., Swiss Fed. Inst. of Tech., CH-1015, Lausanne, Switzerland; formerly, Res. Engr., Dept. of Civ. Engrg., Univ. of California at Berkeley.

Note. Discussion open until October 1, 1993. To extend the closing date one month, a written request must be filed with the ASCE Manager of Journals. The manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on May 6, 1992. This paper is part of the *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 5, May, 1993. ©ASCE, ISSN 0733-9445/93/0005-1319/\$1.00 + \$.15 per page. Paper No. 3957.

consider a small number of earthquake ground motions and have not taken into account the effect of soil conditions.

Recent studies on the response of instrumented structures during recent earthquakes, as well as on experimental research on the response of scaled-down models of buildings, have concluded that there is a need for improved smoothed inelastic design response spectra (SIDRS) (Bertero 1986; Bertero et al. 1991). The objectives of this paper are first to present a summary of previous statistical studies on LERS and on inelastic response spectra (IRS), and second to present the results of an investigation whose aim was at improving the estimation of seismic demands on inelastic systems. This investigation consisted of a comprehensive statistical study of inelastic strength and deformation demands on single-degree-of-freedom (SDOF) systems when subjected to more than 120 ground motions recorded in various earthquakes. Special emphasis is given to the effects of soil conditions on inelastic demands of structures.

REVIEW OF PREVIOUS STUDIES

Several studies have been conducted over the years with the purpose of improving the knowledge of design response spectra. In general, these studies have been improved in time as a result of a rapid increase in the number of recorded earthquake ground motions. Here, a brief summary of most relevant statistical studies on response spectra is presented.

Studies of LERS

The first attempt to study the characteristics of an ensemble of LERS of recorded ground motions was made by Housner (1959), who computed the average LERS of eight ground motions recorded during four earthquakes. Newmark and Hall (1969) proposed a design response spectrum to be used in design of nuclear power facilities. The method consisted of constructing a trapezoidal spectrum based on acceleration-, velocity-, and displacement-controlled regions defined as the product of the corresponding maximum ground-motion parameters and amplification factors. The shape and level of intensity of the proposed spectrum was primarily based on the LERS of ground motions recorded during the 1940 El Centro earthquake.

Because of increased interest in seismic design criteria for nuclear power facilities, several statistical studies on LERS were carried out. Blume et al. (1972) studied LERS of 33 horizontal ground motions. The vertical component of motion was first considered by Mohraz et al. (1972), who studied the response of linear elastic SDOF systems subjected to 14 vertical motions and 28 horizontal motions. By combining the two previous studies Newmark et al. (1974) proposed the response spectrum of the U.S. Atomic Energy Commission (AEC). An improved version of the AEC spectrum was proposed by Hall et al. (1976), who considered LERS of vertical and horizontal ground motions recorded at 55 stations during different earthquakes. Although some differences were noticed between LERS of ground motions recorded on rock and those of motions recorded on alluvium, it was considered that no valid statistical inferences could be drawn from the data, and all LERS were averaged into one spectrum, regardless of site conditions.

The first statistical study to explicitly consider the effect of soil conditions in LERS was conducted by Hayashi et al. (1971). In their study, they averaged the LERS of 61 accelerograms recorded in 38 Japanese earthquakes. Many motions used in the study have maximum ground accelera-

tions of less than 0.05 g. They concluded that linear spectral shapes are site dependent.

After the 1971 San Fernando earthquake, Seed et al. (1975) presented the results of a comprehensive study on the influence of local site conditions on LERS. The investigation was based on 104 horizontal ground motions recorded on different soil conditions classified into four groups. Approximately 40% of the ground motions in the study were recorded during the San Fernando earthquake. They concluded that there are clear differences in linear spectral shapes for different soil and geological conditions, and recommended the consideration of these effects in selecting earthquake-resistant design criteria. Similar results and conclusions were presented by Mohraz (1976), who studied horizontal ground motions as well as the vertical component of 54 earthquake records whose majority (60%) was again recorded during the San Fernando earthquake.

In addition to the study of the effects of local soil conditions, Katayama et al. (1978) studied the effects of magnitude and epicentral distances on LERS by considering 277 horizontal ground motions recorded in 67 Japanese earthquakes. The results of this study formed the basis of the 1977 Japanese earthquake design criteria. The same effects on LERS were recently studied by Trifunac and Lee (1989) for ground motions recorded in the western United States.

A comprehensive study on probabilistic site-dependent LERS was carried out by Kiremidjian and Shah (1980), who, by considering the probability of occurrence of peak ground accelerations and dynamic amplification factors, presented LERS for three types of soil conditions for different confidence levels (probability of nonexceedence). The study was based on 209 ground motions recorded in the western United States. They noted that one disadvantage of their data (a disadvantage that also applies to some studies mentioned previously) is that 50% of the records are from the 1971 San Fernando earthquake. This introduces a bias to geologic conditions encountered in the San Fernando-Los Angeles area, as well as to spectral characteristics imposed by the duration and source mechanism of this event.

Studies on IRS

Response spectra of inelastic systems were first studied by Veletsos (1969) who presented IRS to pulse-type excitations and two recorded ground motions. Murakami and Penzien (1975) computed probabilistic nonlinear response spectra for SDOF systems with four types of hysteretic behavior. This study was based on constant strength nonlinear spectra of 100 artificially generated earthquakes classified into five groups, depending on intensity and duration.

Using 20 artificial ground motions whose LERS was compatible with the Newmark-Hall elastic design spectrum, Lai and Biggs (1978) proposed rules to construct SIDRS. The effects of damping and hysteretic behavior on IRS were studied by Riddell and Newmark (1979), who computed constant ductility IRS of 10 recorded earthquake ground motions. In their study, an improved set of reduction factors to account for inelastic behavior was proposed.

The influence of soil conditions on reduction factors was first studied by Elghadamsi and Mohraz (1983), who computed constant yield displacement IRS of SDOF systems with an elastic-perfectly plastic hysteretic behavior. Their study is based on the same set of records previously used by Mohraz (1976), which does not include very soft soil sites, and contains a dispro-

portionate number of records from the San Fernando earthquake. This study proposed the construction of constant ductility IRS by interpolating from constant yield displacement IRS.

More recently, Riddell, et al. (1989) presented average IRS of four sets of earthquake records. Most of the ground motions included in this study were recorded in South America. Emphasis is given to reduction factors to construct SIDRS from LERS; however, no information is given on the dispersion of the recommended reduction factors. Krawinkler and Nassar (1990) studied average IRS of bilinear and stiffness degrading SDOF systems subjected to 33 horizontal ground motions recorded during the 1987 Whittier Narrows earthquake. They concluded that reduction factors are independent of epicentral distance and are only slightly modified by the type of hysteretic model. None of the two latter studies explicitly considered the influence of local soil conditions on IRS.

EARTHQUAKE RECORDS CONSIDERED

In the last six years, an extensive number of earthquake ground motions have been recorded in different parts of the world. These ground motions have more than doubled the number of records previously collected. For example, the 1987 Whittier-Narrows earthquake alone produced more records than the total number of records obtained in the western United States between 1933 and 1984 (Trifunac 1988). For this study, 124 records were selected, with emphasis on those recorded in California and on those recorded during the last six years. Contrary to many previous studies, in this investigation, an effort was made to select "free-field" records.

To study the effects of site conditions it is necessary to classify the recording stations into groups with similar geological conditions. Although detailed site description such as the variation of shear wave velocities with changes in depth, exist for some recording stations, this information is not available for many other stations. For many stations even the approximate depth of soil deposits is unavailable. For this reason it was decided to base the site classification on a simple criterion (based on information available for all stations) and as close as possible to the one adopted by current codes of practice. Thus, the recording stations were divided into three categories: those located on rock, those located on alluvium deposits, and those located on very soft soils. Records included in the latter category could be considered representative of the soil type S_4 according to the soil classification of the *Uniform Building Code* (1988). Complete listings of the ground motions selected in this study are presented in Tables 1-3.

METHOD OF ANALYSIS

The response of a damped SDOF oscillator when subjected to earthquake ground motions is given by

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + R(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

where m , c , and $R(t)$ = the mass, damping coefficient, and restoring force of the system, respectively; $u(t)$ = the relative displacement; $u_g(t)$ = the ground displacement; and the overdot represents its derivative with respect to time.

In Appendix I it is shown that (1) can be normalized as follows:

TABLE 1. Selected Ground Motions Recorded at Rock Sites

Station name (1)	Geology (2)	Earthquake date (3)	Magnitude (4)	Epicentral distance (km) (5)	Component (6)	PGA (g) (7)
San Francisco—Golden Gate Park	siliceous sandstone	San Francisco, March 22, 1957	5.3(M_L)	11	N10E, S80E	0.08, 0.11
Parkfield—Cholame Shandon No. 2	rock	Parkfield, June 27, 1966	5.6(M_L)	7	N65E, —	0.48, —
Castaic—Old Ridge Road	sandstone	San Fernando, February 9, 1971	6.5(M_L)	29	N21E, N69W	0.32, 0.27
Llolleo	sandstone and volcanic rock	Central Chile, March 3, 1985	7.8(M_S)	45	N10E, S80E	0.67, 0.43
Valparaiso	volcanic rock	Central Chile, March 3, 1985	7.8(M_S)	84	N70E, S20E	0.18, 0.16
La Union	metavolcanic rock	Michoacán, Sept. 19, 1985	8.1(M_S)	84	N00E, N90E	0.17, 0.15
La Villita	gabbro rock	Michoacán, Sept. 19, 1985	8.1(M_S)	44	N00E, N90E	0.13, 0.12
Zihuatanejo	tunalite rock	Michoacán, Sept. 19, 1985	8.1(M_S)	135	N90W, S00E	0.10, 0.16
National Geographic Institute	balsamo formation	San Salvador, October 10, 1986	5.4(M_S)	5.7	270, 180	0.53, 0.39
Institute of Urban Construction	fluviate pumice rock	San Salvador, October 10, 1986	5.4(M_S)	5.3	90, 180	0.38, 0.67
Geotechnical Research Center	fluviate pumice rock	San Salvador, October 10, 1986	5.4(M_S)	4.3	180, 90	0.42, 0.68
Mt. Wilson—Caltech Seismic Station	quartz diorite	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M_L)	19	90, 360	0.19, 0.13
Corralitos—Eureka Canyon Road	landslide deposits	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M_S)	7	90, 360	0.47, 0.62
Santa Cruz—University of California at Santa Cruz	limestone	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M_S)	16	90, 360	0.41, 0.43
San Francisco—Cliff House	Franciscan sandstone	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M_S)	99	90, 0	0.11, 0.07
San Francisco—Pacific Heights	Franciscan sandstone	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M_S)	97	360, 270	0.05, 0.06
San Francisco—Presidio	serpentine	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M_S)	98	90, 0	0.20, 0.10
San Francisco—Rincon Hill	Franciscan sandstone	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M_S)	95	90, 360	0.09, 0.08
Yerba Buena Island	Franciscan sandstone	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M_S)	95	90, 360	0.06, 0.03

$$\ddot{u}(t) + 2\omega\xi\dot{u}(t) + \omega^2 \frac{R(t)}{R_y} = -\frac{\omega^2}{\eta} \frac{\ddot{u}_g(t)}{\max|\ddot{u}_g|} \quad (2)$$

where μ = the displacement ductility ratio, defined as the maximum ab-

TABLE 2. Selected Ground Motions Recorded at Alluvium Sites

Station name (1)	Geology (2)	Earthquake date (3)	Magnitude (4)	Epicentral distance (km) (5)	Component (6)	PGA (g) (7)
El Centro—Irrigation District	alluvium	Imperial Valley, May 18, 1940	6.3(M _L)	8	S90W, S00E	0.21, 0.34
Taft—Lincoln School Tunnel	alluvium	Kern County, July 21, 1952	7.7(M _S)	56	N21E, S69E	0.15, 0.17
Figueroa—445 Figueroa St	alluvium	San Fernando, February 9, 1971	6.5(M _L)	41	N52E, S38W	0.15, 0.12
Hollywood—Free Field	alluvium	San Fernando, February 9, 1971	6.5(M _L)	35	N90E, S00W	0.21, 0.17
Ave. of the Stars—1901 Ave. of the Stars	silt and sand layers	San Fernando, February 9, 1971	6.5(M _L)	38	N46W, S44W	0.14, 0.15
Sendai City—Kokutetsu Bldg.	alluvium	Miyagi-Ken-Oki, June 12, 1976	7.4(M _S)	110	N90W, N00E	0.44, 0.24
Meloland—Interstate 8 Overpass	alluvium	Imperial Valley, October 15, 1979	6.6(M _L)	21	360, 270	0.31, 0.30
Bonds Corner—Highways 98 and 115	alluvium	Imperial Valley, October 15, 1979	6.6(M _L)	3	S40E, S50W	0.58, 0.77
James Road—El Centro Array #5	alluvium	Imperial Valley, October 15, 1979	6.6(M _L)	22	S40E, S50W	0.52, 0.37
Imperial V. College—El Centro Array #7	alluvium	Imperial Valley, October 15, 1979	6.6(M _L)	21	S40E, S50W	0.33, 0.45
El Almedral	compacted fill	Central Chile, March 3, 1985	7.8(M _S)	84	N50E, S40E	0.29, 0.16
Vina del Mar	alluvial sand	Central Chile, March 3, 1985	7.8(M _S)	88	N70W, S20W	0.23, 0.36
Zacatula	alluvium	Michoacán, Sept. 19, 1985	8.1(M _S)	49	S00E, N90W	0.26, 0.18
Alhambra—Freemont School	alluvium	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	7	270, 180	0.40, 0.30
Altadena—Eaton Canyon Park	alluvium	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	13	90, 360	0.16, 0.31
Burbank—California Federal Savings Building	alluvium	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	26	130, 40	0.22, 0.17
Downey—County Maintenance Building	deep alluvium	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	17	270, 180	0.16, 0.20
Inglewood—Union Oil Yard	terrace deposits	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	25	90, 360	0.23, 0.27
Los Angeles—116th St. School	terrace deposits	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	22	360, 270	0.40, 0.29
Los Angeles—Baldwin Hills	alluvium over shale	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	27	90, 360	0.17, 0.15

TABLE 2. (Continued)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Los Angeles—Hollywood Storage FF	alluvium	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	25	90, 360	0.12, 0.21
Los Angeles—Obregon Park	alluvium	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	10	360, 270	0.44, 0.45
Long Beach—Rancho Los Cerritos	alluvium	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	27	90, 360	0.25, 0.15
San Marino—Southwestern Academy	alluvium	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	8	360, 270	0.20, 0.15
Tarzana—Cedar Hill Nursery	alluvium	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	44	90, 360	0.63, 0.46
Whittier—7215 Bright Tower	alluvium	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	10	90, 360	0.63, 0.43
Alba—900 S. Fremont	alluvium	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	8	90, 360	0.29, 0.25
Capitola—Fire Station	alluvium	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M _S)	9	90, 360	0.39, 0.46
Hollister—South and Pine	alluvium	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M _S)	48	90, 360	0.17, 0.36
Oakland—Two story office building	alluvium	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M _S)	92	290, 200	0.24, 0.19
Stanford—Parking Garage	alluvium	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M _S)	51	360, 90	0.26, 0.22

solute value of the relative displacement divided by the yield displacement; R_y = the system's yield resistance; and ω , ξ , and η = the natural circular frequency, the damping ratio, and the nondimensional strength of the system, respectively. The latter three quantities are defined as

$$\omega = \left(\frac{k}{m} \right)^{1/2} \dots \dots \dots (3)$$

$$\xi = \frac{c}{2m\omega} \dots \dots \dots (4)$$

$$\eta = \frac{R_y}{m \max|\ddot{\mu}_g|} \dots \dots \dots (5)$$

where k = the initial stiffness of the system.
 A constant displacement ductility IRS is a plot of the yield strength of an SDOF system (with period T) required to limit the displacement to specified displacement ductility ratios, μ_y . This type of spectra is also referred to as strength demand spectra (Krawinkler and Nassar 1990). In this study, constant displacement ductility IRS were computed by iteration on the system's nondimensional strength η until the ductility computed with (2) was, within a certain tolerance, the same as the specified ductility (i.e.,

TABLE 3. Selected Ground Motions Recorded at Soft Sites

Station name (1)	Geology (2)	Earthquake date (3)	Magnitude (4)	Epicentral distance (km) (5)	Component (6)	PGA (g) (7)
Bucharest—Building Research Institute	soft	Romania, March 4, 1977	7.1(M_s)	174	EW, SN	0.17, 0.20
SCT—Secretaría de Comunicaciones Transportes	soft clay	Michoacán, Sept. 19, 1985	8.1(M_s)	385	N90W, S00E	0.17, 0.10
Central de Abastos—Frigorífico	soft clay	Michoacán, Sept. 19, 1985	8.1(M_s)	389	99.53, 77.52	0.10, 0.08
Central de Abastos—Oficina	soft clay	Michoacán, Sept. 19, 1985	8.1(M_s)	389	76.56, 67.95	0.08, 0.07
Colonia Roma	soft clay	Acapulco, April 25, 1989	6.9(M_s)	320	N90W, S00E	0.06, 0.05
Emeryville—Free Field South	bay mud	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M_s)	97	350, 260	0.21, 0.26
Emeryville—Free Field North	bay mud	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M_s)	97	350, 260	0.20, 0.22
Oakland—Outer Harbor Wharf	bay mud	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M_s)	95	305, 125	0.27, 0.29
Treasure Island—Naval Base	fill	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M_s)	98	90, 360	0.16, 0.10
San Francisco—International Airport	bay mud	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M_s)	79	90, 360	0.33, 0.23
San Francisco—18-story commercial building	fill over bay mud	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M_s)	95	980, 350	0.13, 0.16
Foster City—Redwood Shores	bay mud	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M_s)	63	90, 0	0.28, 0.26

target ductility). The tolerance was chosen such that η was considered satisfactory if the computed ductility was within 1% of the target ductility.

The following values of target ductilities were selected for this investigation: 1 (elastic behavior), 2, 3, 4, 5, and 6. For each earthquake record and each target ductility the IRS were computed for a set of 50 periods. Due to the large number of records, ductilities, and periods of vibration combined with the computational effort involved in calculating constant displacement ductility IRS through iteration, this study was limited to SDOF systems that have a bilinear hysteretic behavior with a postelastic stiffness equal to 3% of the elastic stiffness and with a damping ratio of 5%.

It has been observed that the shape of both elastic and inelastic spectra varies greatly with changes of the predominant period of the ground motion (Miranda and Bertero 1991). For design purposes, what is important is to characterize the seismic demands on structures built on soft soils with fundamental periods that are shorter, longer, or near the predominant period. Thus, for ground motions recorded on very soft soil, the IRS were not computed for a fixed set of periods T but for a fixed set of $50 T/T_q$ ratios, where T_q is the predominant period of the ground motion, which in this

investigation is approximated by the period corresponding to the linear and 5% damped SDOF system that experiences the maximum velocity. An example on the estimation of T_q for a soft soil site in the San Francisco Bay area is shown in Fig. 1.

Strength demand spectra were normalized by peak ground acceleration $\max |\ddot{u}_e|$ (PGA) and by effective peak ground acceleration (EPA) as defined in the seismic provisions recommended by the Applied Technology Council (Tentative 1978)

$$EPA = \frac{\bar{S}_a}{2.5} \dots \dots \dots (6)$$

where \bar{S}_a = the average spectral acceleration of 5% damped SDOF systems with periods between 0.1 and 0.5 s.

It has been suggested that constant displacement ductility IRS can be computed by interpolation from constant strength IRS or constant yield displacement IRS (Elghadamsi et al. 1987; Mahin et al. 1983). While such procedure is conceptually correct and can produce significant computational savings, it has been shown (Miranda 1991) that it can lead to significant errors in the required lateral strength of a given system in order to avoid a certain ductility demand. The magnitude of the error will depend, among other factors, on: the interpolation method (linear or nonlinear), the spacing between interpolation points, the period of the structure, the target ductility, and the ground motion. In particular, an interpolation procedure to compute constant ductility IRS may produce significant errors when ductility demands do not increase monotonically as the yield strength of the structure decreases. In this case there is more than one strength corresponding to a given target ductility. An example of this phenomenon is illustrated in Fig. 2. It shows that there are three different normalized strengths η that produce a displacement ductility equal to 3. For seismic design only the root with the largest strength is of interest. This strength corresponds to the minimum

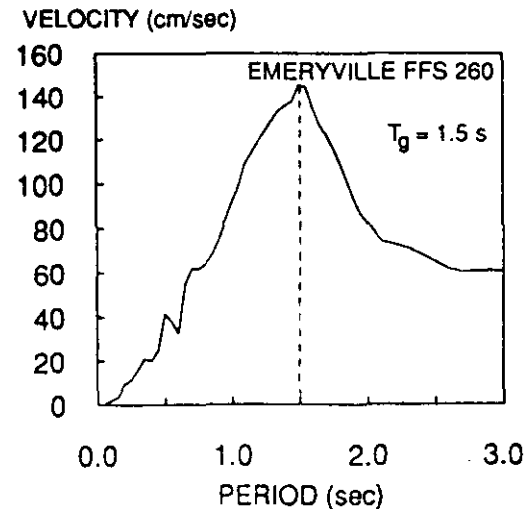


FIG. 1. Estimation of Predominant Period of Ground Motion Recorded in San Francisco Bay Area

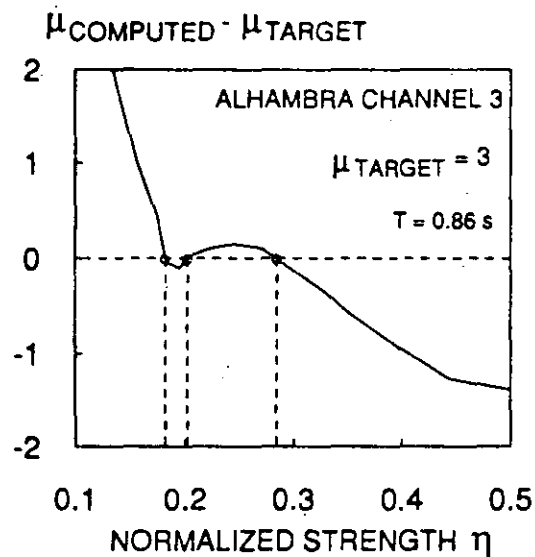


FIG. 2. Example of Multiple Yielding Strengths that Produce Same Ductility Demand

strength required by the structure (i.e., strength that needs to be supplied) in order to limit the ductility demand to the target ductility.

PRESENTATION OF RESULTS

Inelastic Strength Demands

For each soil category and each period (for each T/T_g ratio in the case of soft soils) normalized strength demands were averaged. The resulting mean strength demand spectra are shown in Fig. 3. The spectra are plotted for displacement ductility ratios of 1-6 (from top to bottom). It can be seen that the largest dynamic amplification factor (DAF) occurs for soft soil sites for periods that are close to the predominant period of the site. For the records considered in this study, the average DAF is more than 22% larger than that observed for rock and alluvium sites. This observation agrees well with DAF computed from ground motions recorded in the 1985 Mexican earthquake and the 1989 Loma Prieta earthquake where ground motions from firm sites and soft soil sites were obtained from relatively close stations (Bertero 1986; Bertero et al. 1991). However, some previous studies on LERS (Seed et al. 1974; Kiremidjian et al. 1980) presented larger DAFs for rock and alluvium sites than that of soft soil sites. There are two possible explanations for this difference: (1) Soft soils included in this study are softer than those included in previous investigations; and (2) in previous investigations average spectra were presented as a function of T and not as a function of T/T_g as is done in this study.

Independent of the normalizing parameter or the type of soil for ductility demands larger than 5, strength demands decrease monotonically with increasing period. It can also be observed that regardless of soil conditions and of the level of ductility, normalized strength demands are larger when the normalizing parameter is EPA than they are when PGA is used. This

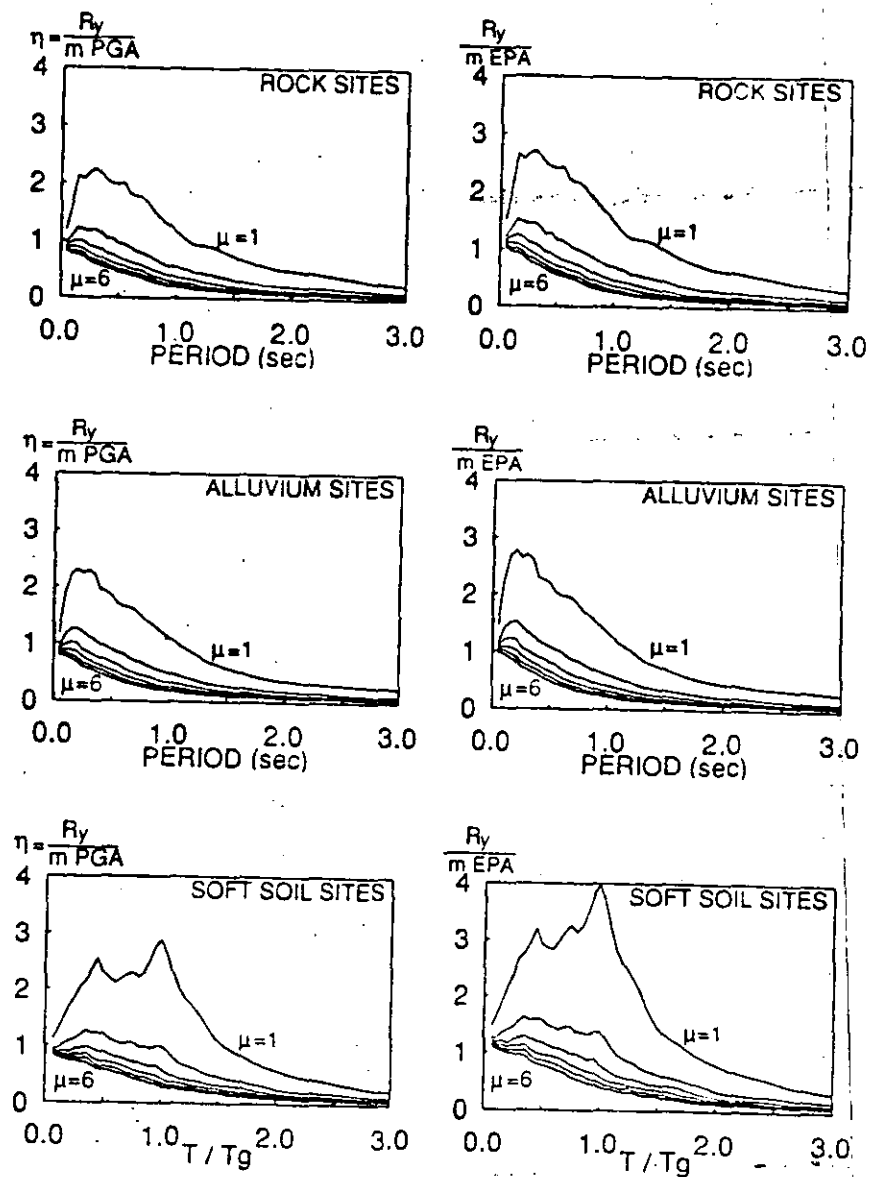


FIG. 3. Mean Normalized Strength Demand Spectra (μ from 1 to 6, Top to Bottom Line)

is a result of PGA being usually larger than EPA for a given ground motion. In the case of soft soil sites, the EPA, whose definition was based on ground motions recorded on firm sites, is considerably smaller than the PGA. It is recommended that the constant appearing in the denominator of (6) be modified according to the soil conditions at the recording station.

As shown in Fig. 3, the shape of elastic spectra differ significantly from

that of inelastic spectra. The larger the ductility demand, the larger this difference is. Site conditions significantly affect both elastic and inelastic strength demands. However, the effects are different for elastic systems from those on inelastic systems. This can be seen more clearly in Fig. 4, which compares the effects of site conditions on elastic strength demand and on inelastic strength demand. It clearly shows that factors that relate linear to inelastic spectra (i.e., force reduction factors) are site dependent.

While mean strength demand spectra provide information on the most probable demands on a structure, it is important to consider the dispersion of these demands. One way of measuring the dispersion is by computing the coefficient of variation (COV), which is defined as the ratio of the standard deviation to the mean. Fig. 5 presents COVs of strength demands normalized using PGA for ground motions recorded on rock. It shows that COVs are nearly the same for different levels of ductility, which means that

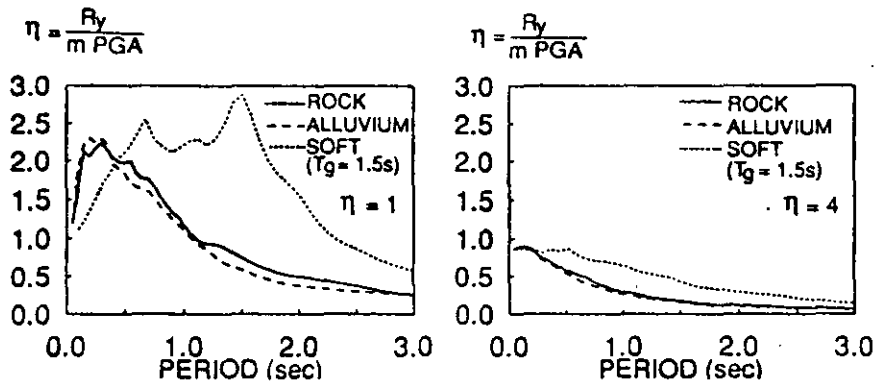


FIG. 4. Effects of Site conditions on Elastic Response Spectra and on Inelastic Response Spectra

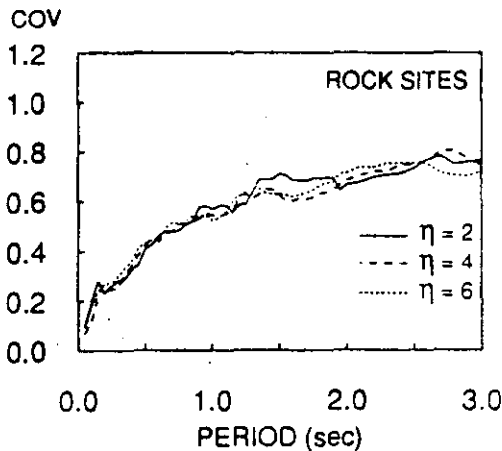


FIG. 5. COV of Strength Demands Normalized by PGA for Ground Motions Recorded on Rock Sites

the dispersion on inelastic strength demand does not increase with increasing ductility demands.

As noted in previous investigations (Nau and Hall 1982), the use of acceleration parameters to normalize the spectra produces an increase in dispersion in the long-period range. Relatively large COVs are produced in the long-period region; however, strength demands are usually very small in this region, and in general, the design of buildings in this region is more likely to be governed by lateral stiffness (i.e., story drift). As illustrated in Fig. 6, except for periods between 0.1 and 0.5 s, COVs are larger for spectra normalized using EPA than for spectra normalized using PGA.

There are many structures that because of their importance or the consequences of their failure are designed for forces higher than those corresponding to mean values. Strength demand spectra (normalized using PGA) corresponding to mean-plus-one standard deviation are shown in Fig. 7 for ground motions recorded on rock sites and recorded on soft soil sites. Analogous spectra for alluvium sites as well as those normalized using EPA can be found in Miranda (1991).

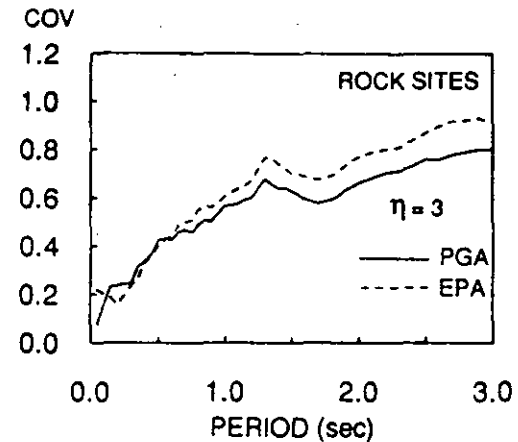


FIG. 6. Effect of Normalizing Parameter on COV of Normalized Inelastic Strength Demands

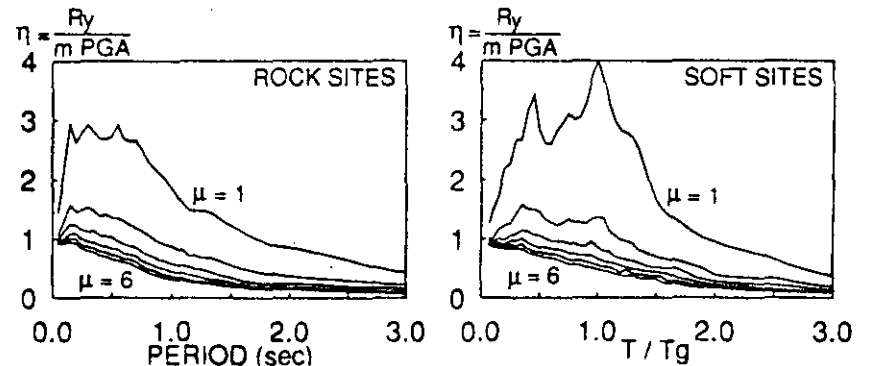


FIG. 7. Mean-Plus-One Standard Deviation Normalized Strength Demand Spectra

To study effect of earthquake magnitude on IRS, records on each soil category were subdivided in groups according to the surface wave magnitude, M_s , of the earthquake in which they were recorded. Variations of normalized inelastic strength demands with changes in M_s for ground motions recorded on rock and for displacement ductilities of 2 and 4 are shown in Fig. 8. While normalized strength demands from records from a 7.1 magnitude earthquake are in general higher than those from earthquakes with magnitudes between 5.3 and 5.6, the same trend is not observed for magnitudes between 7.8 and 8.1. It should be noted that the number of records in each group is relatively small and that all records in the intermediate magnitude group are from the same earthquake (the Loma Prieta earthquake). Similarly earthquakes with magnitudes between 7.8 and 8.1 are related to subduction mechanisms. Further research is needed to establish the effect of magnitude on inelastic strength demands.

Inelastic Displacement Demands

A proper seismic design is attained when the strength and deformation capacity of the structure are larger than the corresponding demands. It is common practice to assume that inelastic displacements, $\Delta_{inelastic}$, are the same as elastic displacements, $\Delta_{elastic}$, and thus to use elastic analyses to estimate the inelastic displacements that the structure may undergo during severe earthquake ground motions.

To know to what extent inelastic displacements can be predicted using linear elastic analyses, the ratio of maximum inelastic to maximum elastic displacement was computed for a total of 31,000 different SDOF systems (product of 124 ground motions, 50 periods, and five levels of displacement ductility). Again, the results were classified and analyzed statistically according to the site conditions on each recording station.

Fig. 9 shows the mean displacement ratios, $\Delta_{inelastic}/\Delta_{elastic}$, for ground motions recorded on alluvium sites and soft soil sites. As observed in previous studies, in the short-period range inelastic displacement demands can be considerably larger than elastic demands. Previous studies have recommended fixed periods (independent of site conditions and μ) to specify spectral regions in which elastic analyses can be used to estimate inelastic displacement demands (Newmark et al. 1969; Riddell et al. 1979). However, it can be seen in Fig. 9 that these limiting periods are clearly dependent on

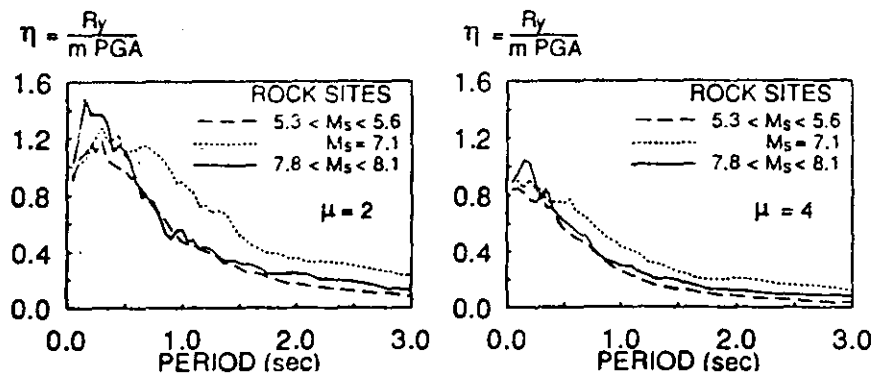


FIG. 8. Effect of Earthquake Magnitude on Inelastic Strength Demand Spectra

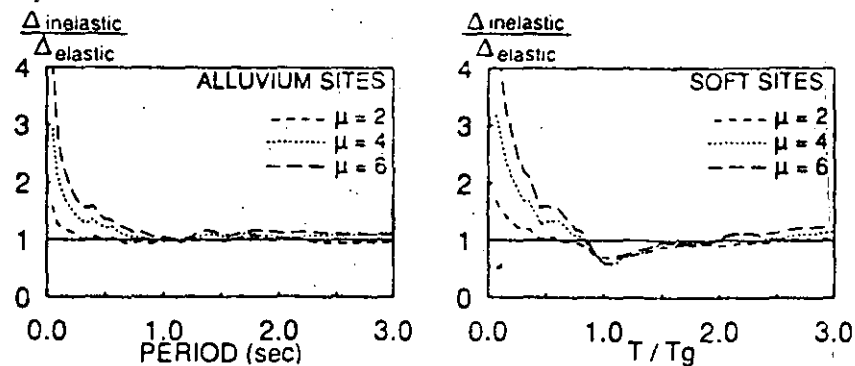


FIG. 9. Mean Displacement Ratios for Alluvium and Soft Soil Sites

ductility and on the local site conditions. For an alluvium site, for example, for a ductility of 2 the inelastic displacements are approximately the same as elastic displacements for periods greater than 0.4 s, while for a ductility of 6 such an assumption is only valid for periods greater than about 1.1 s. For structures built on soft soil and with periods near the site-predominant period, the maximum inelastic displacement can be up to 45% smaller than the maximum elastic displacement. On the other hand, for values $T < 2/3 T_g$, the inelastic displacements are significantly higher. The smaller the T/T_g ratio, the larger the difference is, and it tends to be proportional to the value of μ . For structures with periods longer than 1.5 times the predominant period of the site, the inelastic displacements are on average equal to the elastic displacements.

PRACTICAL IMPLICATIONS OF RESULTS

Inelastic Design Spectra

Current seismic loading for building structures in the United States and many other countries is based on the reduction of smoothed linear elastic design spectra (SLEDS) through empirical and period-independent reduction factors. As previously discussed, the difference between the shape of LERS and IRS increases with increase in ductility. Thus, the error in using period-independent reduction factors to estimate IRS from LERS also increases as ductility increases.

Elastic and inelastic design spectra recommended by the National Earthquake Hazard Reduction Program ("Recommended" 1988) for special moment-resisting space frames (SMRSF) compared with strength demands based on this study are shown in Fig. 10. Strength demands in this figure are computed using mean normalized strength demands assuming an EPA of 0.5 g for rock sites and of 0.4 g for the soft soil sites. The predominant period for the soft site is assumed to be 1.5 s. It shows that for rock sites, elastic strength demands are higher than the code elastic strength for periods between 0.1 and 2.2 s. For soft soil sites it can be seen that, despite the introduction of soil type S_4 , elastic demands are significantly higher than code elastic strengths for periods between 0.3 to 2.3 s. Comparing inelastic strength demands with code-reduced strength it can be seen that for periods smaller than 2.5 s the code-required strengths are smaller and in some cases

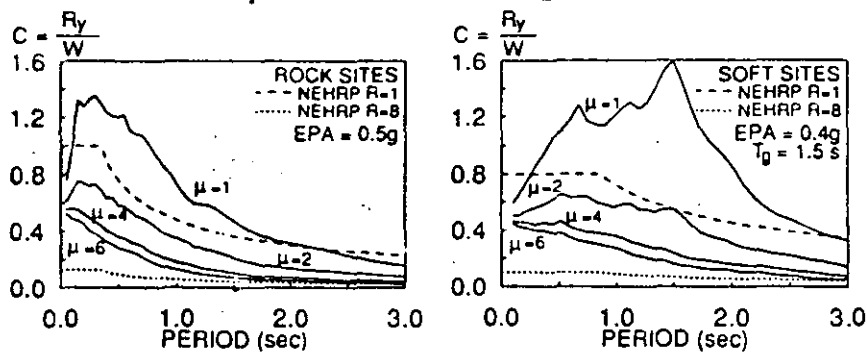


FIG. 10. Comparison of Mean Strength Demands with Those Required by 1988 NEHRP for SMRSF

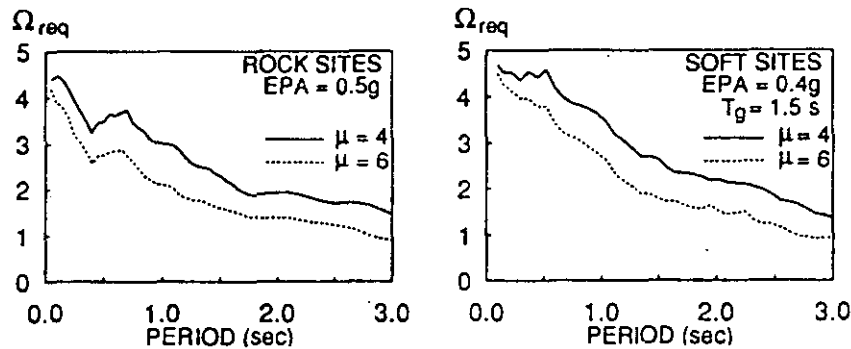


FIG. 11. Overstrengths Required in SMRSF Designed According to 1988 NEHRP in Order Not to Exceed Displacement Ductility Ratios of 4 and 6

four times smaller than strength required to avoid displacement ductility ratios of 6. This suggests that if SMRSF structures have only the minimum strength required by the NEHRP code they could collapse in the event of a large-magnitude earthquake.

Fortunately, as shown in various studies (Osteraas et al. 1990; Miranda 1991; Bertero et al. 1991), buildings designed according to current codes typically have a strength significantly higher than the one considered in design. This additional strength is usually referred to as overstrength. Fig. 11 shows the minimum overstrength required, Ω_{req} , by SMRSF designed according to NEHRP in order to avoid displacement ductility demands larger than 4 and larger than 6. It shows that, in general, required overstrengths increase with decreasing periods. In some cases SMRSF structures need to have a strength more than four times larger than the minimum required by the code in order to have an acceptable performance. While short-period structures are likely to have a higher overstrength than medium- and long-period structures, it is difficult to guarantee that all code-designed structures possess such large overstrengths.

The required overstrengths computed in Fig. 11 are based on mean strength demands. Much higher required overstrengths result if strength demands associated with smaller probability of occurrence (for example, mean-plus-one standard deviation strength demands) are considered, or higher EPAs are considered (which is likely to be the case for rock sites near the epicenter in large-magnitude earthquakes).

It should be noted that the results presented here are for SDOF. Required overstrengths for multi-degree-of-freedom (MDOF) systems are likely to be higher, particularly in the long-period range, and for buildings where inelastic deformations concentrate in only a few stories.

If the overstrength in the structure is less than the required overstrength, the structure is likely to suffer significant damage and possible collapse during severe earthquake ground motions. There is a need to study and calibrate the overstrength of new and existing buildings for a wide range of periods and structural systems.

Estimation of Lateral Drifts

There is a general consensus that both nonstructural and structural damage sustained during earthquake ground motions is primarily produced by lateral drifts. Therefore, a good estimation of lateral inelastic displacements is of great importance for the adequate design of structures in seismic regions. In current U.S. seismic codes, inelastic displacements are computed as the product of elastic displacements produced by the reduced seismic forces times an amplification factor. The NEHRP uses the displacement amplification factor C_d , and the UBC uses a factor of $3R_n/8$ where R_n is the force reduction factor (referred to in this code as system performance factor). For both provisions the amplification factors are period independent and empirical in nature. As shown in Fig. 9, the ratio of inelastic to elastic displacements is not only strongly period and ductility dependent, but also significantly influenced by site conditions. Thus, with deficiencies in the estimation of inelastic strength demands and on amplification factors, significant underestimation of inelastic deformations is expected to occur by using current code procedures, particularly for short-period structures.

CONCLUSIONS

Results from a comprehensive statistical study of both strength and deformation demands of SDOF inelastic systems when subjected to 124 ground motions recorded on different soil conditions has been presented. Based on these results, a number of general conclusions are made.

1. The shape of inelastic response spectra differs significantly from the shape of elastic response spectra. This difference depends on the level of inelastic deformation, the local site conditions, the period of vibration. Thus, direct scaling by using a period-independent factor of elastic spectra to obtain inelastic strength demands is neither rational nor conservative.
2. Dispersion of inelastic strength demands normalized by either PGA or EPA increases with increasing period. Except for periods below 0.5 s the use of EPA results in a larger dispersion than when PGA is used. For both normalizing parameters the dispersion on strength demands is approximately independent of the level of inelastic deformation.
3. Periods that limit the use of elastic analyses to estimate inelastic displacement demands were observed to depend on local site conditions and

on the inelastic deformation. For structures on rock or alluvium sites and periods of vibration greater than 1.0 s, the elastic displacement demands provide, on the average, a good approximation to the inelastic displacement demands.

4. Evaluation of both strength and deformation demands of structures on soft soil requires the estimation of the predominant period of the site. For structures on soft soil sites and with fundamental periods near the predominant site period, the inelastic displacement demands can be significantly smaller than the elastic displacements. On the other hand, for structures with periods smaller than two-thirds of the predominant site period, the inelastic displacements are significantly higher.

5. The estimation of design forces and displacements based on inelastic strength demand spectra together with estimates of the overstrength of a structure can lead to a more rational and transparent approach than the currently used empirical code design approach.

ACKNOWLEDGMENTS

The work presented in this paper was conducted while the writer was a graduate student at the University of California at Berkeley working under the supervision of Vitelmo Bertero, whose guidance is appreciated. This research was partially sponsored by the National Science Foundation under grant No. BCS-9003739. Views expressed are those of the writer and do not necessarily reflect those of the sponsor.

APPENDIX I. NORMALIZED EQUATION OF MOTION

It is convenient to normalize (1) by dividing it by the product of the mass and the yield displacement of the SDOF system. Such normalization leads to

$$\frac{\ddot{u}(t)}{u_y} + \frac{c}{m} \frac{\dot{u}(t)}{u_y} + \frac{1}{m} \frac{R(t)}{u_y} = -\frac{\ddot{u}_g(t)}{u_y} \quad (7)$$

Substitution of (3) and (4) into (7) gives

$$\frac{\ddot{u}(t)}{u_y} + 2\omega\xi \frac{\dot{u}(t)}{u_y} + \frac{1}{m} \frac{R(t)}{u_y} = -\frac{\ddot{u}_g(t)}{u_y} \quad (8)$$

The last two terms in (8) can be reworked as follows:

$$\frac{1}{m} \frac{R(t)}{u_y} = \frac{k}{m} \frac{R(t)}{ku_y} = \omega^2 \frac{R(t)}{R_y} \quad (9)$$

$$\frac{\ddot{u}_g(t)}{u_y} = \omega^2 \frac{m\ddot{u}_g(t)}{R_y} = \frac{\omega^2}{\eta} \frac{\ddot{u}_g(t)}{\max|\ddot{u}_g|} \quad (10)$$

The ductility demand at time t is given by

$$\mu(t) = \frac{u(t)}{u_y} \quad (11)$$

Substitution of (9) and (11) into (8) leads to

$$\ddot{\mu}(t) + 2\omega\xi\dot{\mu}(t) + \omega^2 \frac{R(t)}{R_y} = -\frac{\omega^2}{\eta} \frac{\ddot{u}_g(t)}{\max|\ddot{u}_g|} \quad (12)$$

APPENDIX II. REFERENCES

- Benioff, H. (1934). "The physical evaluation of seismic destructiveness." *Bull. Seismological Society Am.*, 24(2), 398-403.
- Bertero, V. V. (1986). "Lessons learned from recent earthquakes and research implications for earthquake-resistant design of building structures in U.S." *Report No. EERC/UCB-86/03*, Earthquake Engrg. Res. Ctr., Univ. of California, Berkeley, Calif.
- Bertero, V. V., Anderson, J. C., Krawinkler, H., and Miranda, E. (1991). "Design guidelines for ductility and drift limits." *Report No. EERC/UCB-91/15*, Earthquake Engrg. Res. Ctr., Univ. of California, Berkeley, Calif.
- Biot, M. A. (1941). "A mechanical analyzer for the prediction of earthquake stresses." *Bull. Seismological Society Am.*, 31(2), 151-171.
- Blume, J. A., Sharpe, R. L., and Dalal, J. S. (1973). "Recommendations for shape of earthquake response spectra." *Report AEC WASH-1254*, John A. Blume and Assoc., Engrs., San Francisco, Calif.
- Der Kiureghian, A. (1980). "Probabilistic modal combination for earthquake loading." *Proc. 7th World Conf. on Earthquake Engrg.*, Turkish Society on Earthquake Engrg., Istanbul, Turkey, 729-736.
- Earthquake resistant regulations—A world list.* (1988). Int. Association of Earthquake Engrg., Tsukuba, Japan.
- Elghadamsi, F. E., and Mohraz, B. (1987). "Inelastic earthquake spectra." *Earthquake Engrg. and Struct. Dynamics*, 15(1), 91-104.
- Hall, W. J., Mohraz, B., and Newmark, N. M. (1976). "Statistical studies of vertical and horizontal earthquake spectra." *Report USAEC AT(49-5)-2667*, Nathan M. Newmark Consulting Engrg. Services, Urbana, Ill.
- Hayashi, S., Tsuchida, H., and Kurata, E. (1971). "Average response spectra for various subsoil conditions." *Proc. Third Joint Meeting, U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects*, U.S.-Japan Cooperative Program in Natural Resources, Tokyo, Japan, May 10-12.
- Housner, G. W. (1959). "Behavior of structures during earthquakes." *J. Engrg. Mech. Div.*, ASCE, 85(4), 109-129.
- Katayama, T., Iwasaki, T., and Saeki, M. (1978). "Statistical analysis of earthquake acceleration response spectra." *Trans. Japan Soc. of Civ. Engrg.*, 10, 311-313.
- Kiremidjian, A. S., and Shah, H. C. (1980). "Probabilistic site-dependent response spectra." *J. Struct. Div.*, ASCE, 106(1), 69-86.
- Krawinkler, H., and Nassar, A. (1990). "Strength and ductility demands for SDOF and MDOF systems subjected to Whittier Narrows earthquake ground motions." *CSMIP-1990*, California Dept. of Conservation, Sacramento, Calif.
- Lai, S. P., and Biggs, J. M. (1980). "Inelastic response spectra for aseismic building design." *J. Struct. Div.*, ASCE, 106(6), 1295-1310.
- Mahin, S. A., and Lin, J. (1983). "Construction of inelastic response spectra single-degree-of-freedom systems." *Report No. UCB-EERC-83/17*, Earthquake Engrg. Res. Ctr., Univ. of California, Berkeley, Calif.
- Miranda, E. (1991). "Seismic evaluation and upgrading of existing buildings." Ph.D. thesis, Univ. of California, Berkeley, Calif.
- Miranda, E., and Bertero, V. V. (1991). "Evaluation of structural response factors using ground motions recorded during the Loma Prieta earthquake." *CSMIP-1991*, California Dept. of Conservation, Sacramento, Calif.
- Mohraz, B. (1976). "A study of earthquake response spectra for different soil conditions." *Bull. Seismological Society Am.*, 66(3), 915-935.
- Mohraz, B., Hall, W. J., and Newmark, N. M. (1973). "A study of vertical and horizontal earthquake spectra." *Report AEC WASH-1253*, Nathan M. Newmark Consulting Engrg. Services, Urbana, Ill.
- Murakami, M., and Penzien, J. (1975). "Nonlinear response spectra for probabilistic seismic design and damage assessment of reinforced concrete structures." *Report*

- No. UC/EEERC-75-38. Earthquake Engrg. Res. Ctr., Univ. of California, Berkeley, Calif.
- Nau, J. M., and Hall, W. J. (1982). "An evaluation of scaling methods for earthquake response spectra." *Struct. Res. Series No. 499*, Civ. Engrg. Dept., Univ. of Illinois, Urbana-Champaign, Ill.
- Newmark, N. M., and Hall, W. J. (1969). "Seismic design criteria for nuclear reactor facilities." *Proc. of the Fourth World Conf. on Earthquake Engrg.*, Chilean Association on Seismology and Earthquake Engrg., Santiago, Chile, 2(B-4), 37-50.
- Osteraas, J. D., and Krawinkler, H. (1990). "Strength and ductility considerations in seismic design." *Report No. 90*, The John A. Blume Earthquake Engrg. Center, Stanford Univ., Stanford, Calif.
- "Recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings." (1988). *Publication No. 95*, Fed. Emergency Mgmt. Agency, Washington, D.C.
- Riddell, R., and Newmark, N. M. (1979). "Statistical analysis of the response of nonlinear systems subjected to earthquakes." *Struct. Res. Series No. 468*, Dept. of Civ. Engrg., Univ. of Illinois, Urbana, Ill.
- Riddell, R., Hidalgo, P., and Cruz, E. (1989). "Response modification factors for earthquake resistant design of short period structure." *Earthquake Spectra*, 5(3), 571-590.
- Seed, H. B., Ugas, C., and Lysmer, J. (1974). "Site-dependent spectra for earthquake-resistant design." *Report No. EERC 74-12*, Earthquake Engrg. Res. Ctr., Univ. of California, Berkeley, Calif.
- "Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings." (1978). *Report ATC 3-06*, Applied Tech. Council, Palo Alto, Calif.
- Trifunac, M. D. (1988). "The Whittier Narrows, California earthquake of October 1, 1987—Note on peak accelerations during the 1 and 4 October earthquakes." *Earthquake Spectra*, 4(1), 101-113.
- Trifunac, M. D., and Lee, V. V. (1989). "Empirical models for scaling pseudo-velocity spectra of strong earthquake ground acceleration in terms of magnitude, distance, site intensity and recording site conditions." *Int. J. Soil Dynamics and Earthquake Engrg.*, 8(3), 126-144.
- Uniform building code. (1988). Int. Conf. of Bldg. Officials, Whittier, Calif.
- Veletsos, A. S. (1969). "Response of ground-excited elastoplastic systems." *Report No. 6*, Rice Univ., Houston, Tex.

APPENDIX III. NOTATION

The following symbols are used in this paper:

- c = damping coefficient;
 k = initial stiffness;
 m = mass;
 R = restoring force;
 R_y = yield resistance;
 T = period of vibration;
 T_s = predominant period of site;
 u = relative displacement;
 \ddot{u}_g = ground acceleration;
 u_y = yield displacement;
 $\Delta_{elastic}$ = maximum elastic displacement;
 $\Delta_{inelastic}$ = maximum inelastic displacement;
 η = normalized strength;
 ξ = damping ratio;
 Ω_{req} = required overstrength; and
 ω = circular frequency.

4.

Evaluation of Seismic Design Criteria for Highway Bridges

Eduardo Miranda, M.EERI

After an overview of the development of U.S. seismic design specifications for highway bridges an evaluation of current Caltrans and AASHTO seismic criteria is presented. Linear and nonlinear response spectra of ground motions recorded on different soil conditions in the Loma Prieta earthquake and other recent earthquakes are compared with code recommendations. Special emphasis is placed on how present design procedures reduce elastic forces to take into account the energy absorption capacity of the structure, and on the estimation of maximum inelastic deformations. Results indicate that current design recommendations may underestimate strength and deformation demands, particularly for short-period bridges and for bridges on soft soils. Finally, recommendations are made on how seismic design specifications may be improved.

INTRODUCTION

The Loma Prieta earthquake of October 17, 1989, a 7.1 surface wave magnitude earthquake caused 62 deaths, approximately 3,750 injuries, and produced more than \$6 billion in property damage. The cost of the earthquake to transportation systems was \$1.8 billion, of which damage to state-owned bridges totaled about \$300 million, most of which were built on soft soil [7]. The most dramatic impact of the earthquake was the collapse of the Cypress Street Viaduct in which forty-two people died. The cause of the failure of this structure was attributed to the lack of knowledge in the practice of earthquake engineering at the time the structure was built (as reflected in the level of seismic loading, redundancy considerations and detailing practices) [7,10,12]. Given the significant probability of occurrence of future earthquakes with magnitudes equal to or larger than this event, it is of utmost importance to study the seismic vulnerability of highway bridges built according to old and current standards.

Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA 94720.
Currently at the Civil Engineering Department, Swiss Federal Institute of Technology,
CH-1015, Lausanne, Switzerland.

There is a general consensus that the greatest source of uncertainty in the determination of the response of structures to earthquake ground motions is that associated with the prediction of the intensity and characteristics of the seismic input. The Loma Prieta earthquake produced a large number of ground motions recorded on different soil conditions which offer a good opportunity to evaluate current seismic design criteria.

The objectives of this paper are: first, to present an overview of the evolution of seismic design criteria for highway bridges in the United States; and second, to evaluate current California Department of Transportation (Caltrans) and American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) seismic Design Specifications in view of recent earthquakes. Special emphasis is placed on the implications of ground motions recorded in the Loma Prieta earthquake. It is beyond the scope of this paper to discuss the distribution of design forces within the different elements which comprise the bridge-foundation system, as well as detailing and dimensioning requirements for these elements. Similarly, the paper does not discuss seismic criteria for base-isolated bridges which have been recently examined in Ref. 8.

HISTORICAL OVERVIEW OF BRIDGE SEISMIC DESIGN PRACTICE

The first code requirement in the U.S. for design of highway bridges to resist seismic forces was introduced by Caltrans (formerly the California State Highway Department) in 1940 [16]. In this first set of specifications, bridges had to be designed to resist an horizontal force which was a percentage (determined by the engineer) of the dead load. A specific percentage of the dead load to be applied as lateral force was introduced by Caltrans in 1943. This percentage was specified to vary between 2 and 6% depending of the type of foundation and soil bearing capacity.

AASHTO, formerly AASHO, incorporated their first seismic provisions in 1941. While this and the two subsequent editions recognized that bridges needed to be designed to resist earthquake forces, no specific recommendations were given on how these forces were to be determined. The 1961 edition of the AASHTO seismic provisions was the first edition to specify how earthquake forces were to be determined. These seismic provisions were essentially the same as the 1943 Caltrans recommendations.

In 1965 Caltrans adopted the Structural Engineers Association of California (SEAOC) code formulation by specifying seismic forces that were the product of the weight of the structure times a seismic coefficient that was a function of the period of vibration ($C=0.05/T^{1/3}$), times a factor K to explicitly account for the energy absorption capacity of the structure. The factor K varied from 0.67 to 1.33 depending on the type of structural system used in the bridge.

The 1971 San Fernando earthquake caused significant damage to highway bridges in California [6]. As a result of this event a major revision of seismic design criteria was initiated. The revised criteria were first introduced by Caltrans as a design memo in 1973 and formally published as a Design Specification in 1974. The Design Specification considered the relationship between the bridge site and the active faults in California by using a maximum credible earthquake map developed by Greensfelder at the California Division of Mines and Geology. This 1974 design criteria, which is the basis of the current Caltrans specifications, is based on a reduced linear elastic response spectrum, which yields seismic forces determined by

$$V = \frac{ARS}{Z} W \quad (1)$$

where the product of the three factors A, R, and S define the elastic response spectrum at the site that would result from a maximum credible event on the closest fault. In this equation A is the expected peak rock acceleration, R the normalized acceleration spectrum in rock, and S is the spectral soil amplification ratio. The reduction in forces for which individual elements are designed is done by dividing the ARS linear elastic spectrum by the Z adjustment factor for ductility and risk assessment. This Z factor takes into account the amount of ductility available in a particular component. In addition to ductility, the Z factor contains a judgement risk factor that reflects the degree of success of highway bridges in the San Fernando earthquake. A risk factor of 2 was thus

REDUCTION FACTOR

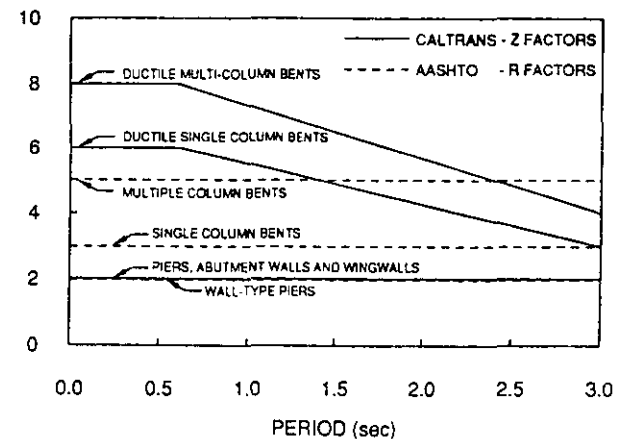


Figure 1 Reduction factors currently used by Caltrans and AASHTO.

selected for column members in structures with periods less than 0.6 sec. and a linearly decreasing risk factor (to 1) for periods between 0.6 and 3 seconds. The initial version of these criteria presented the designer with a set of pre-reduced design forces to be used in the analysis. This pre-reduced version, coupled with increased usage of spectral analysis resulted in much confusion among design engineers [6]. As a result of this confusion, and in order to provide the designer with better estimates of the deformations in the bridge, Caltrans changed its recommendations, first as a Memo in 1976 and later in 1977 as Design Specifications to apply the Z factor *after* the earthquake forces had been distributed.

The 1975 AASHTO code was expanded to include the 1973 Caltrans earthquake criteria. In 1983, the AASHTO Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges was published following the completion of substantial research sponsored by the Federal Highway Administration (FHWA) and Caltrans [2]. The 1983 AASHTO code retained the requirements of the 1975 code but allowing the designer the optional use of the Guide Specification. In 1990 AASHTO adopted the Guide Specification as the Specification. In their latest (1991) edition these specifications are referred as Standard Specifications for Seismic Design of Highway Bridges [15]. The seismic design criteria in the Standard Specifications are based on modifications to previously published seismic regulations for buildings [1]. In this set of recommendations the seismic

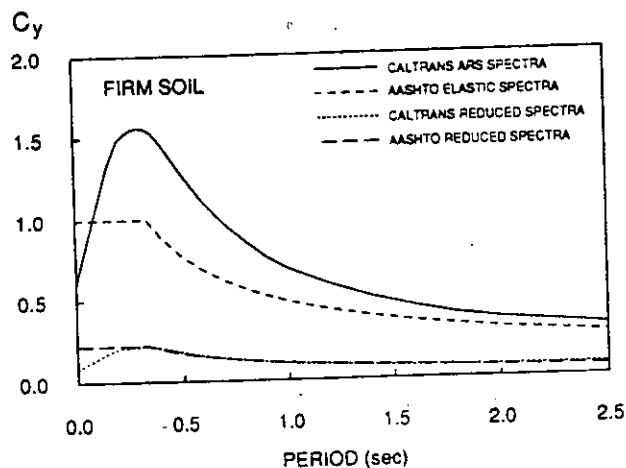


Figure 2 Comparison of elastic and reduced spectra currently used by Caltrans and AASHTO for multi-column bridges on firm soil sites.

forces for which structural elements are designed are the result of the distribution of forces equal to

$$V = \frac{C_s}{R} W \quad C_s = \frac{1.2 A S}{T^{2/3}} \quad (2)$$

where C_s is a smoothed linear elastic response spectrum, A is the acceleration coefficient, S is a dimensionless factor depending on the soil profile at the site, T is the period of vibration, W is the weight of the structure, and R is the response modification factor. In these recommendations, the reduction of forces (division by R) is also done *after* the elastic earthquake forces have been distributed by analysis of the structure.

The rationale behind the development of the R factors was based on considerations of redundancy and ductility provided by the various supports [15]. Figure 1 shows a comparison of Z reduction factors as used in the 1990 Caltrans Bridge Design Specifications and R reduction factors as used in the 1991 AASHTO Standard Specifications for Seismic Design of Highway Bridges. It can be seen that the reductions used by Caltrans for multi-column bridges are larger than the AASHTO reductions in the short period range and smaller for long period bridges. In some cases the difference between AASHTO and Caltrans reduction factors is substantial, as in the case of short-period ($T < 0.5$ s), single-column bents where the reduction recommended by Caltrans is twice that recommended by AASHTO.

Figure 2 shows a comparison of linear elastic design spectra and reduced design spectra as used in current Caltrans and AASHTO specifications for multi-column bridges on firm soil sites with highest seismicity. In this figure, C_y is the base shear normalized by the weight of the structure W . It can be seen that there is a significant difference in the linear elastic spectra used in these design specifications, however, the reduced spectra are very similar (except for periods less than 0.25 second). A similar comparison but for multi-column bridges on soft-soil sites is shown in Figure 3. Although the differences between AASHTO and Caltrans reduced spectra are more noticeable than in the case of firm sites these differences are much smaller than those between the corresponding elastic spectra.

As mentioned before, most of the damage to highway bridges resulting from the Loma Prieta earthquake occurred in soft soil sites. Thus, it is of interest to see how the required strength has changed with time in the two sets of specifications. A comparison of strength design spectra of the Caltrans and AASHTO recommendations from 1943 to 1991 is shown in Fig. 4. In this figure, strength spectra of code provisions based only on allowable stress design (1943-1973 codes) have been increased to strength level by multiplying them by 1.5. Similarly, for code provisions based on strength design for reinforced concrete bridges, the reduced spectra have been divided by 0.9 to reflect the increase in strength that may occur due to the use of flexural strength reduction factors. As illustrated in the figure with the exception of Caltrans 1965-1973 design specifications, the required strength of both sets of recommendations has not changed much over years.

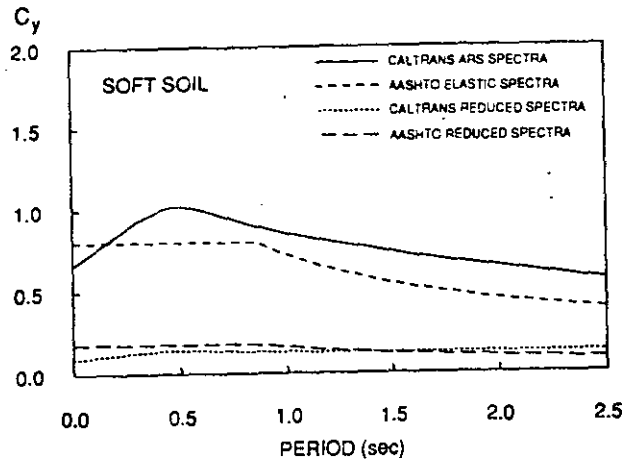


Figure 3 Comparison of elastic and reduced spectra currently used by Caltrans and AASHTO for multi-column bridges on soft soil sites.

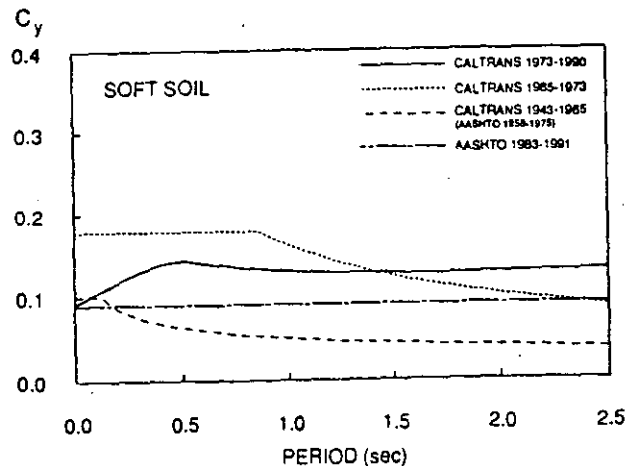


Figure 4 Evolution of AASHTO and Caltrans strength design spectra for multi-column bridges on soft soil sites.

EVALUATION OF CALTRANS AND AASHTO DESIGN SPECIFICATIONS

ESTIMATION OF STRENGTH DEMANDS

For both sets of design criteria, linear elastic response spectra constitute the starting point for computing elastic forces, displacements, and design forces for individual structural members. Figure 5 shows a comparison of 5%-damped linear elastic response spectra of three ground motions recorded on rock or firm soil conditions in recent earthquakes (two records are from the Loma Prieta earthquake and the other record is from the 1985 Chile earthquake) with Caltrans ARS spectra (for $A=0.6$ and soil conditions characterized by 0 to 10 ft of alluvium deposits) and AASHTO's Guide Specifications C_y spectra (for $A=0.4$ and $S=1.0$). This figure illustrates that although current elastic design spectra take into account seismicity, ground motion attenuation and site effects, they may still underestimate forces and deformations that could occur in future earthquakes. This is especially true for the AASHTO (ATC-6) elastic spectra which is particularly unconservative in predicting elastic demands for periods between 0.15 and 0.6 second. With the exception of base-isolated and long-span bridges most highway bridges have fundamental periods smaller than 0.6 second.

Figure 6 shows a comparison of 5%-damped linear elastic response spectra of three ground motions recorded on soft soil sites in recent earthquakes with AASHTO spectra (for $A=0.4$ and $S=1.5$) and with Caltrans ARS spectra (for $A=0.7$ and soil conditions defined by deep alluvium deposits). With exception of the SCT record the linear elastic spectra seem adequate. However, it is important to notice that the peak ground accelerations of these 3 records are relatively low compared to those considered in the development of the code spectra shown in the figure. Although limited by nonlinearities in the clay deposits, higher accelerations are likely to occur at the two Bay Area sites in closer and/or larger magnitude earthquakes than those recorded during the Loma Prieta earthquake.

Linear elastic response spectra give good estimates of the forces that could be developed in bridges responding elastically, however, severe earthquake ground motions will produce yielding in the structure and then linear elastic models fail to predict the strength and deformation demands on such structures. In Fig. 7 the reduced spectra for multiple column bridges used by Caltrans and AASHTO are compared with nonlinear response spectra of elasto-perfectly-plastic single-degree-of-freedom (SDOF) systems undergoing displacement ductilities equal to 3 when subjected to three ground motions recorded on rock or firm soil on recent earthquakes. This figure shows that for bridges with periods less than 0.6 s strength demands can be significantly higher than those used in both design specifications. Thus, indicating that most bridges need a strength higher than the minimum required by these specifications in order to avoid displacement ductility ratios higher than three.

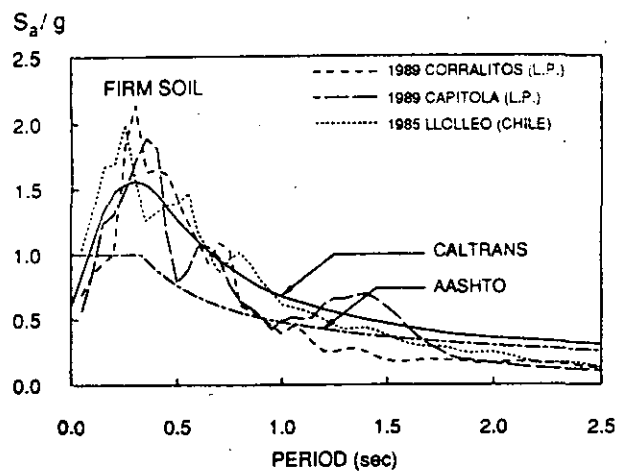


Figure 5 Comparison of AASHTO and Caltrans linear spectra with the 5% damped linear elastic spectra of three ground motions recorded on rock or firm soil.

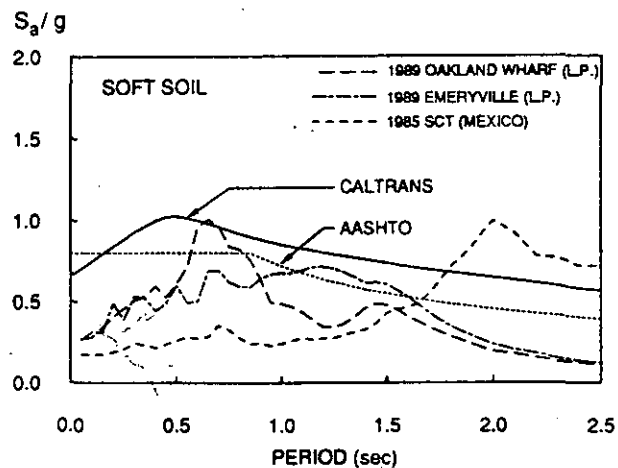


Figure 6 Comparison of AASHTO and Caltrans linear spectra with the 5% damped linear elastic spectra of three ground motions recorded on soft soil.

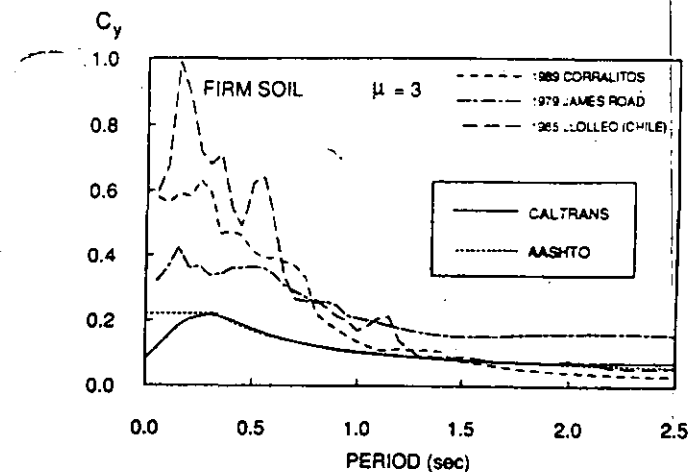


Figure 7 Nonlinear response spectra (for $\mu=3$) of three ground motions recorded on rock or firm soil compared with Caltrans and AASHTO strength design spectra.

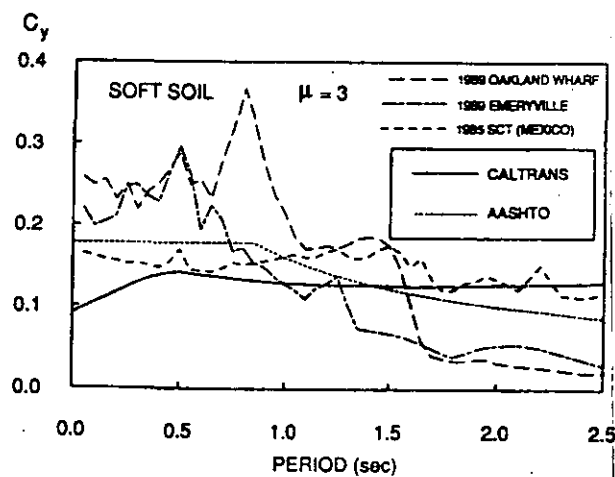


Figure 8 Nonlinear response spectra (for $\mu=3$) of three ground motions recorded on soft soil compared with Caltrans and AASHTO strength design spectra.

A similar comparison for soft soil records and reduced design spectra for soft soil is presented in Fig. 8. In this case, although the recommended elastic spectra seemed adequate (Fig. 6), the reduced spectra are again unconservative in the short period range. Although the spectrum computed for the SCT ground motion exhibits unusual amplifications due to the combination of a long distance from the source and special characteristics of the clay deposits in Mexico City, nevertheless the ground motions recorded at the two Bay Area sites during the Loma Prieta earthquake point out that there are soft soil sites in the U.S. which at present are not appropriately addressed by current design specifications for soft sites.

The strength demand reductions, R_{μ} , that are achieved by hysteretic (nonlinear) behavior in structures, are defined as the ratio of the strength demand of the elastically responding system, to the strength demand of a nonlinear system undergoing a certain ductility, μ . Mathematically this reduction is expressed as

$$R_{\mu} = \frac{C_y(\mu=1)}{C_y(\mu=\mu_i)} \quad (3)$$

where $C_y(\mu=1)$ is the lateral strength (normalized by the weight of the structure) that is required to maintain the structure elastic under a given ground motion, and $C_y(\mu=\mu_i)$ is the lateral strength (normalized by the weight of the structure) that is required to avoid displacement ductility demands larger than μ_i under the same ground motion.

Figure 9 compares the reductions in systems undergoing displacement ductility ratios equal to 4 when subjected to three rock (or firm soil) records. Reductions for multi-column bridges assumed by Caltrans and AASHTO recommendations are also included in the figure. It can be seen that the reductions considered in these specifications are, in general, greater than those resulting from the three ground motions considered here.

As shown in Fig. 9 for a given displacement ductility ratio the strength reduction R_{μ} varies from one ground motion to another. Recently, statistical studies on the response of nonlinear systems when subjected to a relatively large number of recorded earthquake ground motions were completed [9, 11]. Figure 10 shows a comparison of strength reduction recommended by Caltrans and AASHTO for multi-column bents with those computed for SDOF nonlinear systems undergoing displacement ductility ratios of 2 and 4 when subjected to ground motions recorded on rock and ground motions recorded on alluvium. The strength reductions shown in this figure were computed for SDOF systems having a bilinear hysteretic behavior with a post-elastic stiffness equal to 3% of the elastic stiffness and a constant damping coefficient corresponding to a damping ratio of 5%. It can be seen that, for a given displacement ductility ratio, mean strength reductions are characterized by important variations with changes in the period of the system. In general, strength reductions are smaller in the short period range and

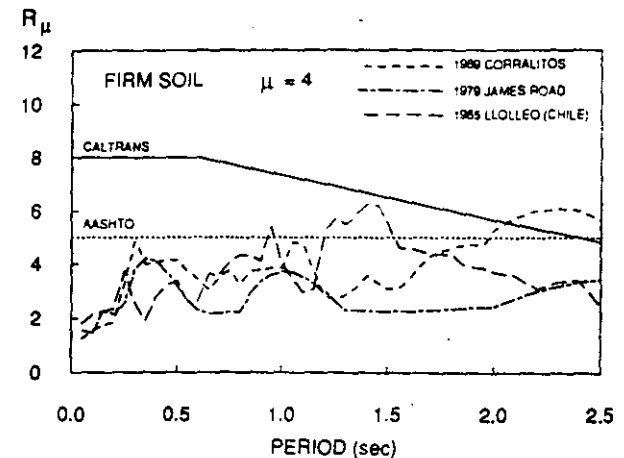


Figure 9 Reductions in strength demand of SDOF nonlinear systems (for $\mu=4$) when subjected to three ground motions recorded on rock or firm soil.

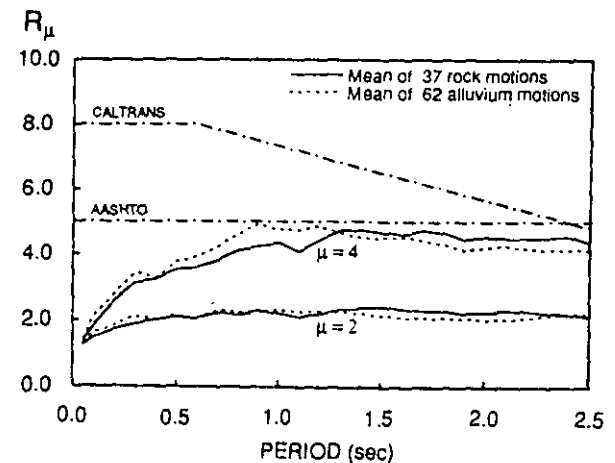


Figure 10 Comparison of strength reduction factors recommended by Caltrans and AASHTO for multi-column bents with those from statistical analysis.

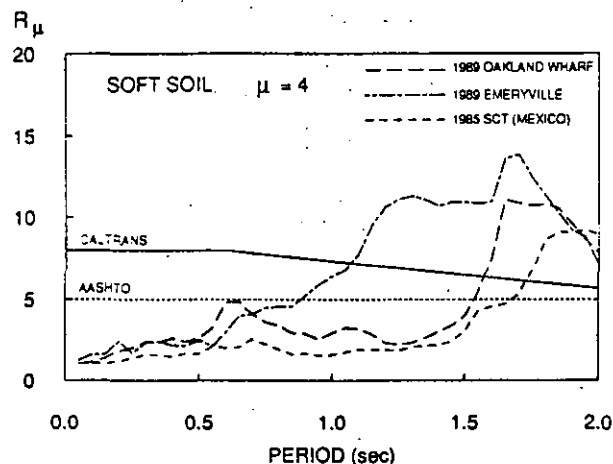


Figure 11 Reductions in strength demand of SDOF nonlinear systems (for $\mu=4$) when subjected to three ground motions recorded on soft soil.

increase with increasing period up to a certain limiting period where mean reductions become approximately equal to the displacement ductility ratio. This limiting period depends on the maximum level of inelastic deformation. Its value increases with increasing ductility demand.

Contrary to the period variations shown by mean strength reductions, strength reductions recommended by AASHTO are constant (period-independent). Caltrans reductions do have variations with period, but it is interesting to note that their trend is *opposite* to the trend produced in nonlinear SDOF systems subjected to recorded earthquake ground motions; that is, the Caltrans reductions decrease with increasing period while the computed reductions increase with increasing period. In the short period range (i.e., for most highway bridges) code reductions are larger than mean reductions computed here, indicating that bridges designed under these recommendations could experience ductilities in excess of four if they do not have significant overstrength above the minimum code-required lateral strength. This problem is exacerbated for bridges on soft soil sites where reductions produced by nonlinear behavior in structures with short periods are even smaller, as illustrated in Fig. 11 where Caltrans and AASHTO strength reductions are compared with strength reductions computed for nonlinear systems subjected to three soft soil records. It can be seen that for periods smaller than 0.6 s Caltrans and AASHTO strength reductions are between 2 and 8 times larger than those computed for SDOF systems.

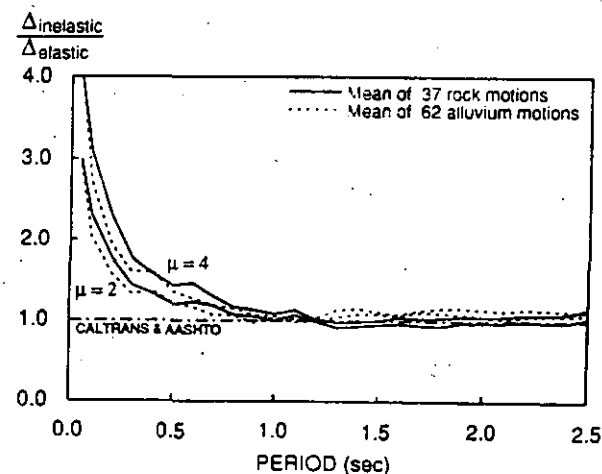


Figure 12 Comparison of the ratio of maximum inelastic to maximum elastic deformations used by Caltrans and AASHTO with those from statistical analysis.

Although additional reductions to those prescribed by R_{μ} can be taken into account in design due to overstrength in the structure, present reductions in both sets of design specifications may still be unconservative. Recent experimental research on small-scale and full-scale reinforced-concrete bridge columns has shown that overstrength in flexural capacities with respect to values predicted by ACI recommendations (essentially the same as Caltrans and AASHTO in this respect) is between 1.08 and 1.35 for columns with axial load ratios ($P/f_c A_g$) less than 0.3 [13, 17]. Furthermore, if refined flexural strength calculation methods (based on confined concrete models and strain-hardening reinforcement models) are used, the overstrength in the columns (ratio of actual to analytical strength) can be much closer to 1.0.

ESTIMATION OF DISPLACEMENT DEMANDS

Seismic damage to highway bridges is primarily produced by lateral deformations. Therefore, an adequate estimation of lateral inelastic displacements is of great importance for the adequate design of highway bridges in seismic regions. A study of Figs. 5 and 6 reveals that code recommendations underestimate linear elastic forces (particularly the AASHTO specifications) and therefore an unconservative estimation of defor-

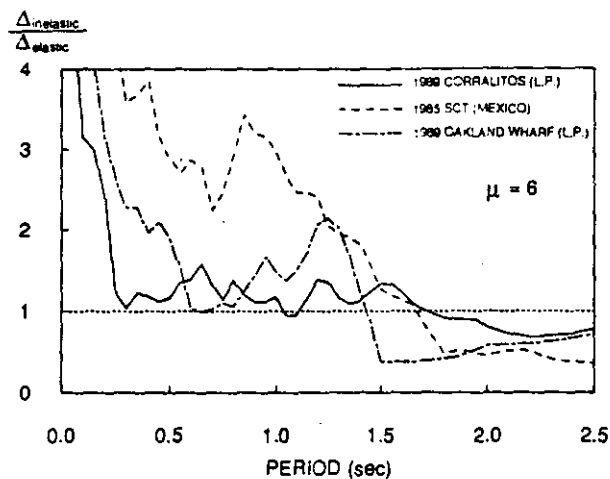


Figure 13 Ratio of inelastic to elastic displacements of SDOF systems when subjected to three recently recorded ground motions.

mations will also result, since both recommendations use elastic forces to estimate the bridge deformations. Furthermore, by using elastic forces to estimate maximum deformations, both codes assume that the maximum displacements of linear and nonlinear systems are the same. While this assumption is approximately true for long period structures built on rock or firm soils, it does not apply for structures with short periods nor to most structures built on very soft soils [4, 9]. Figure 12 shows mean ratios of the maximum displacement of nonlinear systems ($\Delta_{inelastic}$) to the maximum displacement of elastic systems ($\Delta_{elastic}$) for displacement ductility ratios of 4 and 6. It can be seen that for systems with periods smaller than 0.5 s the maximum displacement of systems behaving nonlinearly is significantly larger than that of linear elastic systems. This observation is particularly important for structures on soft soil sites. Figure 13 shows the ratio displacements of nonlinear systems undergoing displacement ductilities of 6 to displacements in linear elastic systems for three recently recorded ground motions. It can be seen that for short-period structures on very soft soil sites (i.e. bay mud deposits in Oakland wharf or old lake bed deposits in Mexico City) the use of elastic analyses can underestimate the maximum deformations by more than 100%.

ESTIMATION OF DUCTILITY DEMANDS

The 1990 Caltrans specifications compute member ductility demands, μ_D , by obtaining the ratio of the moments computed in a linear elastic analysis, M_{EQ} , to the nominal moment capacity of the member, M_n , thus

$$\mu_D = \frac{M_{EQ}}{M_n} \quad (4)$$

Such a procedure is also based on the *equal displacement* assumption, so for spectral regions where this assumption is invalid (i.e. the short period range) an underestimation of ductility demand results. For certain ground motions recorded on soft soil this assumption may be unconservative for periods as long as 1.4 seconds.

CONSIDERATION OF BRIDGE IMPORTANCE

The Loma Prieta earthquake has showed that depending on the location and volume of vehicles that make use of a bridge, interruptions in service can have substantially different consequences. As an example, one may compare the consequences between the collapse of a bridge with moderate daily traffic like the Struve Slough Bridge (on California Highway 1) and the consequences of the collapse of the Cypress Street Viaduct or the damage to the San Francisco freeway viaducts which are located in zones of heavy daily traffic. The damage to these structures highlights the significance of tougher criteria for highway bridges of special importance as reflected by the location of the bridge, average daily traffic, existence of alternate routes, access to critical facilities, etc.

Present seismic design philosophy is based on the avoidance of collapse of the structure in the event of severe earthquake ground motions and in the case of bridges it recognizes that serious damage and possible closure may happen following an earthquake.

Caltrans design specifications do not contain specific requirements for bridges of special importance. AASHTO Guide Specifications include a bridge classification which separates essential bridges from other bridges. In these specifications essential bridges are those that must continue to function after an earthquake, however, for zones of the U.S. where the acceleration coefficient, A , is larger than 0.29, no difference in design or analysis requirements exist for these two categories (seismic performance categories C and D) except for the design of the foundation. There is a need of seismic design criteria that, in a rational manner, tries to maintain the functionality of essential bridges after severe earthquake ground motions.

RETROFITTING OF EXISTING HIGHWAY BRIDGES

In California alone there are more than 11,280 existing highway and pedestrian bridges with spans over 20 feet, many of which were designed according to pre-1973 design specifications. AASHTO does not have standards for the seismic retrofit of existing bridges, while Caltrans has a set of procedures and details for use by designers. Although reports have been published in this area [3, 5, 14], no code or technical standards have been officially adopted for the seismic retrofit of existing bridges. Problems encountered in the repair and retrofit of the San Francisco viaducts and other highway bridges in California reflect our need for research and design specifications that specifically address the seismic upgrading of existing bridges.

CONCLUSIONS

The California Department of Transportation 1990 Bridge Design Specifications and the American Association of State Highway and Transportation Officials 1990 Standard Specifications for Seismic Design of Highway Bridges may underestimate strength and deformation demands of highway bridges that experience severe earthquake ground motions. Unless they have significantly overstrength over the minimum required by these specifications, bridges with short periods of vibration built on soft soil may be particularly susceptible to severe damage in the event of nearby large magnitude earthquakes.

Based on the results of this study the following recommendations are made to improve current seismic design criteria for highway bridges:

- Lateral strength is an important parameter in controlling the maximum deformations as well as the ductility demand (and thus the damage) to short period bridges. The use of design forces based on nonlinear spectra together with analysis techniques that take into account nonlinear deformations can lead to more rational design criteria.
- If future editions of these specifications are to be based on reduced linear elastic spectra, it is recommended that: (i) elastic spectra of rock sites be improved (especially in the case of AASHTO); (ii) linear spectra representative of very soft soils be developed; (iii) more rational reduction factors be used that take into account damping, overstrength and energy dissipation as well as the influence of the fundamental period of the bridge and the site conditions; (iv) procedures be implemented to estimate total deformations and ductility demands that take into account the fact that inelastic deformations may be larger than elastic displacements.
- There is a need to study and calibrate the overstrength of new and existing highway bridges with different characteristics (number of spans, spans lengths, type of bents, etc.).

- It is desirable that the importance of the bridge, as reflected by the location of the bridge, average daily traffic, existence of alternate routes, access to critical facilities as well as other issues such as reparability and economical considerations be taken into account in its seismic design.

ACKNOWLEDGEMENTS

Dr. Ian Aiken of the Earthquake Engineering Research Center reviewed an earlier version of this manuscript. His assistance is acknowledged. My gratitude is also extended to Professors Vitelmo V. Bertero and Alexander C. Scordelis and to Katherine A. Frohberg for the information provided for this study. The comments and suggestions of the three anonymous reviewers to this paper is greatly acknowledged.

REFERENCES

1. Applied Technology Council. "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings," Publication No. ATC 3-06, June 1978.
2. Applied Technology Council. "Seismic Design Guidelines for Highway Bridges," Publication No. ATC-6, October 1981.
3. Applied Technology Council. "Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges," Publication No. ATC-6-2 (also Report No. FHWA/RD-83/007), August 1983.
4. Bertero, V.V., Anderson, J.C., Krawinkler, H., and Miranda, E., "Design Guidelines for Ductility and Drift Limits," Report No. UCB/EERC - 91/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, July 1991.
5. Buckle, I.G., Mayes, R.L., and Butten, M.R., "Seismic Design and Retrofit Manual for Highway Bridges," Report No. FHWA/IP-87/6, Fed. Highway Administration, May 1987.
6. Gates, J.H., "Factors Considered in the Development of the California Seismic Design Criteria for Bridges," Workshop on the Earthquake Resistance of Highway Bridges, Applied Technology Council, November 1979.
7. Governor's Board of Inquiry on the 1989 Loma Prieta Earthquake. "Competing Against Time," State of California, May 1990.
8. Mayes, R.L., Buckle, I.G., Kelly, T.E., and Jones, L.R., "AASHTO Seismic Isolation Design Requirements for Highway Bridges," Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 1, January 1992, pp. 284-304.
9. Miranda, E., "Seismic Evaluation and Upgrading of Existing Buildings," Thesis submitted for partial satisfaction of the requirements of the degree of Doctor of Philosophy in Engineering, University of California at Berkeley, May 1991.
10. Miranda, E., and Bertero, V.V., "Evaluation of the Failure of the Cypress Viaduct in the Loma Prieta Earthquake," Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 81, No. 5, October 1991, pp. 2070-2086.

11. Miranda, E., "Nonlinear Response Spectra for Earthquake Resistant Design." Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain, July 1992.
12. Nims, D.K., Miranda, E., Aiken, I.D., Whittaker, A.S., and Bertero, V.V., "Collapse of the Cypress Street Viaduct as a Result of the Loma Prieta Earthquake." Report No. UCB/EERC-89/16, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, November 1989.
13. Priestley, M.J.N., and Park, R., "Strength and Ductility of Bridge Substructures." Report No. 84-20, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand, December 1984.
14. Priestley, M.J.N., Seible, F., and Chai, Y.H., "Seismic Retrofitting of Bridge Columns," Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego, 1988.
15. Standard Specifications for Seismic Design of Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C., 15th edition, 1991.
16. State of California, Department of Transportation, "Presentation by Caltrans to Governor's Board of Inquiry on the 1989 Loma Prieta Earthquake." Testimony presented by Caltrans to the Board of Inquiry, November 28, 1989.
17. Stone, W.C., and Cheok, G.S., "Inelastic Behavior of Full-Scale Bridge Columns Subjected to Cyclic Loading," Report No. 166, Building Science Series, National Institute of Standards and Technology, January 1989.

PROBABILISTIC SITE-DEPENDENT NON-LINEAR SPECTRA

EDUARDO MIRANDA*

Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 1306 South 46th St., Richmond, CA 94804, U.S.A.

SUMMARY

This paper presents a probabilistic approach to the estimation of lateral strengths required to provide an adequate control of inelastic deformations in structures during severe earthquake ground motions. In contrast to a deterministic approach, the approach presented herein accounts explicitly for the variability of the response of non-linear systems due to the inherent uncertainties in the intensity and characteristics of the input excitation by considering the probability distribution of maximum inelastic strength demands. This study is based on the computation of non-linear strength demands of single-degree-of-freedom (SDOF) systems experiencing different levels of inelastic deformation when subjected to 124 recorded earthquake ground motions. Using empirical cumulative distribution functions site-dependent probabilistic non-linear spectra were computed for six probabilities of exceedance of different levels of inelastic deformation. It is concluded that the lateral strength required to control displacement ductility demands is significantly affected by the maximum tolerable inelastic deformation, the system's period of vibration, the local site conditions and the level of risk in exceeding the maximum tolerable deformations.

INTRODUCTION

Present seismic design philosophy establishes that a structure should resist frequent minor earthquakes without damage, occasional moderate earthquakes without structural damage and rare but probable earthquake ground motions without collapse. Several studies¹⁻³ have concluded that one of the major problems in the implementation of this design philosophy is that associated with the large uncertainty in predicting the intensity and characteristics of future earthquake ground motions at a given site.

Building structures are commonly analysed and designed using lateral forces that are based on deterministic response spectra combined with empirical reduction factors to account for force reductions due to inelastic behaviour.⁴ An important shortcoming of this approach is that it does not consider explicitly the uncertainty in the response due to the uncertainties in the excitation. A probabilistic approach allows for the explicit consideration and quantification of this uncertainty in the response of structures to earthquake ground motions.

Using random vibration techniques several investigations have developed procedures to estimate the maximum response of linear systems to random excitations.⁵⁻¹¹ In other investigations probability-based concepts have been applied in the computation of probabilistic response spectra for systems responding elastically.¹²⁻¹⁴ However, building structures designed according to the previously mentioned seismic design philosophy are likely to experience significant inelastic excursions whose corresponding forces and deformations cannot be predicted with linear elastic models.

There are only a few studies that have considered non-linear structural behaviour in the computation of probabilistic response spectra. Riddell and Newmark¹⁵ computed non-linear spectra by combining mean plus one standard deviation elastic spectra with mean deamplification factors. For a greater degree of conservatism, they provided probability distribution parameters to compute elastic spectra and deamplification factors associated with smaller probabilities of exceedance. Murakami and Penzien¹⁶, and more recently

*Research Engineer. Currently at the Department of Civil Engineering, Swiss Federal Institute of Technology, CH-1015, Lausanne, Switzerland.

Conte *et al.*,¹⁷ presented constant strength probabilistic non-linear response spectra (PNRS) based artificially generated accelerograms. Neither of these two studies on PNRS considered the effect of soil conditions which according to several studies¹⁸⁻²⁰ can influence significantly the response of structures to earthquake ground motions.

The aim of this study is to improve the estimation of inelastic strength demands on structures when subjected to earthquakes. The objectives of this paper are threefold: (1) to study the probability distribution of inelastic spectral ordinates as functions of the period of vibration, level of inelastic deformation, and local site conditions, (2) to develop cumulative distribution functions based on the response of single-degree-of-freedom (SDOF) systems of 124 ground motions recorded in various earthquakes and (3) to present site-dependent PNRS associated with six levels of probability of non-exceedance for different levels of inelastic deformation.

INELASTIC STRENGTH DEMAND SPECTRUM

The response of a damped SDOF system when subjected to an earthquake excitation is given by

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + R = -m\ddot{x}_g \quad (1)$$

where m , c and R are the mass, damping coefficient and restoring force of the system, respectively; x is the relative displacement, x_g is the ground displacement and the dot over a quantity represents its derivative with respect to time. The initial period of the system is given by,

$$T = 2\pi \left(\frac{m}{k} \right)^{1/2} = 2\pi \left(\frac{m x_y}{R_y} \right)^{1/2} \quad (2)$$

where k is the initial stiffness of the system, R_y is the system's yield strength and x_y is the yield displacement.

A displacement response spectrum is a plot of the period of vibration (T) versus the maximum absolute value of the relative displacement of the SDOF system when subjected to a certain ground acceleration time history. In the case of systems responding in a non-linear fashion, it is convenient to plot the initial period of vibration (T) versus the displacement ductility ratio, defined as the ratio of the maximum absolute relative displacement to its yield displacement,

$$\mu = \frac{\max |x|}{x_y} \quad (3)$$

The displacement ductility ratio is thus an indicator of the level of inelastic deformation experienced by the system. A constant strength non-linear spectrum is a plot of the displacement ductility ratio (i.e. ductility demand) of system with period T having either constant strength or constant normalized strength.

In earthquake-resistant design, the structure must be dimensioned and detailed such that the local (storey and member) ductility demands are smaller than their corresponding capacities. Therefore, in the preliminary design of a building structure, there is a need to estimate the lateral strength (lateral load capacity) of the structure that is required to limit the global (structure) displacement ductility demand to a certain predetermined value, which results in the control of local ductility demands.

A constant displacement ductility non-linear spectrum is a plot of the lateral strength of a SDOF (with period T) required to limit the displacement ductility demand to a certain value (target ductility). Computation of a constant displacement ductility response spectrum involves iteration (for each period and each target ductility) on the lateral strength R_y using equation (1) until the computed ductility demand μ is, within a certain tolerance, the same as the target ductility. Thus, although the computation of constant ductility non-linear spectra, also referred to as inelastic strength demand spectra, can involve several times more computational effort than that involved in the computation of constant strength non-linear spectra, they are more useful in earthquake-resistant design.

Iteration on the lateral strength using equation (1) in some cases does not yield a unique result, i.e. there can be more than one lateral strength that produces the same displacement ductility demand. In those cases, only the largest lateral strength is of interest for design purposes. This lateral strength capacity corresponds

to the minimum strength required by the structure in order to limit the ductility demand to the target ductility.

EARTHQUAKE RECORDS AND SYSTEMS CONSIDERED

Unlike the response of linear systems, the response of non-linear systems is very sensitive to the characteristics of individual acceleration pulses and their sequence within an earthquake ground motion.^{20,21} Depending on how artificial acceleration time histories are generated they may or may not reproduce the characteristics of recorded ground motions. Given the uncertainties in the characteristics of future earthquake ground motions at a site, it is particularly important that a family of artificially generated earthquakes reflects the variability found in recorded motions. O'Connor and Ellingwood³ reported coefficients of variation 50 to 60 per cent higher in the response of non-linear systems subjected to an ensemble of 20 recorded ground motions than that of non-linear systems subjected to three different families of artificially generated ground motions.

For this study 124 ground motions recorded on various earthquakes were selected, with emphasis on those recorded on California and on those which have produced significant damage during the last six years. Most of the records selected represent the so-called 'free-field' conditions.

Ground motions were classified according to the local site conditions at the recorded station. For many sites there exists very limited information on the soils conditions; therefore, the site classification was based on a simple criterion and information which was available for all recording stations. Thus, ground motion records were classified into three categories: (1) those recorded on rock, (2) those recorded on alluvium and (3) those recorded on very soft soils deposits characterized by low shear wave velocities. Complete listing of all ground motions including some data on the earthquake in which they are recorded, the epicentral distance and the peak ground acceleration (PGA) are presented in Tables I-III.

A total of 37 200 inelastic strength demands were computed corresponding to six different levels of inelastic deformation (target ductilities), and 50 periods of vibration between 0.05 and 3.0 s when subjected to the selected acceleration time histories.

In the case of ground motions recorded on soft soils, the seismic demands on both linear and non-linear systems are strongly dependent on the predominant period of the motion.^{20,22} Thus, for records in this category the inelastic strength demands were not computed for a fixed set of periods T but for a fixed set of fifty T/T_g ratios, where T_g is the predominant period of the ground motion, which in this study is estimated to be equal to the period of a linear 5 per cent damped SDOF system where the maximum spectral velocity occurs.

Several studies have shown that the shape of hysteretic models with no strength degradation has practically no effect on the maximum response on non-linear systems;^{15,21,23} therefore, this study was limited to SDOF systems having a bilinear hysteretic behaviour with a postelastic stiffness equal to 3 per cent of the elastic stiffness and with a damping ratio of 5 per cent. Response time histories were computed by numerical step-by-step integration of equation (1) using the linear acceleration method with a variable time step to minimize violations of the energy balance when changes in the stiffness of the system occur. During iteration the inelastic strength demand was accepted as correct if the computed ductility demand was within 1 per cent of the target ductility. Computed mean and standard deviation of inelastic strength demands can be found in Reference 24.

PROBABILITY DISTRIBUTION OF INELASTIC SPECTRAL ORDINATES

Consideration of the uncertainty of the response of structures subjected to earthquake ground motions through a probabilistic approach requires the knowledge of the probability distribution of response parameters. Several investigations have been devoted to develop approximate methods for determining this probability distribution. Shinozuka and Yang⁷ showed that for a narrow-band process, the distribution of ordinates of linear systems can be approximated by the Weibull distribution. Vanmarcke⁸ developed an approximate expression of the probability distribution in terms of the first three moments of the power

Table I. Selected ground motions recorded at rock sites

Station name	Local site condition	Earthquake date	Magn.	Epictr. dist. (km)	Comp.	PGA (g)
San Francisco Golden Gate Park	Siliceous sandstone	San Francisco 22 March 1957	5.3 (M _L)	11	N10E	0.08
					S80E	0.11
Parkfield Cholame Shandon No. 2	Rock	Parkfield 27 June 1966	5.6 (M _L)	7	N65E	0.48
					—	—
Castaic Old Ridge Road	Sandstone	San Fernando 9 February 1971	6.5 (M _L)	29	N21E	0.32
					N69W	0.27
Llolleo	Sandstone and volcanic rock	Central Chile 3 March 1985	7.8 (M _S)	45	N10E	0.67
					S80E	0.43
Valparaiso	Volcanic rock	Central Chile 3 March 1985	7.8 (M _S)	84	N70E	0.18
					S20E	0.16
La Union	Metavolcanic rock	Michoacan 19 Sept. 1985	8.1 (M _S)	84	N00E	0.17
					N90E	0.15
La Villita	Gabbro rock	Michoacan 19 Sept. 1985	8.1 (M _S)	44	N00E	0.13
					N90E	0.12
Zihuatanejo	Tunalite rock	Michoacan 19 Sept. 1985	8.1 (M _S)	135	N90W	0.10
					S00E	0.16
Natl. Geogr. Institute	Balsamo formation	San Salvador 10 October 1986	5.4 (M _S)	5.7	270	0.53
					180	0.39
Inst. Urban Construction	Fluviatile pumice rock	San Salvador 10 October 1986	5.4 (M _S)	5.3	90	0.38
					180	0.67
Geotech. Invest. Center	Fluviatile pumice rock	San Salvador 10 October 1986	5.4 (M _S)	4.3	180	0.42
					90	0.68
Mt Wilson Caltech Seismic Station	Quartz diorite	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	19	90	0.19
					360	0.13
Corralitos Eureka Canyon Road	Landslide deposits	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	7	90	0.47
					360	0.62
Santa Cruz UCSC	Limestone	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	16	90	0.41
					360	0.43
San Francisco Cliff House	Franciscan sandstone	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	99	90	0.11
					0	0.07
San Francisco Pacific Heights	Franciscan sandstone	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	97	360	0.05
					270	0.06
San Francisco Presidio	Serpentine	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	98	90	0.20
					0	0.10
San Francisco Rincon Hill	Franciscan sandstone	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	95	90	0.09
					360	0.08
Yerba Buena Island	Franciscan sandstone	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	95	90	0.06
					360	0.03

Table II. Selected ground motions recorded at alluvium sites

Station name	Local site condition	Earthquake date	Magn.	Epictr. dist. (km)	Comp.	PGA (g)
El Centro Irrigation District	Alluvium	Imperial Valley 18 May 1940	6.3 (M _L)	8	S90W	0.21
Taft Lincoln School Tunnel	Alluvium	Kern County 21 July 1952	7.7 (M _S)	56	S00E	0.34
					N21E	0.15
Figueroa 445 Figueroa St.	Alluvium	San Fernando 9 February 1971	6.5 (M _L)	41	S69E	0.17
					N52E	0.15
Hollywood Free field	Alluvium	San Fernando 9 February 1971	6.5 (M _L)	35	S38W	0.12
					N90E	0.21
Ave. Stars 1901 Ave. of the Stars	Silt and sand layers	San Fernando 9 February 1971	6.5 (M _L)	38	S00W	0.17
					N46W	0.14
Sendai city Kokutetsu Bldg.	Alluvium	Miyagi-Ken-Oki 12 June 1978	7.4 (M _S)	110	S44W	0.15
					N90W	0.44
Meloland Interstate 8 Overpass	Alluvium	Imperial Valley 15 October 1979	6.6 (M _L)	21	N00E	0.24
					360	0.31
Bonds corner Highways 98 & 115	Alluvium	Imperial Valley 15 October 1979	6.6 (M _L)	3	270	0.30
					S40E	0.58
James Road El Centro Array # 5	Alluvium	Imperial Valley 15 October 1979	6.6 (M _L)	22	S50W	0.77
					S40E	0.52
Imperial V. College El Centro Array # 7	Alluvium	Imperial Valley 15 October 1979	6.6 (M _L)	21	S50W	0.37
					S40E	0.33
El Almendral	Compacted fill	Central Chile 3 March 1985	7.8 (M _S)	84	S50W	0.45
					N50E	0.29
Viña del mar	Alluvial sand	Central Chile 3 March 1985	7.8 (M _S)	88	S40E	0.16
					N70W	0.23
Zacatula	Alluvium	Michoacán 19 September 1985	8.1 (M _S)	49	S20W	0.36
					S00E	0.26
Alhambra Fremont School	Alluvium	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	7	N90W	0.18
					270	0.40
Altadena Eaton Canyon Park	Alluvium	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	13	180	0.30
					90	0.16
Burbank Cal. Fed. Savings Bldg.	Alluvium	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	26	360	0.31
					130	0.22
Downey County Maint. Bldg.	Deep alluvium	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	17	40	0.17
					270	0.16
Inglewood Union Oil Yard	Terrace deposits	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	25	180	0.20
					90	0.23
Los Angeles 116th St. School	Terrace deposits	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	22	360	0.27
					360	0.40
					270	0.29

Table II. (Contd.)

Station name	Local site condition	Earthquake date	Magn.	Epictr. dist. (km)	Comp.	PGA (g)
Los Angeles Baldwin Hills	Alluvium over shale	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	27	90 360	0.17 0.15
Los Angeles Hollywood Storage FF	Alluvium	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	25	90 360	0.12 0.21
Los Angeles Obregon Park	Alluvium	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	10	360 270	0.44 0.45
Long Beach Rancho Los Cerritos	Alluvium	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	27	90 360	0.25 0.15
San Marino Southwestern Academy	Alluvium	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	8	360 270	0.20 0.15
Tarzana Cedar Hill Nursery	Alluvium	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	44	90 360	0.63 0.46
Whittier 7215 Bright Tower	Alluvium	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	10	90 360	0.63 0.43
Alba 900 S. Fremont	Alluvium	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	8	90 360	0.29 0.25
Capitola Fire Station	Alluvium	Loma Prieta 17 October 1987	7.1 (M _S)	9	90 360	0.39 0.46
Hollister South & Pine	Alluvium	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	48	90 360	0.17 0.36
Oakland 2-Storey Office Bldg.	Alluvium	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	92	290 200	0.24 0.19
Stanford Parking Garage	Alluvium	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	51	360 90	0.26 0.22

Table III. Selected ground motions recorded at soft sites

Station name	Local site condition	Earthquake date	Magn.	Epictr. dist. (km)	Comp.	PGA (g)
Bucharest Building Research Inst.	Soft	Romania 4 March 1977	7.1 (M _S)	174	EW SN	0.17 0.20
SCT Sria. de Comunic. y Transport	Soft clay	Michoacán 19 September 1985	8.1 (M _S)	385	N90W S00E	0.17 0.10
Central de abastos Frigorifico	Soft clay	Michoacán 19 September 1985	8.1 (M _S)	389	99-53 77-52	0.10 0.08
Central de abastos Oficina	Soft clay	Michoacán 19 September 1985	8.1 (M _S)	389	76-56 67-95	0.08 0.07
Colonia Roma	Soft clay	Acapulco 25 April 1989	6.9 (M _S)	320	N90W S00E	0.06 0.05
Emeryville Free Field South	Bay mud	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	97	350 260	0.21 0.26
Emeryville Free Field North	Bay mud	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	97	350 260	0.20 0.22
Oakland Outer Harbor Wharf	Bay mud	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	95	305 125	0.27 0.29
Treasure island Naval Base	Fill	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	98	90 360	0.16 0.10
San Francisco International Airport	Bay mud	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	79	90 360	0.33 0.23
San Francisco 18-Storey Commercial Bldg.	Fill over bay mud	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	95	980 350	0.13 0.16
Foster City Redwood Shores	Bay mud	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	63	90 0	0.28 0.26

PROBABILISTIC SITE-DEPENDENT NON-LINEAR SPECTRA

spectral density functions assuming the earthquake ground motion to be a stationary Gaussian zero mean process. Based on the results presented by Davenport,⁶ Der Kiureghian⁹ developed semi-empirical expressions for the reduced rate of crossings and for peak factors that are consistent with the probability distribution proposed by Vanmarcke. Yang and Liu¹¹ showed that if the number of extreme values is large and if they are statistically independent, the probability distribution approaches asymptotically Gumbel's type III extreme-value probability distribution (the Weibull distribution). Furthermore, they showed that if the input excitation is assumed stationary, the probability distribution reduces to Rayleigh's distribution.

Before studying the probability distribution of inelastic structural ordinates, for each ground motion inelastic strength demands were normalized by the maximum base shear produced in a rigid system. This normalization procedure is equivalent to normalizing the ground motions to a peak ground acceleration equal to 1 g. In the long-period range this normalization will typically result in an increase in dispersion with increasing period of vibration.²² However, inelastic strength demands in this period range are generally much smaller than those in the short- and medium-period ranges. As illustrated in Figure 1, the resulting normalized inelastic strength demand, η , is a random variable whose probability distribution is unknown. This normalized inelastic strength demand is given by

$$\eta = \frac{R_y}{m \max |\ddot{x}_g|} = \frac{C_y g}{\max |\ddot{x}_g|} \quad (4)$$

where g is the acceleration due to gravity and C_y is the seismic coefficient defined as the ratio of the lateral strength of the system to its weight.

In this study attempts were made to fit the probability distribution computed from the statistical data to the following five theoretical probability density functions (PDF):

Normal:

$$f(\eta) = [2\pi\sigma^2]^{-1/2} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\eta - \phi}{\sigma}\right)^2\right] \quad (5)$$

Lognormal:

$$f(\eta) = [2\pi\sigma^2\eta^2]^{-1/2} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln \eta - \phi}{\sigma}\right)^2\right] \quad (6)$$

Gumbel type I:

$$f(\eta) = \frac{1}{\sigma} \exp\left\{-\frac{1}{\sigma}(\eta - \phi) - \exp\left[-\frac{1}{\sigma}(\eta - \phi)\right]\right\} \quad (7)$$

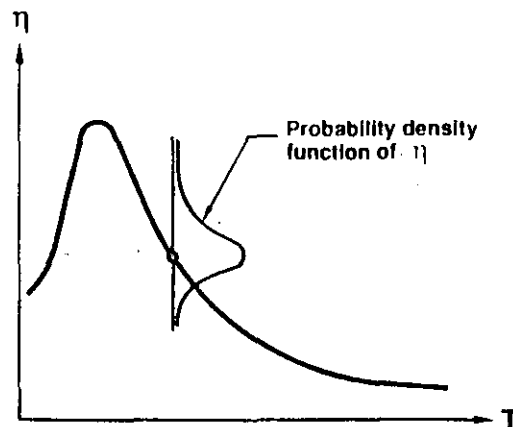


Figure 1. Normalized inelastic strength demand spectrum showing the uncertainty in the prediction of inelastic strength demands in future earthquakes

Weibull:

$$f(\eta) = \alpha\beta\eta^{\alpha-1} \exp(-\beta\eta^\alpha) \tag{8}$$

Gamma:

$$f(\eta) = \frac{\beta}{\Gamma(\delta)} \eta^{\delta-1} \exp(-\beta\eta) \tag{9}$$

where α , β , δ , ϕ and σ are probability distribution parameters and $\Gamma(\cdot)$ is the gamma function, which is defined as,

$$\Gamma(y) = \int_0^\infty z^{y-1} \exp(-z) dz \tag{10}$$

Two methods are available to determine whether the assumption of the data being distributed according to a certain theoretical PDF is reasonable: (mainly) goodness-of-fit (GOF) plots of probability paper and analytic distributional tests. In the first method the sorted data is plotted against the quantiles corresponding to different probability distributions. In the second method an analytic parameter is computed, which provides a basis to accept or reject the hypothesis of a certain theoretical probability distribution according to a certain level of probability of a type 1 error. For cases where there exists no closed-form analytical expression for the cumulative distribution function (i.e. normal, log-normal and gamma distributions) the quantiles were computed by numerical integration of the PDF together with a *regula falsi* root-finding method. For each probability distribution and each soil group 300 GOF plots were computed (corresponding to each level of inelastic deformation and each period or each T/T_g ratio).

Examples of GOF plots corresponding to a particular period and a particular level of inelastic deformation for ground motions recorded on alluvium are shown in Figure 2. For all three site conditions, scatter of the data was observed to increase with increasing periods (with increasing T/T_g ratios in the case of soft soils).

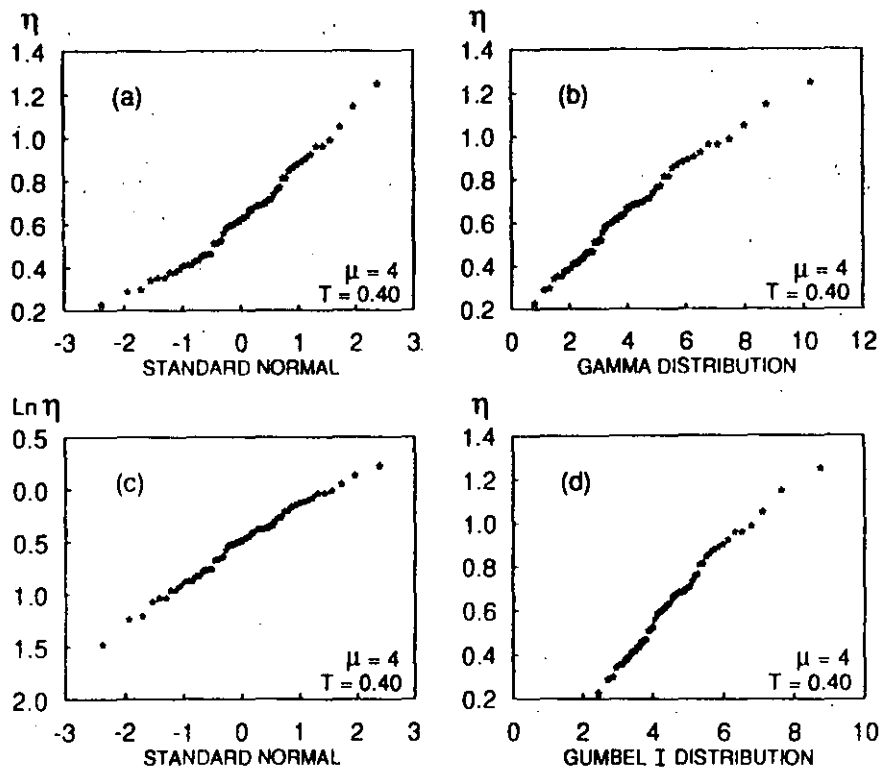


Figure 2. Goodness-of-fit plots for systems with $T = 0.4$ and $\mu = 4$ when subjected to ground motions recorded on alluvium using the following probability distributions: (a) normal; (b) gamma; (c) log-normal; (d) Gumbel type I

In addition to the GOF plots, the analytical test method was used to test each probability distribution. W test was used for all probability distributions except for the gamma distribution, in which a chi-square test was employed. For description of these tests the reader is referred to Reference 25.

If the choice of a certain model is found to be reasonable, the parameters of the distribution can be computed to obtain estimates of the cumulative probability distribution function (CDF) that best fits the data. Examples of computed CDFs are shown in Figure 3. These CDFs correspond to systems with a period of 0.3 s undergoing a displacement ductility ratio of four when subjected to ground motions recorded on alluvium sites. In this case it can be seen that the normal and Rayleigh (a special case of the Weibull distribution with $\alpha = 2$) give the poorest fit of the data.

For all levels of inelastic deformation, the fit of the computed CDF to that of the data was better in the low period range than in the high period range. In general, the best fit to the data was provided by the gamma distribution, followed by the Gumbel type I distribution and the Weibull distribution. One disadvantage of using the Weibull distribution is that the estimation of the parameters α and β requires the solution of two non-linear equations when using the maximum-likelihood technique. For the normal, lognormal and Gumbel distributions, a better fit was obtained by using linear regression analyses on the GOF plot data than when using the matching moment technique. In the case of the gamma distribution the latter technique yielded an adequate fit.

PROBABILISTIC NON-LINEAR SPECTRUM

If the probability distribution of inelastic strength demands is known, the computation of a probabilistic non-linear spectrum is reduced to finding (for each period T_k) the normalized strength (that needs to be supplied to the structure) required to avoid with a predetermined probability of non-exceedance of a ductility demand larger than the target ductility demand, μ_j .

If the displacement ductility demand is considered as a random variable, then for a system with a given normalized strength, η_i , the probability of having a ductility demand less than or equal to a certain predetermined ductility μ_j is given by,

$$F_i(\mu_j) = P(\mu \leq \mu_j) = \int_0^{\mu_j} f_i(\mu) d\mu \quad (11)$$

where $f_i(\mu)$ and $F_i(\mu)$, respectively, are the PDF and CDF of μ corresponding to a certain strength capacity, η_i . Since the strengths required to limit the ductility demand to different target ductilities have been computed, for design purposes equation (11) can be rewritten as

$$F_j(\eta_i) = P(\eta \leq \eta_i) = \int_0^{\eta_i} f_j(\eta) d\eta \quad (12)$$

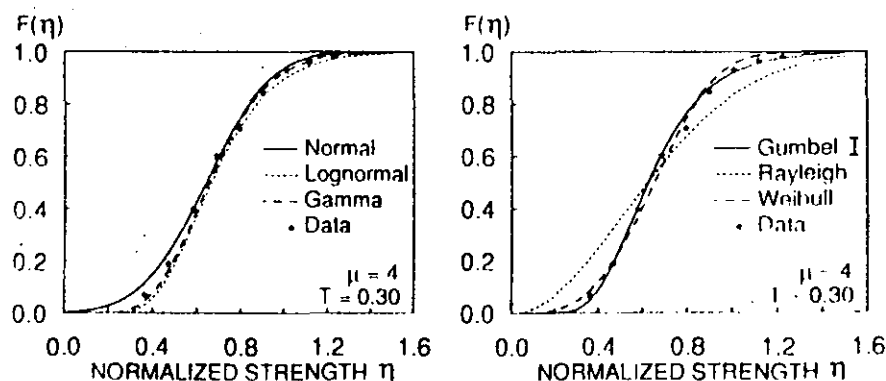


Figure 3. Cumulative distribution functions for systems with $T = 0.3$ and $\mu = 4$ when subjected to ground motions recorded on alluvium

where $f_j(\eta)$ and $F_j(\eta)$, respectively, are the PDF and CDF of η associated with a target ductility μ_j . The corresponding probability of exceedance of the target ductility μ_j is given by

$$P(\mu > \mu_j) = P(\eta > \eta_i) = 1 - F_j(\eta_i) \quad (13)$$

Thus, as illustrated in Figure 4, for a given target probability of non-exceedance, the normalized inelastic strength demand that needs to be supplied to the structure, η_i (in order to avoid ductility demands larger than μ_j) can be computed from the CDF of η .

As mentioned in the previous section, $f_i(\mu)$, $F_i(\mu)$, $f_j(\eta)$ and $F_j(\eta)$ are not known. In their study Murakami and Penzien¹⁶ assumed $F_i(\mu)$ to be a Gumbel type I extreme-value probability distribution, while Conte *et al.*¹⁷ assumed $F_i(\mu)$ to be a log-normal probability distribution. In this study, the PNRS were computed by using the CDF $F_j(\eta)$ calculated from the response of 300 systems subjected to 124 recorded ground motions. The advantage of this approach over the one used in the aforementioned studies is that the resulting empirical PNRS are based on no assumption regarding the probability distribution of inelastic spectral ordinates.

For each soil condition, each period of vibration (each T/T_r for soft soils) and target ductilities ranging from 1 to 6, normalized inelastic strength demands were computed for six probabilities of non-exceedance, namely, $F(\eta_i) = 50, 60, 70, 80, 90$ and 95 per cent, which correspond to probabilities of exceedance of the target ductility of 50, 40, 30, 20, 10 and 5 per cent respectively. The resulting 5400 inelastic strength demands classified according to soil conditions, probability of non-exceedance and level of inelastic deformation are shown in Figures 5–7.

As shown in these figures, for all levels of probability, the lateral strength capacity required to control inelastic deformations is significantly affected by the period of vibration of the system and the target ductility ratio. For ductility ratios smaller than three and for systems subjected to rock and alluvium ground motions, strength demands typically increase with increasing period up to a period which lies between 0.2 and 0.4 s. Beyond this period, strength demands decrease with increasing period of vibration. Regardless of the soil condition, for displacement ductility ratio greater than four, lateral strength demands decrease with increasing periods.

A comparison of strength demands for systems of different soil conditions is shown in Figure 8. The figure corresponds to lateral strengths required to avoid ductility ratios larger than 2 with a 20 per cent probability of exceedance and to lateral strengths required to avoid ductility ratios larger than three with a 10 per cent probability of exceedance. A predominant period of 1.5 s is assumed for the soft soil site. In both cases, for periods of vibration greater than 0.6 s, required lateral strengths are significantly larger for systems subjected to ground motions recorded on soft soil sites than for systems subjected to ground motions recorded on either rock or alluvium sites. For certain periods, the computed required strength for structures on soft soil is more than twice that required for structures on rock or alluvium sites.

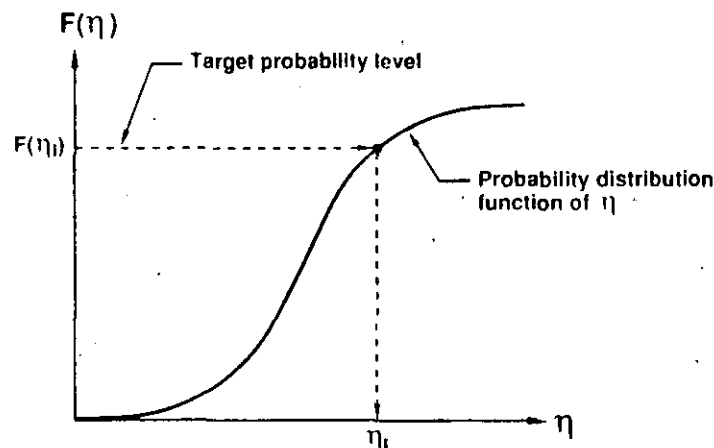


Figure 4. Computation of probabilistic strength demand spectral ordinates using cumulative distribution functions

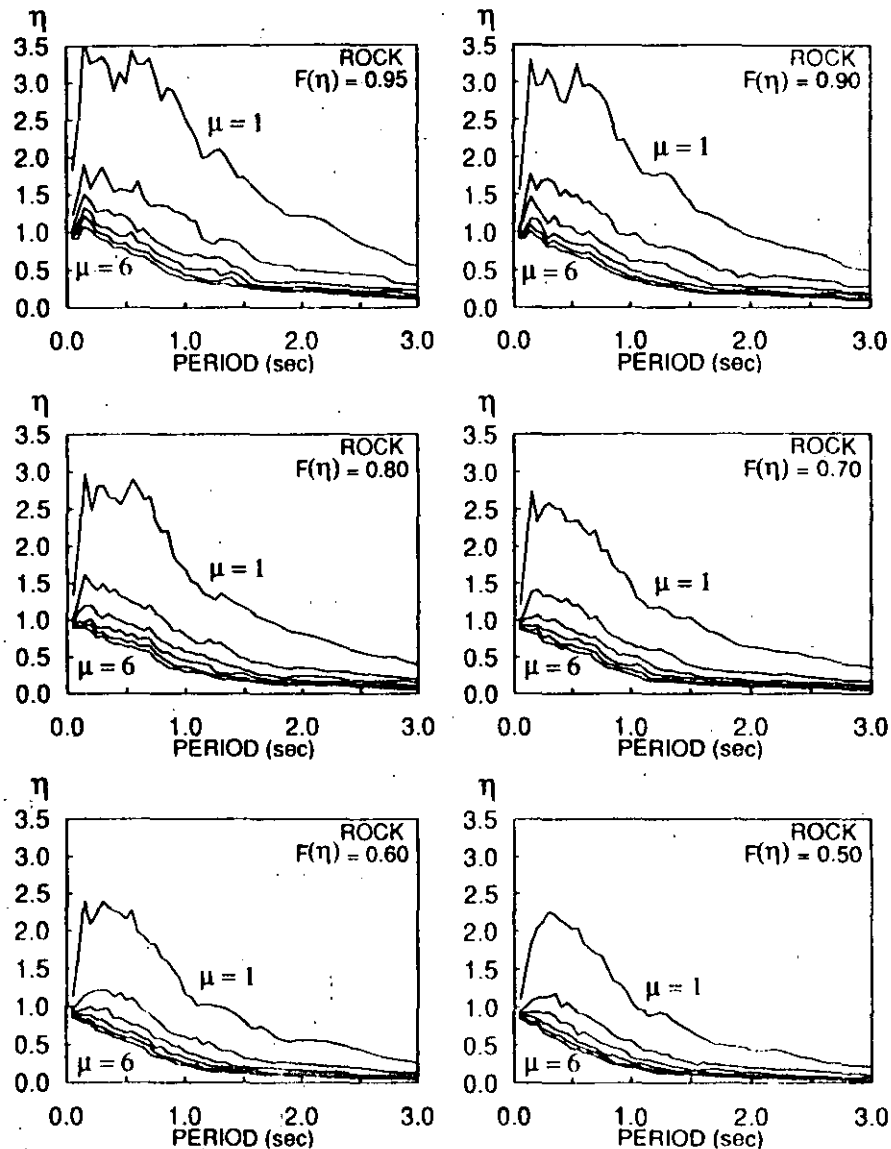


Figure 5. Probabilistic non-linear spectra of normalized strength demands for rock sites ($\mu = 1, 2, 3, 4, 5, 6$)

A comparison of lateral strength demands required to avoid a given maximum tolerable ductility ratio for three different probabilities of occurrence is shown in Figure 9. Strength demands shown in this figure were calculated for systems undergoing ductility demands of two and six when subjected to ground motions recorded on alluvium sites. As shown in this figure, consideration of a smaller probability of exceedance of the target ductility ratio (i.e. a larger value of $F(\eta)$) produces an approximately period-independent difference in strength demand. In general, this difference in lateral strength decreases with increasing ductility ratio. The corresponding increase in lateral strength (additional strength relative to the median), however, increases with increasing period.

Probabilistic non-linear response spectra computed in this investigation provide a more rational estimation of design forces than the one offered by deterministic response spectra, since they allow the designer to estimate the required lateral strength capacity corresponding to target probabilities of non-exceedance, which may be different for different levels of inelastic deformations or for different levels of maximum g_r acceleration. An illustrative example on the use of the PNRS is presented in the Appendix.

Inelastic strength demands shown in Figures 5-7 are based on response of SDOF systems undergoing various levels of maximum inelastic deformation when subjected to a relatively large number of recorded earthquake ground motions. The extrapolation of these results to MDOF structures requires the knowledge of the relationship between local (storey) ductility demands and the global (structure) ductility demand. This

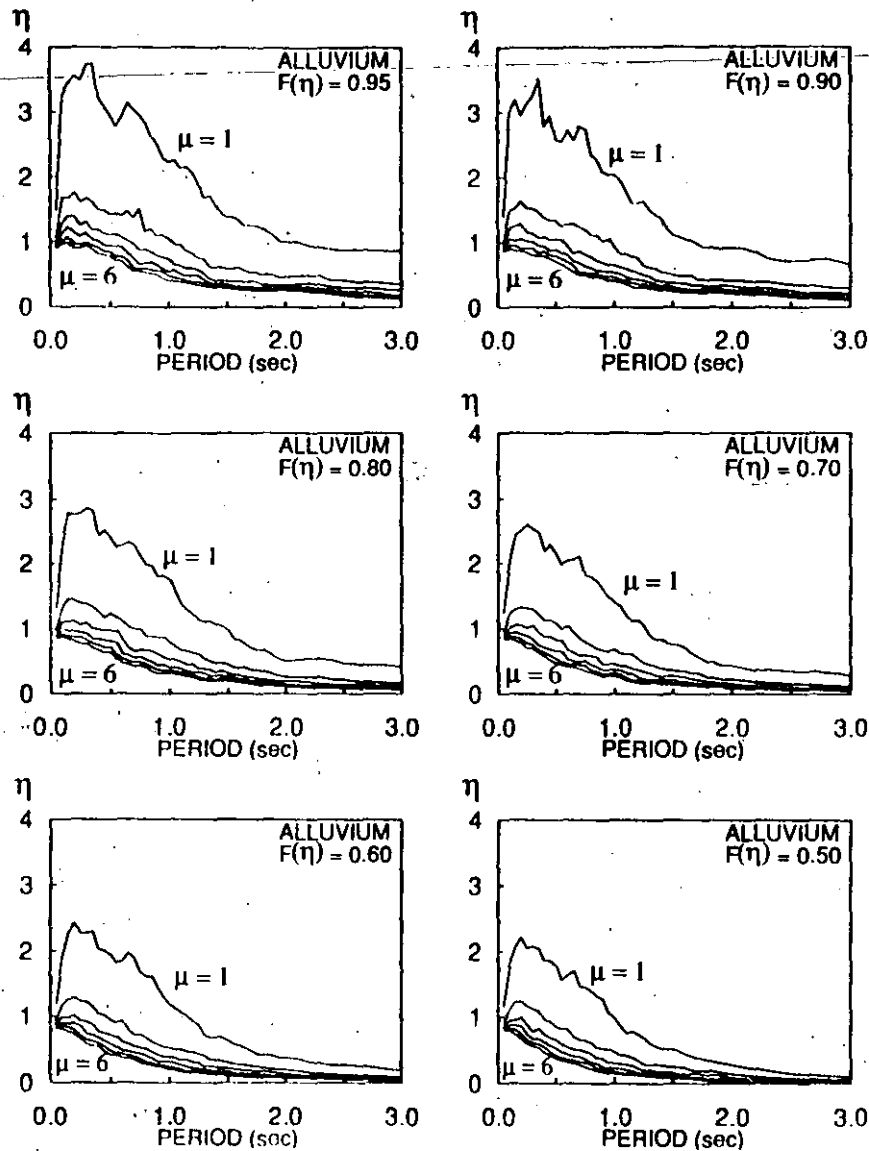


Figure 6. Probabilistic non-linear spectra of normalized strength demands for alluvium sites ($\mu = 1, 2, 3, 4, 5, 6$)

relationship, which varies with the level of imposed lateral deformation, is a function of both, the distribution of inelastic deformations within the structure and the ground motion. For many types of structures, an approximation of this relationship can be obtained through non-linear static analyses.^{22,26} Another approximate procedure to extend the results of SDOF systems to the design of MDOF structures has recently been proposed by Nassar and Krawinkler.²³

SUMMARY AND CONCLUSIONS

Uncertainties in the response of non-linear systems when subjected to earthquake ground motions were studied by computing the lateral strength capacity of SDOF systems required to control inelastic deformations below predetermined displacement ductility ratios. A total of 37 200 inelastic strength demands were computed corresponding to six levels of inelastic deformation and 50 periods (or T/T_g ratios) when subjected to 124 ground motions.

Attempts were made to fit the probability distribution of normalized inelastic strength demands computed from the statistical data to five theoretical probability distributions. For all levels of inelastic deformation,

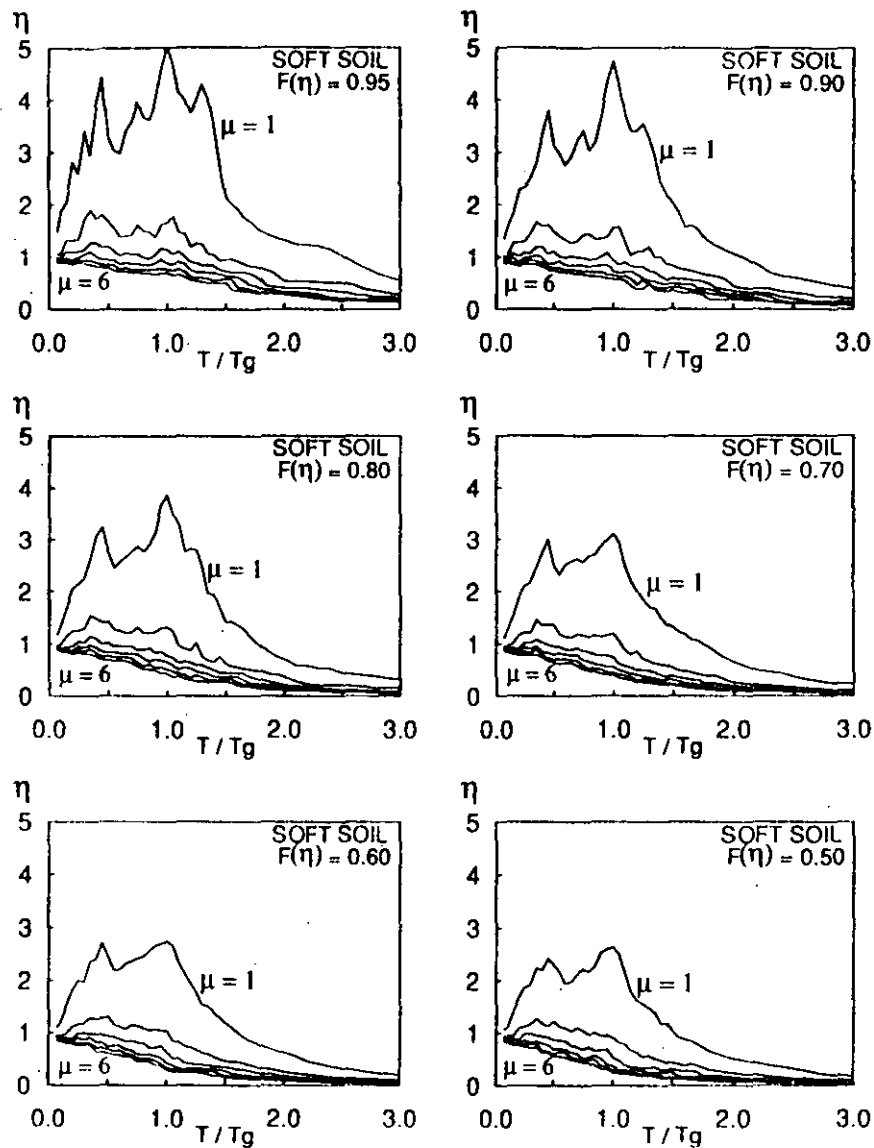


Figure 7. Probabilistic non-linear spectra of normalized strength demands for soft soil sites ($\mu = 1, 2, 3, 4, 5, 6$)

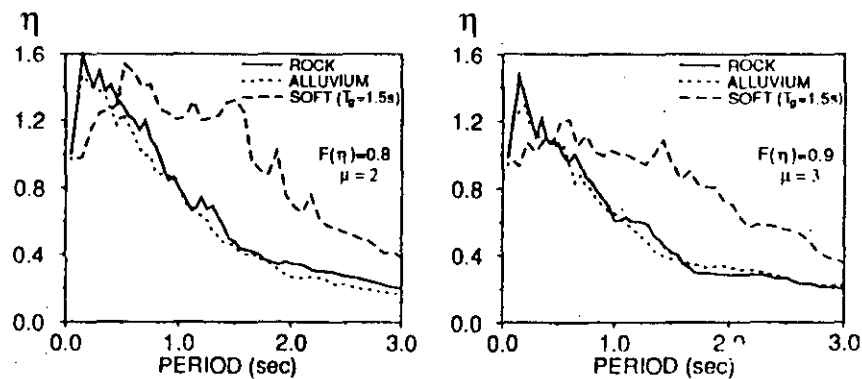


Figure 8. Effect of soil conditions on the lateral strength capacity required to control the maximum inelastic deformation

the fit of the cumulative distribution function was better in the low period range than in the high period range. In general, the best fit was provided by the gamma distribution followed by the Gumbel type I and Weibull distributions.

Using empirical cumulative distribution functions site-dependent probabilistic non-linear spectra were computed for six probabilities of exceedance of different levels of inelastic deformation. The lateral strength

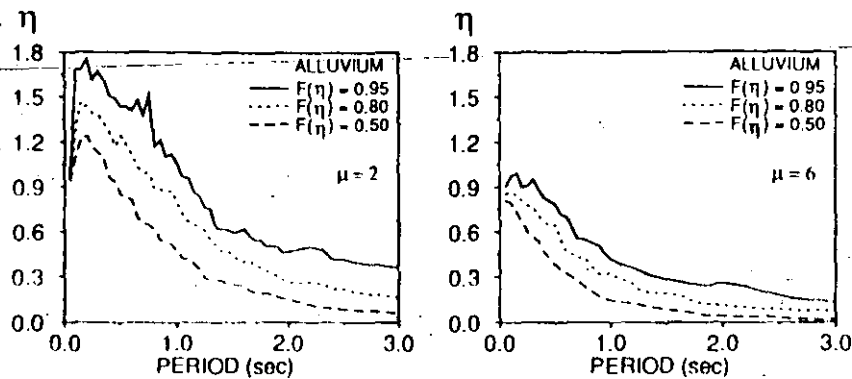


Figure 9. Effect of the probability of exceedance on the lateral strength capacity required to control the maximum inelastic deformation

required to control ductility demands is significantly affected by: (1) the maximum tolerable ductility demand, (2) probability of exceedance of the tolerable demand, (3) local site conditions and (4) the period of vibration of the system. In the case of soft soils, the required lateral strengths are also strongly dependent on the predominant period of the ground motion.

In contrast to the deterministic spectra, the spectra presented herein allow the estimation of the lateral strength that needs to be supplied to the structure which is associated with different probabilities of exceedance of predetermined levels of inelastic deformations. Thus, these PNRS explicitly account for the uncertainty in the response of non-linear systems when subjected to earthquake ground motions. Furthermore, they provide a clear insight into the variability aspects of the response of non-linear systems due to the inherent uncertainties in the intensity and characteristics of the earthquake excitation.

ACKNOWLEDGEMENTS

Part of the work presented in this paper was conducted while the author was a graduate student at the University of California at Berkeley working under the supervision of Vitelmo V. Bertero, whose guidance is greatly appreciated. The writer also would like to acknowledge J. P. Conte for his useful comments on this paper.

APPENDIX

This example illustrates the estimation of the inelastic strength demand of a SDOF system to an earthquake ground motion with a specified maximum ground acceleration.

It is assumed that the structure has a period of vibration of 0.8 s, 5 per cent damping and is located on alluvium. The site is likely to experience a maximum ground acceleration of 0.10 g during minor earthquakes and a maximum ground acceleration of 0.6 g during severe earthquakes. It is required to:

- Estimate the lateral strength required to maintain the system elastic (i.e. $\mu = 1$) during minor earthquakes with a confidence level (probability of non-exceedance) of 90 per cent.
- Estimate the lateral strength capacity associated with a 20 per cent probability of exceedance of a displacement ductility demand of three during severe earthquakes.

For alluvium sites the normalized inelastic strength demands can be obtained from Figure 6. To estimate the strength required in (a) the spectra corresponding to $F(\eta) = 0.9$ is used together with a $\mu = 1$ and a period of 0.8 s, to find a normalized strength demand $\eta = 2.35$. The corresponding lateral strength is obtained from equation (4)

$$R_y = m\eta \max |\ddot{x}_g| = m2.35(0.10g) = m0.24g$$

where m is the mass of the system.

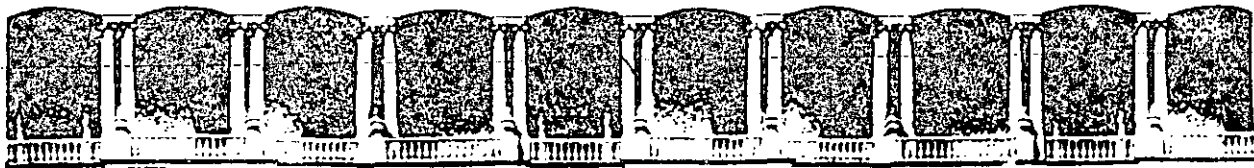
To estimate the strength required in (b) the spectra corresponding to $F(\eta) = 0.8$ (probability of exceedance of 20 per cent) is used together with $\mu = 3$ and a period of 0.8s. From Figure 6 we get $\eta = 0.68$. The corresponding lateral strength is given by

$$R_y = m\eta \max |\ddot{x}_g| = m 0.68(0.60g) = m0.41g$$

Thus, the strength required in (b) controls the design of the structure.

REFERENCES

1. M. A. Austin, K. S. Pister and S. A. Mahin, 'Probabilistic design of earthquake-resistant structures', *J. struct. eng. ASCE* **113**, 1642-1659 (1987).
2. H. Hwang, B. Ellingwood, M. Shinozuka and M. Reich, 'Probability-based design criteria for nuclear plant structures', *J. struct. eng. ASCE* **113**, 925-942 (1987).
3. J. M. O'Connor and B. Ellingwood, 'Reliability of nonlinear structures with seismic loading', *J. struct. eng. ASCE* **113**, 1011-1028 (1987).
4. *Earthquake Resistant Regulations—A World List*, Int'l. Assoc. of Earthquake Eng., Tsukuba, Japan, 1992.
5. D. E. Cartwright and M. S. Longuet-Higgins, 'The statistical distribution of maxima of a random function', *Proc. roy. soc. Lond.* **327**, 212-232 (1956).
6. A. G. Davenport, 'Note on the distribution of the largest value of a random function with application to gust loading', *Proc. inst. civil eng.* **28**, 187-196 (1964).
7. M. Shinozuka and J-N. Yang, 'Peak structural response to nonstationary random excitations', *J. sound vib.* **16**, 505-517 (1977).
8. E. H. Vanmarcke, 'On the distribution of the first-passage time for normal stationary random processes', *J. appl. mech. ASM.* **42**, 215-220 (1975).
9. A. Der Kiureghian, 'Structural response to stationary excitation', *J. eng. mech. div. ASCE* **106**, 1195-1213 (1980).
10. A. Amini and M. D. Trifunac, 'Distribution of peaks in linear earthquake response', *J. eng. mech. div. ASCE* **107**, 207-226 (1981).
11. J-N. Yang and S. C. Liu, 'Distribution of maximum statistical response of structures subjected to earthquake ground motions', *J. eng. mech. ASCE* **107**, 1089-1102 (1981).
12. A. S. Kiremidjian and H. C. Shah, 'Probabilistic site-dependent response spectra', *J. struct. div. ASCE* **106**, 69-86 (1980).
13. M. D. Trifunac, 'Seismic microzonation mapping via uniform risk spectra', *Proc. 9th world conf. earthquake eng.*, Tsukuba, Japan, vol. VII, 1988, 75-80.
14. M-H. Peng, F.E. Elghadamsi and B. Mohraz, 'A simplified procedure for constructing probabilistic response spectra', *Earthquake spectra* **5**, 393-407 (1989).
15. R. Riddell and N. M. Newmark, 'Statistical analysis of the response of nonlinear systems subjected to earthquakes', *Structural Research Series No. 468*, Dept. of Civil Eng., University of Illinois, Urbana, 1979.
16. M. Murakami and J. Penzien, 'Nonlinear response spectra for probabilistic seismic design and damage assessment of reinforced concrete structures', *Report No. UCB/EERC-75/38*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1975.
17. J. P. Conte, K. S. Pister and S. A. Mahin, 'Influence of the earthquake ground motion process and structural properties on response characteristics of simple structures', *Report No. UCB/EERC-90/09*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1990.
18. H. B. Seed, C. Ugas and J. Lysmer, 'Site-dependent spectra for earthquake-resistant design', *Report No. UCB/EERC-74/12*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1974.
19. B. Mohraz, 'A study of earthquake response spectra for different soil conditions', *Civil and Mechanical Eng. Dept.*, Southern Methodist University, Dallas, 1975.
20. V. V. Bertero, J. C. Anderson, H. Krawinkler and E. Miranda, 'Design guidelines for ductility and drift limits', *Report No. EERC/UCB-91/15*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1991.
21. S. A. Mahin and V. V. Bertero, 'An evaluation of inelastic seismic design spectra', *J. struct. div. ASCE* **107**, 1777-1795 (1981).
22. E. Miranda, 'Seismic evaluation and upgrading of existing buildings', *Ph.D. Thesis*, University of California at Berkeley, Berkeley, 1991.
23. A. A. Nassar and H. Krawinkler, 'Seismic demands for SDOF and MDOF systems', *Report No. 95*, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, 1991.
24. E. Miranda, 'Evaluation of site-dependent inelastic seismic design spectra', *J. struct. div. ASCE* **119**, 1319-1338 (1993).
25. S. S. Shapiro, 'Selection, fitting and testing statistical models', in *Handbook of Statistical Methods for Scientists and Engineers*, Ed. H. M. Wadsworth, McGraw-Hill, New York, 1990.
26. J. D. Osteraas and H. Krawinkler, 'Strength and ductility considerations in seismic design', *Report No. 90*, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA 1990.



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

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

MODULO III: DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

REQUISITOS DE DUCTABILIDAD PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO

DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

DR. ROBERTO MELI PIRALLA

CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

MODULO: **DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS**

TEMA: ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

PROFESOR: ROBERTO MELI

CONTENIDO

-GUIA DE ESTUDIO

-REQUISITOS DE DUCTILIDAD

-MODIFICACIONES A LA PRACTICA DE DISEÑO Y CONSTRUCCION.

GUIA DE ESTUDIO

1. DESEMPEÑO EN SISMOS RECIENTES
2. COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO ANTE CARGAS ALTERNADAS
3. COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIPERESTÁTICAS
4. CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO
5. SISTEMAS ESTRUCTURALES
6. MARCOS DÚCTILES
7. LOSAS PLANAS
8. MUROS DE CONCRETO
9. REFERENCIAS.

GUIA DE ESTUDIO

1. DESEMPEÑO EN SISMOS RECIENTES

EL NÚMERO DE CONSTRUCCIONES DAÑADAS HA SIDO ELEVADO. PRINCIPALMENTE DEFECTOS DE ESTRUCTURACIÓN, FALTA DE DUCTILIDAD.

EL SISMO DE 85 EN MÉXICO PUSO EN EVIDENCIA TODA LA GAMA DE PROBLEMAS.

EVIDENCIA DE BUEN COMPORTAMIENTO CUANDO SE HAN SEGUIDO LAS PRÁCTICAS ADECUADAS.

LAS MODIFICACIONES AL REGLAMENTO Y NORMAS TÉCNICAS HAN SIDO MUY FUERTES. LAS ESTRUCTURAS HAN CAMBIADO RADICALMENTE DESPUÉS DE 85.

2. COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO ANTE CARGAS ALTERNADAS

PARA ESTRUCTURAS QUE DEBEN RESISTIR EFECTOS SÍSMICOS SE REQUIERE UN COMPORTAMIENTO DÚCTIL ANTE CARGAS LATERALES Y UN COMPORTAMIENTO ESTABLE ANTE REPETICIONES DE CARGA ALTERNADAS. LOS CICLOS DE HISTERESIS DEBEN CONTENER UN ÁREA GRANDE PARA QUE LA ESTRUCTURA PUEDA DISIPAR ENERGÍA MEDIANTE AMORTIGUAMIENTO INELÁSTICO.

EL CONCRETO SIMPLE ES UN MATERIAL FRÁGIL, TANTO EN TENSIÓN COMO EN COMPRESIÓN.

VARIABLES QUE INFLUYEN EN LA CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN: VELOCIDAD DE CARGA, f'_c ,

ESTADO BIAxIAL Y TRIAXIAL DE ESFUERZOS Y EL EFECTO DEL COMPORTAMIENTO.

EL CONFINAMIENTO CON ZUNCHO O CON UNA COMBINACIÓN DE ESTRIBOS Y BARRAS LONGITUDINALES ES EL ÚNICO MEDIO DE LOGRAR UN COMPORTAMIENTO DÚCTIL.

EL COMPORTAMIENTO DESEABLE SE PUEDE LOGRAR SÓLO CUANDO EL MODO DE FALLA QUE DOMINA ES EL DE FLEXIÓN O FLEJO COMPRESIÓN CON CARGA AXIAL MUY BAJA.

LA SECCIÓN DEBE SER AMPLIAMENTE SUBREFORZADA, DOBLEMENTE ARMADA.

SE REQUIERE CONFINAMIENTO EN LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS Y ESPECIALMENTE EVITAR EL PANDEO DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN.

LAS FALLAS POR FLEXOCOMPRESIÓN, CORTANTE, TORSIÓN, ADHERENCIA NO GARANTIZAN COMPORTAMIENTO DÚCTIL.

3. COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIPERESTÁTICAS

LOS CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO ACTUALES SE BASAN EN LA CONSIDERACIÓN DE QUE SÓLO PARTE DE LA ENERGÍA DEL SISMO SE DISIPA POR TRABAJO DE LA ESTRUCTURA EN SU INTERVALO DE COMPORTAMIENTO LINEAL.

PARA SISMOS EXCEPCIONALES SE TENDRÁN DEFORMACIONES INELÁSTICAS Y HAY QUE DAR A LA ESTRUCTURA CAPACIDAD PARA ENTRAR EN ESA ETAPA SIN DAÑO GRAVE O COLAPSO.

EL CONCRETO TIENE COMPORTAMIENTO NO LINEAL DESDE NIVELES DE CARGA MODERADOS: AGRIETAMIENTO POR FLEXIÓN.

EL COMPORTAMIENTO NETAMENTE NO LINEAL SE TIENE CON LA FLUENCIA DE SECCIONES POR MOMENTO FLEXIONANTE.

EL COMPORTAMIENTO NO LINEAL IMPLICA REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS. LAS SECCIONES QUE SE AGRIETAN O FLUYEN PIERDEN RIGIDEZ O SE ARTICULAN Y AUMENTAN LOS MOMENTOS EN LAS ZONAS QUE PERMANECEN MÁS RÍGIDAS.

LA VIGA CONTINUA REPRESENTA UN EJEMPLO SIMPLE DEL FENÓMENO DE REDISTRIBUCIÓN.

EN CADA SECCIÓN EL MOMENTO ACTUANTE ESTÁ LIMITADO POR EL MOMENTO RESISTENTE (POSITIVO Y NEGATIVO) QUE DISPONE LA SECCIÓN DE ACUERDO CON EL REFUERZO PROPORCIONADO.

LOS MOMENTOS SE REDISTRIBUYEN DE ACUERDO A LA RESISTENCIA DISPONIBLE HASTA QUE SE FORME UN MECANISMO DE FALLA.

EL MECANISMO DE FALLA QUE SE PRESENTARÁ PUEDE SER SELECCIONADO EN LA ETAPA DE DISEÑO AL DEFINIR LOS MOMENTOS RESISTENTES DE LAS DISTINTAS SECCIONES.

ES ACEPTABLE DIMENSIONAR LAS SECCIONES A PARTIR DE LOS DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECÁNICOS QUE SE OBTIENE DEL ANÁLISIS ELÁSTICOS LINEALES. IDEALMENTE EN ESA CONDICIÓN SE ALCANZA SIMULTÁNEAMENTE LA CAPACIDAD DE TODAS LAS SECCIONES.

TAMBIÉN ES FACTIBLE DIMENSIONAR PARA ELEMENTOS MECÁNICOS DIFERENTES DE LAS ELÁSTICAS Y QUE CUMPLAN CON EL EQUILIBRIO.

LOS CRITERIOS DE DISEÑO DE LAS NORMAS ACTUALES EXIGEN DISEÑAR DE MANERA QUE SE PRESENTEN MECANISMOS DE FALLA DÚCTILES Y TOMAR FACTORES DE SEGURIDAD ADICIONALES PARA MODOS DE FALLA FRÁGILES O QUE CORRESPONDAN A UN COMPORTAMIENTO CON DETERIORO.

4. CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO

ESTO SE BUSCA MEDIANTE EL MANEJO DE FACTORES DE RESISTENCIA DIFERENTES O MEDIANTE LA REVISIÓN DE CONDICIONES DE EQUILIBRIO LOCAL (DE NUDO, DE ENTREPISO, DE VIGA O DE COLUMNA), VER EJEMPLOS.

POR ESTAS CONDICIONES EL DIMENSIONAMIENTO SE ALEJA MUCHO DE LOS RESULTADOS DEL ANÁLISIS ELÁSTICO.

LOS CÓDIGOS PERMITEN REDUCCIONES A LOS COEFICIENTES SÍSMICOS DEPENDIENDO DE QUÉ TAN SEVEROS SON LOS REQUISITOS QUE SE OBSERVAN PARA GARANTIZAR UN COMPORTAMIENTO DÚCTIL.

LOS CÓDIGOS ESTABLECEN REQUISITOS DE RIGIDEZ Y DE RESISTENCIA. LOS PRIMEROS (DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES) DEFINEN ESENCIALMENTE LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES, LOS SEGUNDOS EL REFUERZO. LA DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL OBEDECE LA BÚSQUEDA DE LOS MECANISMOS DE FALLA DÚCTILES.

LAS REDUCCIONES POR DUCTILIDAD DE LOS COEFICIENTES SÍSMICOS DEBEN LIMITARSE PARA EVITAR DAÑOS FRECUENTES Y REPARACIONES COSTOSAS.

5. SISTEMAS ESTRUCTURALES

LA ELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL APROPIADO ES EL PASO BÁSICO DEL DISEÑO.

ADEMÁS DEBE EVITAR COMPORTAMIENTOS INDESEABLES POR CONCENTRACIÓN DE FUERZAS, AMPLIFICACIONES, VIBRACIONES TORSIONALES, ETC. POR ELLO DEBE BUSCARSE UN SISTEMA REGULAR Y SIMÉTRICO.

TAMBIÉN SE DEBEN EVITAR CONCENTRACIONES DE FUERZAS EN LA CIMEN-TACIÓN.

EL MARCO "RÍGIDO" ES UN SISTEMA RELATIVAMENTE FLEXIBLE CON EL QUE RESULTA DIFÍCIL LIMITAR LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES A LOS VALORES ADMISIBLES EN EDIFICIOS DE CIERTA ALTURA.

CONVIENE RECURRIR A RIGIDIZACIÓN DE LOS MARCOS CON MUROS DE CONCRETO DE OTROS ELEMENTOS.

6. MARCOS DÚCTILES

LA ESTRUCTURACIÓN A BASE DE MARCOS PERMITE ALCANZAR GRANDES DUCTILIDADES. PARA ELLO DEBEN OBEDECERSE REQUISITOS ESTRICTOS DE DISEÑO Y DETALLADO DE LAS VIGAS, COLUMNAS Y CONEXIONES VIGA-COLUMNA.

LOS REQUISITOS DEL RFD87 Y DEL ACI SON SIMILARES A ESTE RESPECTO. SUS OBJETIVOS SON QUE LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS SE PRESENTEN EN ZONAS ESPECIALMENTE DETALLADAS PARA ALCANZAR GRANDES DUCTILIDADES Y QUE AÚN LAS SECCIONES DONDE SE ESPEREN ARTICULACIONES PLÁSTICAS SE PROTEJAN CONTRA FALLA FRÁGIL.

RESUMEN DE REQUISITOS PARA VIGAS:

- . CUANTÍA MÁXIMA DE REFUERZO IGUAL A 50% DE LA BALANCEADA.
- . TENER UN REFUERZO MÍNIMO POSITIVO Y NEGATIVO EN TODAS LAS SECCIONES ($P_{MIN} = 14/F_Y$); MÍNIMO DOS BARRAS EN CADA LECHO.
- . COLOCAR EN LOS EXTREMOS REFUERZO POSITIVO QUE PROPORCIONE UN MOMENTO RESISTENTE IGUAL POR LO MENOS A LA MITAD DEL NEGATIVO.

POR LO MENOS UNA TERCERA PARTE DEL REFUERZO NEGATIVO DEBE EXTENDERSE HASTA UN CUARTO DEL CLARO Y UNA CUARTA PARTE DEBE SER CONTINUA EN TODO EL LECHO SUPERIOR.

NO CORTAR REFUERZO EN ZONAS DE POSIBLES ARTICULACIONES PLÁSTICAS (A $2D$ DEL APOYO); SI NO PUEDEN EVITARSE TRASLAPES DEBERÁN COLOCARSE ESTRIBOS A LO LARGO DE LOS MISMOS. ESTRIBOS, MÍNIMO #3, A $D/2$ EN TODA LA VIGA Y A $D/4$ EN UNA DISTANCIA DE 4 PERALTES A PARTIR DEL APOYO. EN ESTA ZONA A, $\geq 0.15A_s \frac{S}{D}$ ó $0.15A_s \frac{S}{D}$.

EN LA ZONA DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA ($2D$ DEL APOYO) LAS BARRAS QUE DEBAN TRABAJAR EN COMPRESIÓN DEBERÁN ESTAR CONFINADAS POR ESTRIBOS (MÍNIMO #3) A UNA SEPARACIÓN NO MAYOR DE $16 \emptyset$ NI 30 CM.

DEBE DISEÑARSE PARA LA FUERZA CORTANTE QUE SE PRESENTA EN LA VIGA CUANDO SE ALCANZAN LOS MOMENTOS ÚLTIMOS EN LOS EXTREMOS. ESTO ES CON LA FINALIDAD DE QUE PUEDA DESARROLLARSE UN MECANISMO DE FALLA POR FLEXIÓN.

RESUMEN DE REQUISITOS PARA COLUMNAS:

CUANTÍA DE REFUERZO ENTRE 1 Y 6%

LA SUMA DE LAS CAPACIDADES EN FLEXIÓN DE LAS COLUMNAS QUE CONCURREN A UNA UNIÓN DEBE SER MAYOR QUE LA SUMA DE CAPACIDADES DE LAS VIGAS QUE CONCURREN A LA MISMA. ESTO TIENE A ASEGURAR QUE LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS SE FORMEN EN LAS VIGAS. NO DICE CUÁNTO DEBEN SOBREDISEÑARSE LAS COLUMNAS.

SI $P \leq 0.4 P_B$ (CARGA AXIAL PARA FALLA BALANCEADA) DEBEN RESPETARSE EN LA COLUMNA LOS MISMOS REQUISITOS QUE PARA VIGAS.

CUANDO $P > 0.4 P_B$ HAY QUE CONFINAR EL NÚCLEO DE LA COLUMNA POR MEDIO DE ESPIRAL O ESTRIBOS EN UNA DISTANCIA IGUAL A UN PERALTE, $1/6$ DE LA ALTURA DE LA COLUMNA O 45 CM (EL MAYOR DE LOS TRES) A PARTIR DE LA CARGA DE LA VIGA.

LA CUANTÍA DE REFUERZO ESPIRAL SERÁ

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_G}{A_C} - 1 \right) \frac{F_C}{F_Y} \leq 0.12 \frac{F'_C}{F_Y}$$

EL ÁREA DE ESTRIBOS DE CONFINAMIENTO SERÁ POR LO MENOS

IGUAL A $A_{SH} = \frac{l_H S_H}{Z}$; S_H NO MAYOR QUE 10 CM.

PARA REDUCIR LA LONGITUD l_H PUEDEN EMPLEARSE GANCHOS DEL MISMO DIÁMETRO QUE LOS ESTRIBOS CUYA DEFORMACIÓN REQUIERE RETRINGIR.

SEPARACIÓN MÁXIMA DE ESTRIBOS: $d/2$; DISEÑADOS PARA RESISTIR EL CORTANTE QUE SE INTRODUCE EN LA COLUMNA AL FORMARSE LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS EN LAS VIGAS.

LAS CONEXIONES VIGA-COLUMNA SON PUNTOS CRÍTICOS DEL COMPORTAMIENTO DE UN MARCO. HA HABIDO FALLAS FRECUENTES SOBRE TODO POR ANCLAJE INADECUADAS DEL REFUERZO DE LAS VIGAS.

LAS CONEXIONES EXTREMAS SON MUCHO MÁS CRÍTICAS QUE LAS INTERIORES.

SE REQUIERE REVISAR LAS CONEXIONES:

- A) POR CONFINAMIENTO PROLONGANDO EL REFUERZO TRANSVERSAL A LOS EXTREMOS DE LA COLUMNA, DENTRO DE LA CONEXIÓN CON LA TRABE.
- B) POR CORTANTE, REVISANDO LA CONEXIÓN PARA UNA CONDICIÓN DE CORTANTE ÚLTIMA.
- C) POR ANCLAJE; EVITANDO TRASLAPES; DANDO LONGITUD DE ANCLAJE SUFICIENTE A LAS BARRAS LONGITUDINALES (ESTO RIGE EL TAMAÑO DE LA COLUMNA), DANDO UN TAMAÑO SUFICIENTE A LA VIGA Y A LA COLUMNA PARA PERMITIR LA INVERSIÓN DE ESFUERZOS.

7. LOSAS PLANAS

AL NO TENER VIGAS FRANCS SE LIMITA EL EFECTO DE MARCO; RESULTAN SISTEMAS MUY FLEXIBLES Y CON PROBLEMAS DE CORTANTE EN LA CONEXIÓN LOSA-COLUMNA.

GRAN NÚMERO DE FALLAS OBSERVADAS EN ESTE SISTEMA.

ES NECESARIO QUE TENGAN OTROS ELEMENTOS QUE TOMEN CARGAS LATERALES (MUROS).

EL REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL DA REQUISITOS DE ANÁLISIS (ANCHO EQUIVALENTE DE LOSA) Y DE DIMENSIONAMIENTO DE REFUERZO EN LOSA Y EN LA CONEXIÓN, PARA QUE RESISTAN EFECTOS SÍSMICOS. LA EFICIENCIA ES LIMITADA.

EL REFUERZO POR SISMO DEBE CONCENTRARSE EN LAS NERVADURAS DE EJE DE COLUMNA Y DEBE PROPORCIONARSE REFUERZO DE CORTANTE EN UNA VIGA AHOGADA.

8. MUROS DE CONCRETO.

MAL LLAMADOS MUROS DE CORTANTE, TRABAJAN PRINCIPALMENTE POR FLEXIÓN.

PUEDEN ALCANZAR GRAN DUCTILIDAD SI SE DETALLAN APROPIADAMENTE. POR SU ALTA RIGIDEZ TIENDEN A CONCENTRAR LAS FUERZAS SÍSMICAS.

REQUIEREN REFUERZO VERTICAL Y HORIZONTAL EN EL ALMA Y, ESPECIALMENTE, REFUERZO EN SUS EXTREMOS PARA QUE CUANDO TRABAJEN ESTAS EN COMPRESIÓN NO SE PRODUZCA FALLA FRÁGIL.

LOS ELEMENTOS EXTREMOS DEL MURO DEBEN DETALLARSE COMO COLUMNAS DÚCTILES.

LOS HUECOS Y ABERTURAS REQUIEREN DE DETALLADO ESPECIAL.

REFERENCIAS

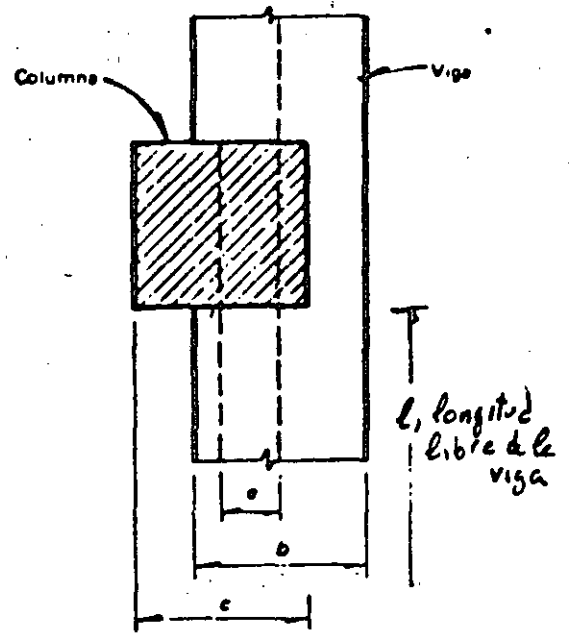
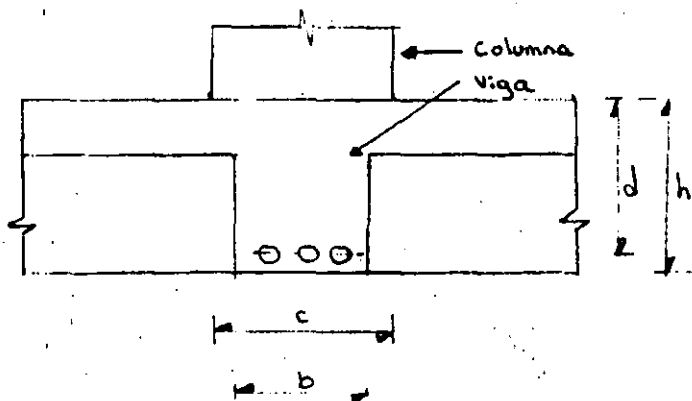
1. PARK R. Y T. PAULAY "REINFORCED CONCRETE STRUCTURES", J. WILEY, 1975.
2. DOWRICK, D.J. "EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN", 2ª EDICIÓN. J. WILEY, 1988.
3. BAZÁN, E. Y R. MELI "MANUAL DE DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS", LIMUSA, 1985.

4. LOERA, S. "MANUAL DE LAS NORMAS TÉCNICAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO DEL RDF 87", INSTITUTO DE INGENIERÍA, 1991.

REQUISITOS DE DUCTILIDAD

PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO

ROBERTO MELI



a) Requisitos Generales

$$l/b \leq 35$$

b) Requisitos para marcos dúctiles

$$b \geq 25 \text{ cm}$$

$$b \leq c$$

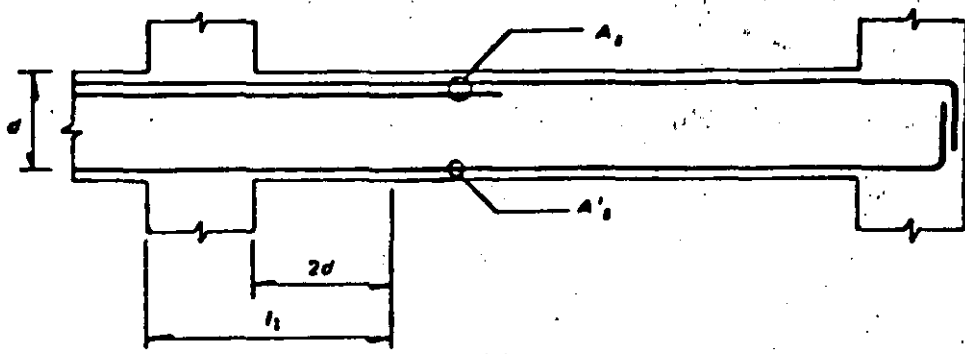
$$h/b \leq 3$$

$$e \leq 0.1c$$

$$l/b \leq 30$$

$$l/d \geq 4$$

Fig 10.1 Requisitos geométricos para vigas de marcos de concreto.



a) Requisitos generales

$$A_s \text{ y } A'_s \geq 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd, \text{ en zonas donde aparezcan tensiones}$$

$$A_s, A'_s \leq 0.75 A_{sb} \text{ (área de refuerzo correspondiente a falla balanceada)}$$

b) Requisitos para marcos dúctiles

$$A_s, A'_s \geq 0.7 (\sqrt{f'_c} / f_y) bd, \text{ en toda la longitud de la viga}$$

$$A_s, A'_s \leq 0.75 A_{sb}$$

Mínimo dos barras #4 en toda la longitud y en ambos lados

No se admiten paquetes de más de dos barras.

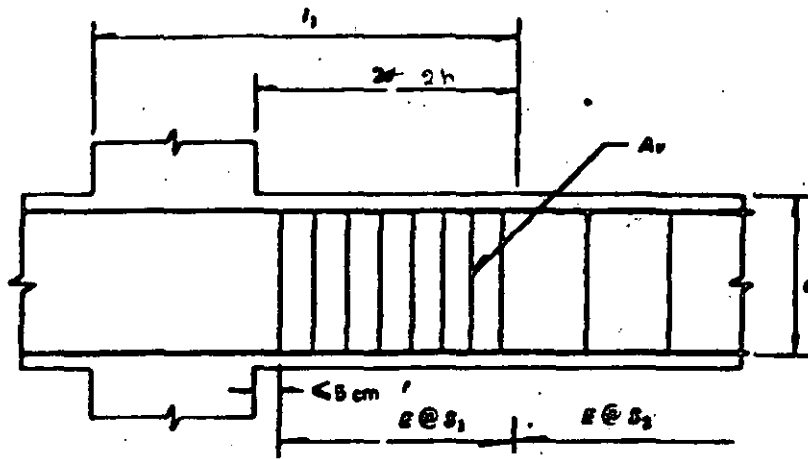
El momento resistente positivo en l_1 no será menor que la mitad del momento resistente negativo.

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 10.2 Requisitos para el refuerzo longitudinal de vigas de marcos de concreto.



a) Requisitos generales

No se tendrá en cuenta estribos:

- que formen un ángulo con el eje de la pieza $< 45^\circ$
- Ni barras dobladas en que dicho ángulo sea $< 30^\circ$

Suministrar refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando

Si $V_u < V_{CR}$, $\phi \geq \#2$ @ $0.5d$ (Se colocará a partir de toda unión de viga con columna o muro hasta 0.25 del claro correspondiente).

Si $V_u > V_{CR}$,
$$S = \frac{F_r A_v f_y d (\text{Sen} \theta + \text{Cos} \theta)}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_r A_v f_y}{3.5 b}$$

NOTA: en secciones circulares se cambia d por el diámetro.

$$S \geq 5 \text{ cm}$$

$$V_{CR} \leq V_u \leq 1.5 F_r b d \sqrt{f'_c}$$

$$S \leq 0.6d$$

$$1.5 F_r b d \sqrt{f'_c} < V_u$$

$$S \leq 0.25d$$

En ningún caso se permitirá que $V_u > 2 F_r b d \sqrt{f'_c}$

Cuando el refuerzo consiste de 1 solo estribo ó grupo de barras paralelas dobladas en una misma sección, su área se calculará

$$A_v = \frac{V_u - V_{CR}}{F_r f_y \text{Sen} \theta}, \text{ en este caso no se admitirá } V_u > 1.5 F_r b d \sqrt{f'_c}$$

b) Requisitos para marcos dúctiles

1) Refuerzo Transversal para confinamiento

Estribas # 2.5 ó mayores

En la zona L_1 los estribos deberán ser cerrados y con remate a 135° se indica en la fig. 10.4. La separación no deberá exceder de:

$$S_1 \leq \begin{cases} 8 \text{ diámetros de la barra longitudinal mayor} \\ 24 \text{ diámetros del estribo} \\ 30 \text{ cm.} \\ d/4 \end{cases}$$

Además al menos una de cada dos barras longitudinales de la periferia deberá estar abrazada por la esquina de un estribo.

2) Requisitos por cortante.

Fuera de L_1 habrá estribos a una separación $S_2 \leq d/2$
Estribas verticales cerradas de una pieza.

$$\phi_s \geq 2.5$$

$$V_{sismo} \geq \frac{V_u}{2} \rightarrow V_{cr} = 0$$

Fig. 10.3 Requisitos para refuerzo transversal de vigas de marcos de concreto

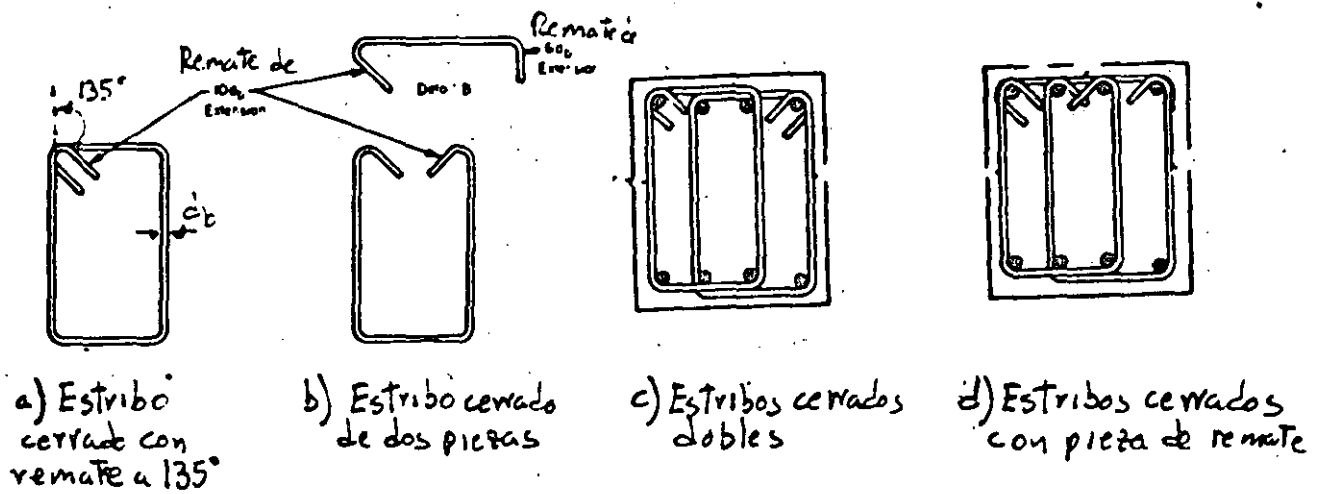


Fig 10.4 Estribos para confinamiento (de código ACI)

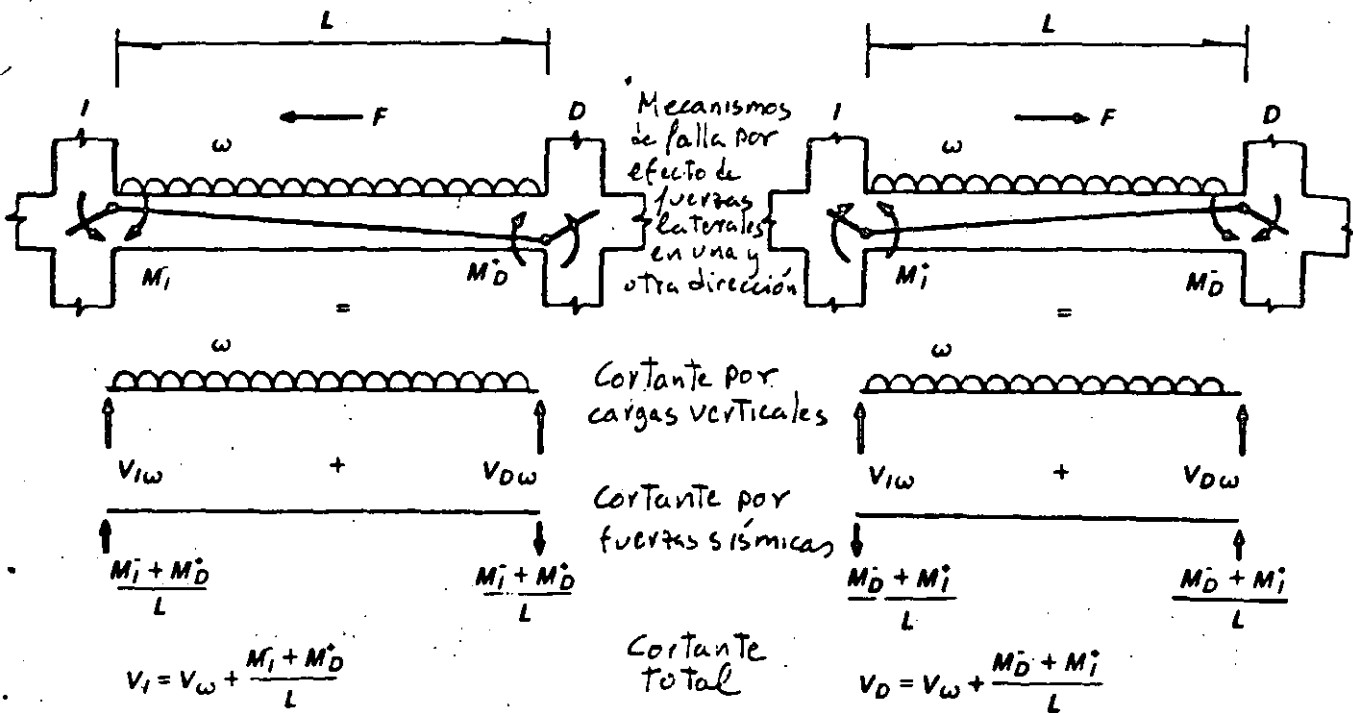
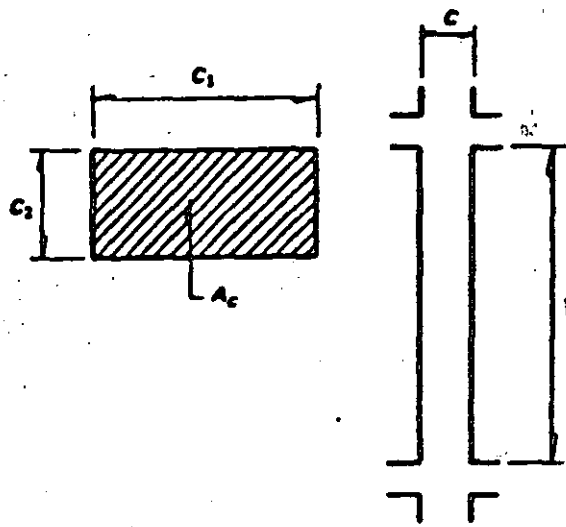


Fig 10.5 Determinación de las fuerzas cortantes de diseño para vigas de marcos dúctiles de concreto



Requisitos generales

$$c_1, c_2 \geq 20 \text{ cm}$$

$$c_1/c_2 \leq 4$$

Requisitos adicionales para marcos dúctiles

$$c_1, c_2 \geq 30 \text{ cm}$$

$$A_c \geq \frac{P_u}{0.5f'_c}$$

$$c_1/c_2 \leq 2.5$$

$$l/c \leq 15$$

Fig 10.6 Requisitos geométricos para columnas de marcos de concreto

I.- REFUERZO LONGITUDINAL

En la porción de la columna que ataca a la unión con la viga debe colocarse el mismo ref. transversal que en la. Si el nudo está confinado

por cuatro trabes que llegan a él y el ancho de cada una es al menos igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del refuerzo transversal mínimo.

a) Requisitos generales.

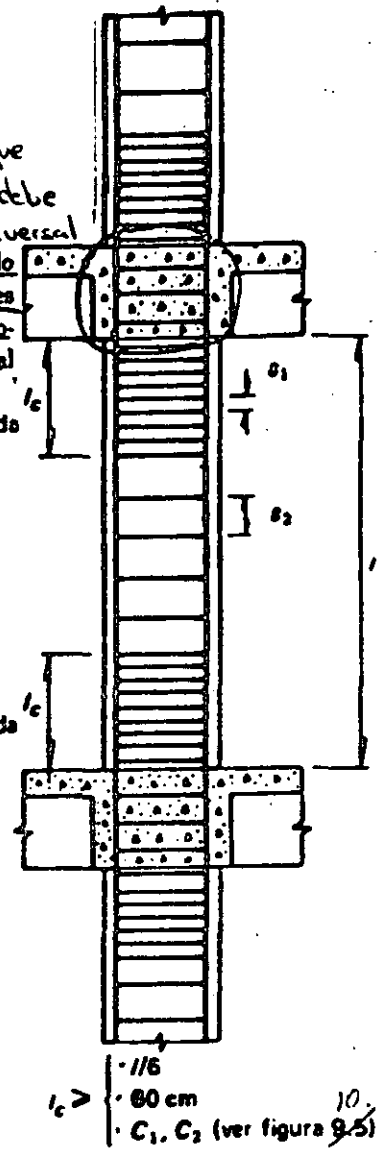
$$\frac{20}{f_y} \leq \rho \leq 0.06$$

Mínimo 4 barras en columnas rectangulares y 6 en circulares

b) Requisitos para marcos dúctiles

$$0.01 \leq \rho \leq 0.04$$

Paquetes de no más de dos barras
Traspases solo en la mitad central de la altura libre de la columna



$l_c >$

- 1/6
- 60 cm
- C_1, C_2 (ver figura 9.5)

10.6

II.- REFUERZO TRANSVERSAL

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso.

En la parte inferior de columnas de planta baja este refuerzo debe llegar hasta media altura de la columna, y debe continuarse dentro de la cimentación al menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa

a) Requisitos generales

$$S_2 \leq \begin{cases} \frac{850 d_b}{\sqrt{f_y}} & d_b - \text{\textcircled{O}} \text{ más delgado} \\ 48 d_v & d_v - \text{\textcircled{O}} \text{ estribo} \\ c_1/2, c_2/2 \end{cases}$$

$S_1 \leq$ la mitad de los límites para S_2

b) Requisitos para marcos dúctiles

1) Confinamiento

El refuerzo transversal no debe ser de grado mayor que 42.

$$d_v \geq \#3$$

Refuerzo Transversal mínimo:

$$S_1 \leq \begin{cases} 10 \text{ cm.} \\ \frac{C_{\text{menor}}}{4} \end{cases}$$

S_1 - Mismos límites que para el caso general.

S_2 - Igual que para requisitos generales

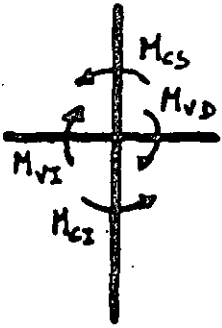
2) Fuerza cortante.

$$\text{Si } P_u < \frac{A_g f'_c}{20} \quad (\text{Incluyendo efectos sismo})$$

$$V_{\text{sismo}} \geq \frac{V_u}{2} \rightarrow V_{cr} = 0$$

Fig. 10.7 Requisitos de refuerzo para columnas de marcos de concreto.

$$\Sigma M_c \geq 1.5 (\Sigma M_v)$$

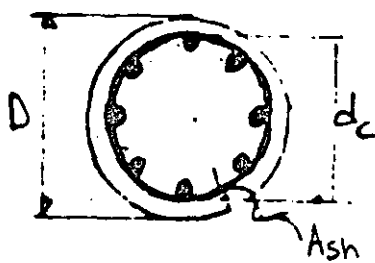


$\Sigma M_v = M_{vD} + M_{vI}$, es la suma de los momentos flexionantes resistentes (negativo de un lado y positivo del otro) de los extremos de las vigas que llegan a un nudo

$\Sigma M_c = M_{cS} + M_{cI}$, es la suma de los momentos flexionantes que deben ser capaces de resistir los extremos de las columnas (superior e inferior) que llegan a dicho nudo

El momento resistente de la columna se calculará para la carga axial que le corresponde a la columna por efecto de carga vertical más el doble de la que se genera por efecto de las fuerzas sísmicas actuando en la dirección correspondiente al signo de los momentos flexionantes considerados

Fig 10.8 Procedimiento para la revisión de la capacidad en flexocompresión de columnas de marcos dúctiles de concreto



Mínimo 6 barras longitudinales

Ref. Transversal $\phi \geq \text{No. 3}$

El acero de la hélice \leq grado 42

$$A_{sh} \geq 0.11 \left(\frac{A_g - 1}{A_c} \right) \frac{f'_c}{f_y} d_c s$$

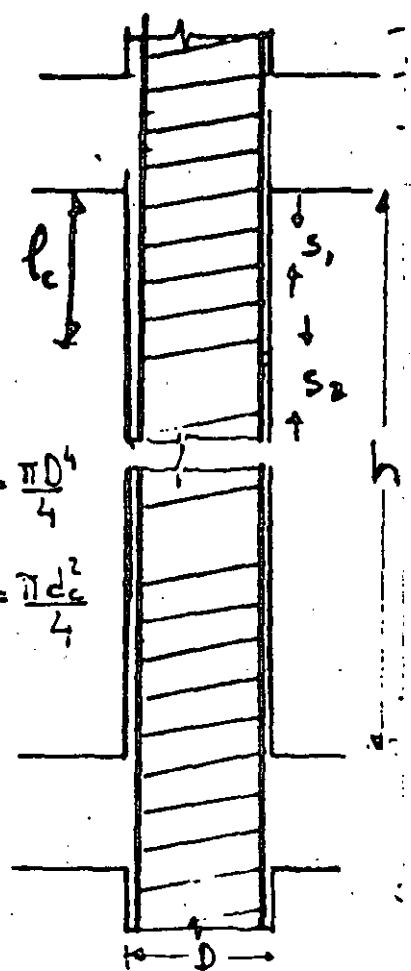
$$A_{sh} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y} d_c s$$

$$l_c \geq \begin{cases} D \\ h/6 \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_2 \leq 7 \text{ cm} \text{ y } \geq 1.5 \text{ tamaño agregado}$$

Los traslapes tendrán 1.5 vueltas

Las hélices se anclarán en los extremos de la columna mediante 2.5 vueltas



$$A_g = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A_c = \frac{\pi d_c^2}{4}$$

Fig 10.9 Requisitos para columnas zunchadas

$$\Sigma A_v \geq 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} d_c S_1$$

$$\Sigma A_v \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y} d_c S_1$$

ΣA_v = suma de áreas de todas las ramas de estribos en la dirección considerada

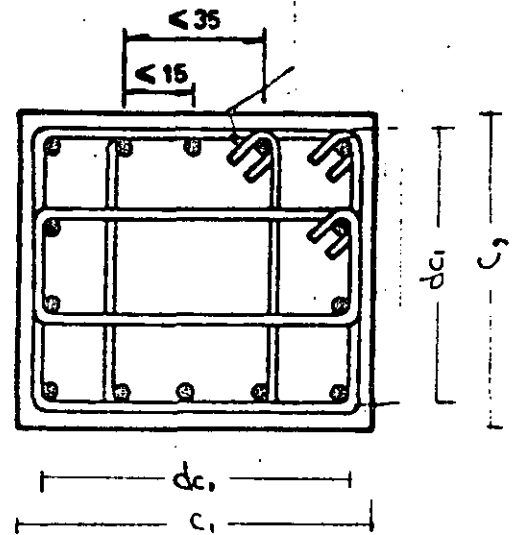
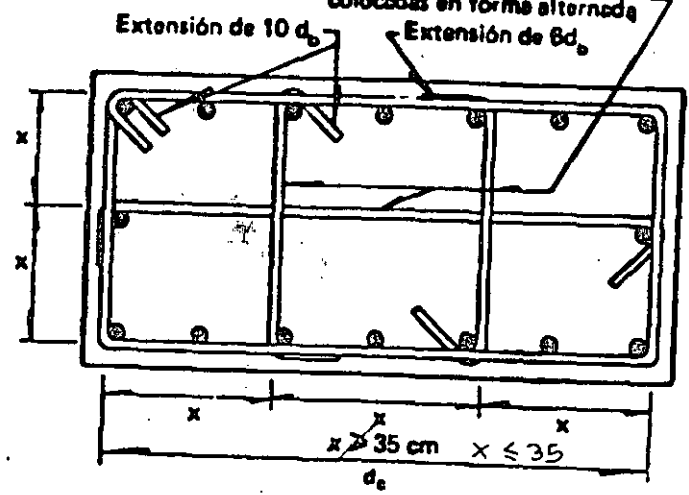


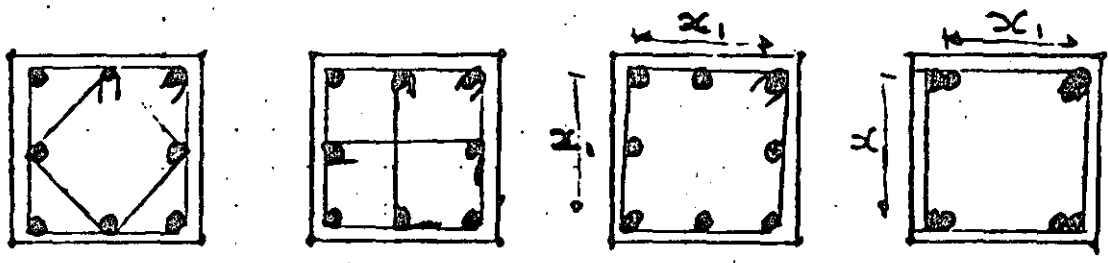
Fig. 10.10 Requisitos de distribución de refuerzo en columnas de estribos.

Grapas con sus ganchos a 90° colocadas en forma alternada



10.11

Figura 9.9 Combinaciones de estribos y grapas admisibles para confinamiento de columnas, según el Reglamento ACI 83.



No son aconsejables
Admisibles si $x_1 \leq 30$

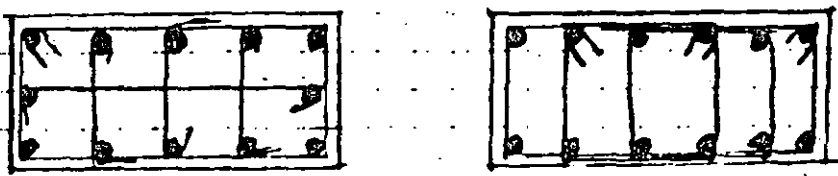
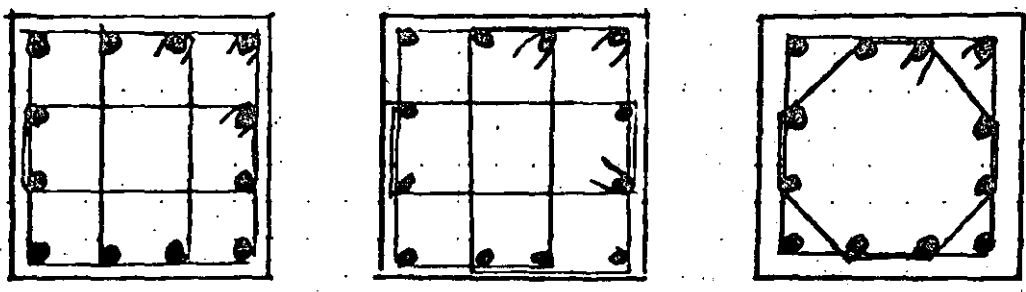
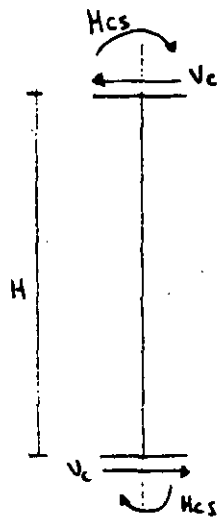


Fig 10.12 Arreglos admisibles de refuerzo en columnas de marcos dúctiles de concreto

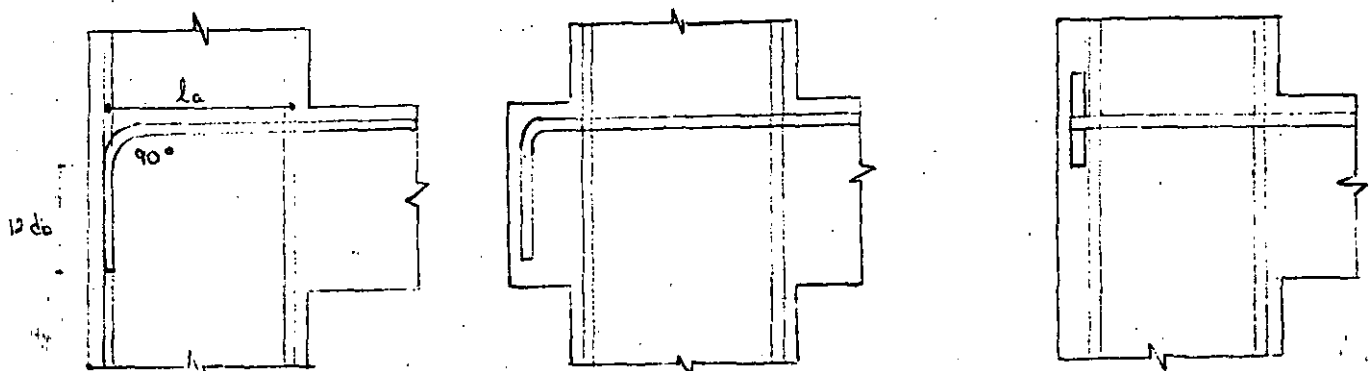


$$V_c = \frac{M_{cs} + M_{cs}}{H}$$

$$M_c \geq 1.5 (\Sigma M_v)$$

- En el extremo inferior de columnas de planta baja, se usará el momento resistente de diseño de la columna obtenido con la carga axial de diseño que conduzca al mayor momento resistente.
- En el extremo superior de columnas del último entrepiso se usará $1.5 \Sigma M_v$.

Fig. 10.14 Procedimiento para la revisión de la capacidad por cortante de las columnas de marcos dúctiles.



$$l_a \geq \frac{0.076 f_y d_b}{\sqrt{f_c}}$$

15 cm

8 db

NOTA: 30% mayor en concreto ligero

a) Anclaje con gancho extremo

b) Viga con saliente para proporcionar la longitud de anclaje necesaria

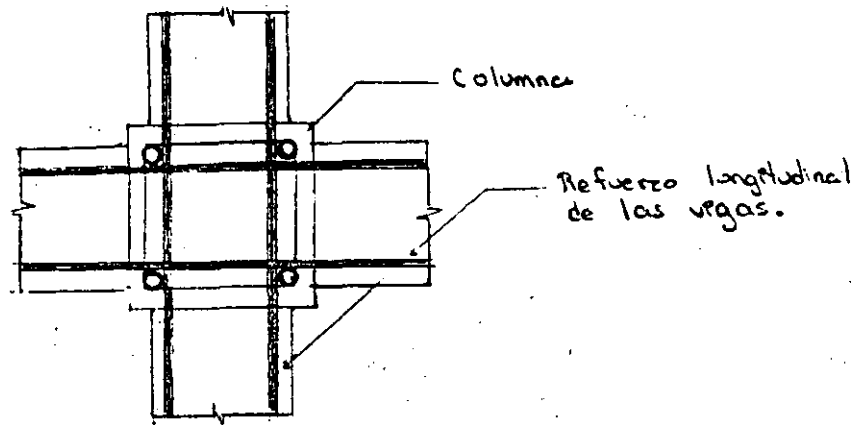
c) Anclaje mecánico

Fig. 10.15 Anclaje del refuerzo longitudinal en Vigas extremas de dúctiles

UNION VIGA-COLUMNA

Marcos Dúctiles

a) Requisitos generales

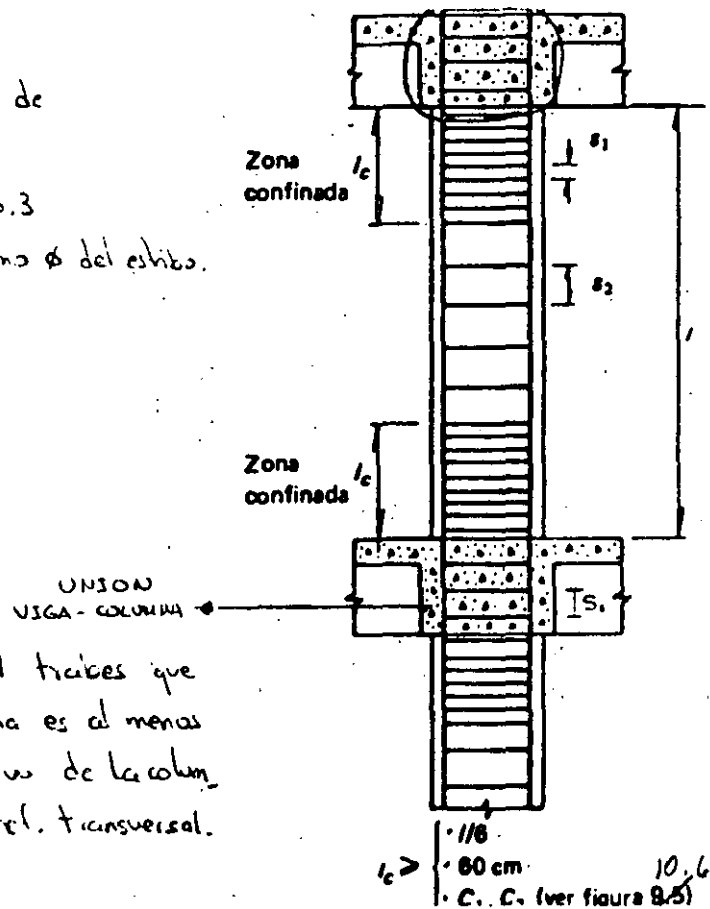


El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión debe pasar dentro del núcleo de la columna.

b) Refuerzo Transversal

- El refuerzo transversal no debe ser de grado mayor que el 42.
- Estibos cerrados de una pieza, de $\phi \geq$ No. 3
- Puede complementarse con grapas del mismo ϕ del estibo.

$$s_1 \leq \begin{cases} 0.25 C_{\min} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$



Si el núcleo está confinado por 4 traveses que llegan a él y el ancho de cada una es al menos igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del ref. transversal.

10.16a)

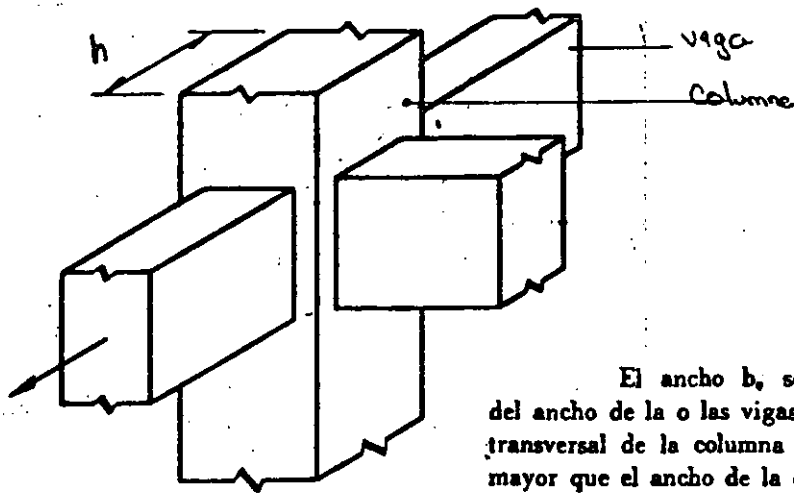
lc > $\begin{cases} 1/8 \\ 60 \text{ cm} \\ \text{C. C. (ver figura 8.5)} \end{cases}$

10.6

c) Resistencia a fuerza cortante.

La fuerza cortante se calculará en un plano horizontal a media altura del nudo.

$$\begin{array}{l} \text{En nudos confinados} \\ \text{otros nudos} \end{array} \quad \begin{array}{l} V_u = 5.5 F_R \sqrt{f'_c} b_e h \\ V_u = 4.5 F_R \sqrt{f'_c} b_e h \end{array}$$



d) Anclaje del refuerzo

Los diámetros de las barras de vigas y columnas que pasen rectos a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumplan las relaciones siguientes:

$$\begin{array}{l} h(\text{col.})/d_b(\text{barra de viga}) \geq 20 \\ h(\text{viga})/d_b(\text{barra de col.}) \geq 20 \end{array}$$

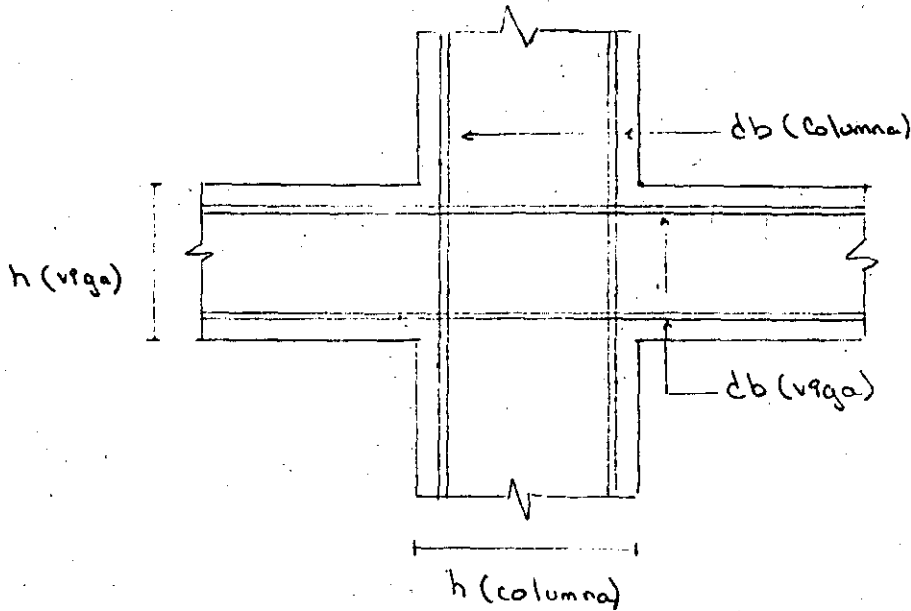
$h(\text{col.})$ es la dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de viga consideradas.

Si en la columna superior del nudo cumple:

$$\frac{P_u}{A_g f_c} \geq 0.3$$

Entonces: $h(\text{viga})/d_b(\text{barras de col.}) \geq 15$

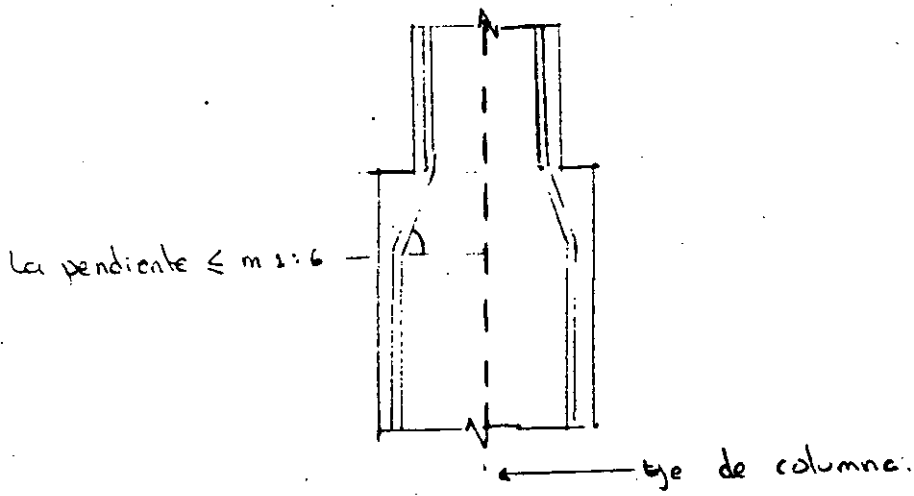
NOTA: también esta relación se cumplirá cuando en la estructura los muros de concreto reforzado resisten más del 50% de la fuerza lateral total.

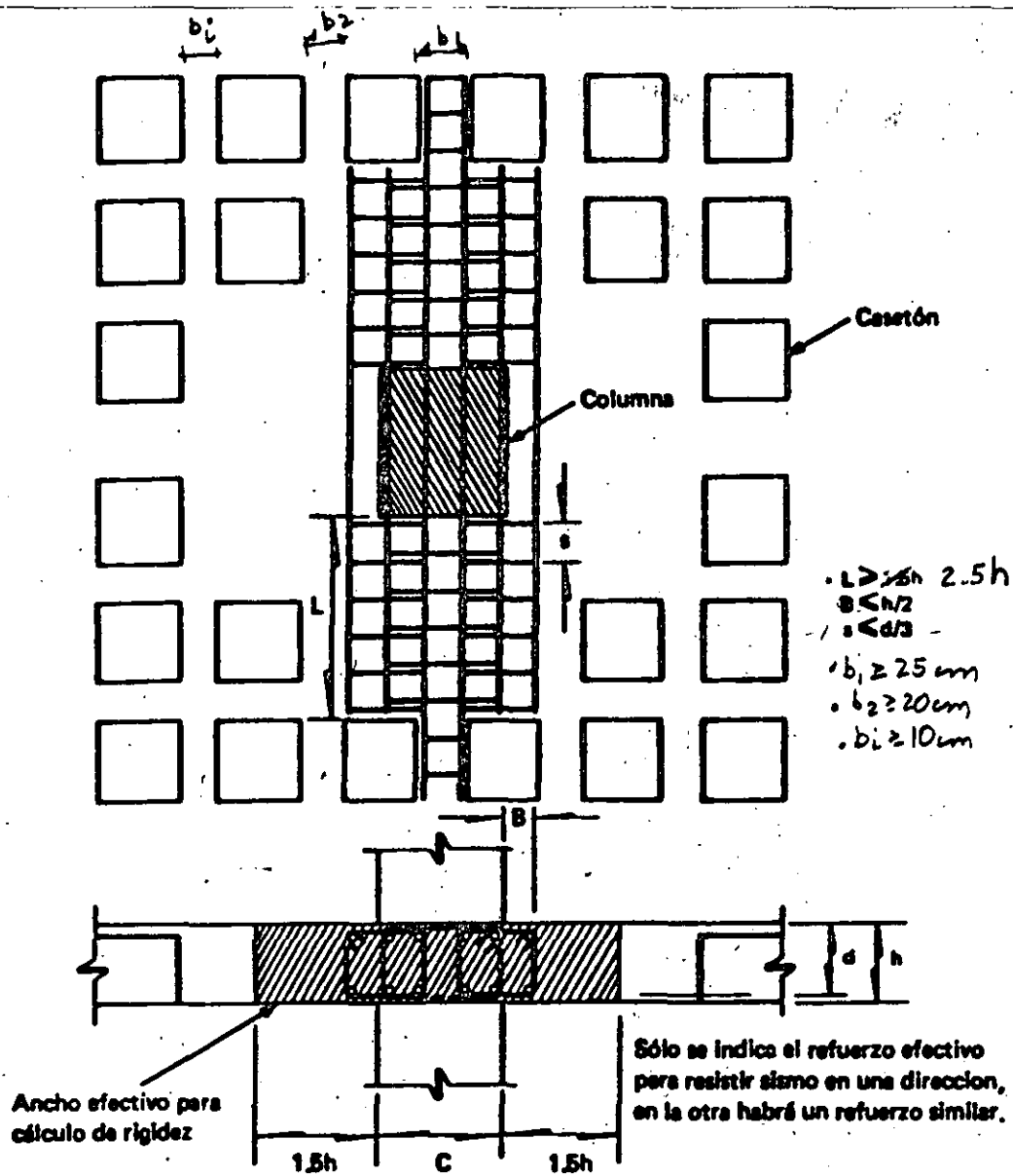


GENERALES:

Sea de la misma manera que en la zona de confinamiento (el diámetro del ref. transversal no será menor que las usadas en la columna en las secciones próximas a dicha sección, si igual que en la zona de confinamiento).

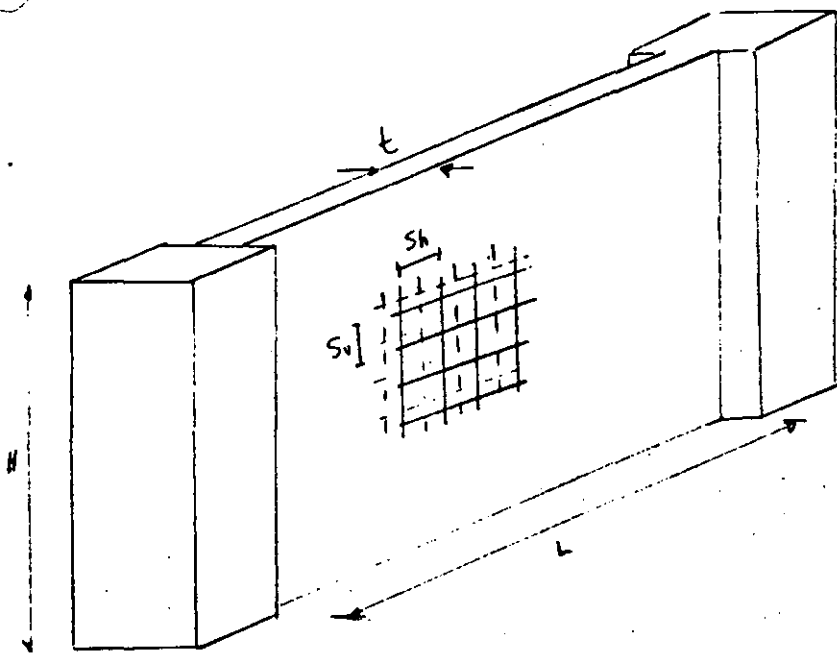
Si la intersección es excéntrica, deben tomarse en cuenta las fuerzas cortantes, momentos y torsiones causados por la excentricidad.





$h(\text{columna})/d_b(\text{barras de losa}) \geq 20$ $h(\text{columna})$ - es la dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de losa consideradas.
 $h(\text{losa})/d_b(\text{barras de col.}) \geq 15$

Fig 10.17 Refuerzo en la conexión losa plano-columna



Limitaciones geométricas

$$L/t \leq 70$$

$$t \geq \begin{cases} 13 \text{ cms} \\ 0.06 H \text{ (altura no restringida lateralmente)} \end{cases}$$

Refuerzo mínimo

$$P_u, P_h \geq 0.0025$$

$$S_u, S_h \leq 35 \text{ cm.}$$

$$P_h = \frac{A_{sh}}{t S_u}$$

$$P_u = \frac{A_{s_u}}{t S_h}$$

Fig. 10.18 Requisitos geométricos y de refuerzo en muros de concreto

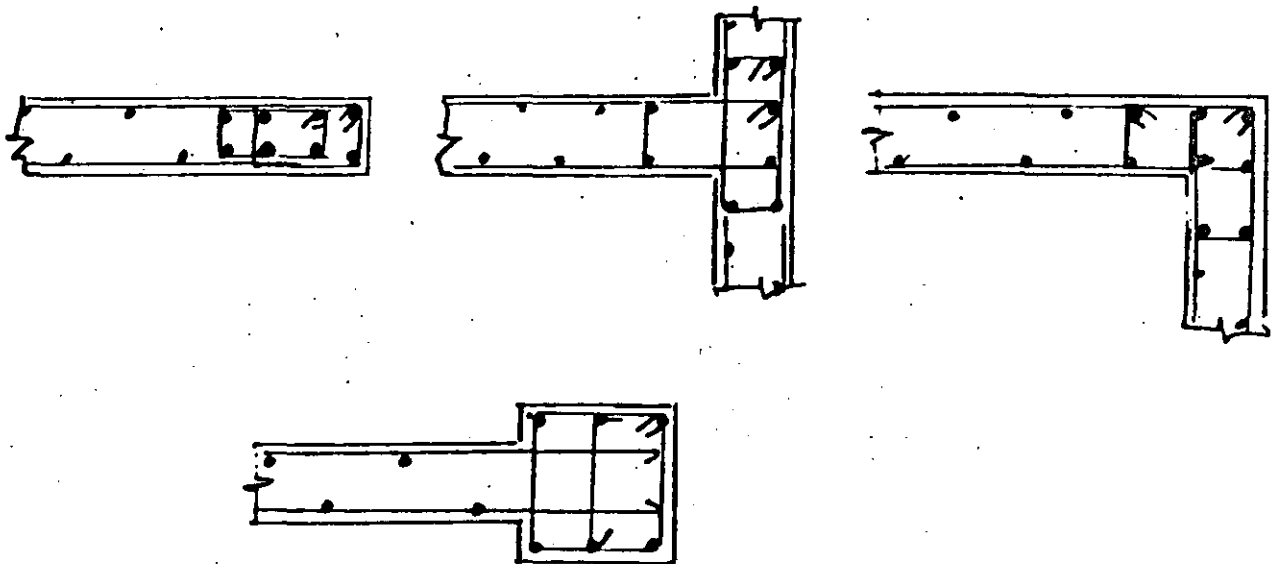
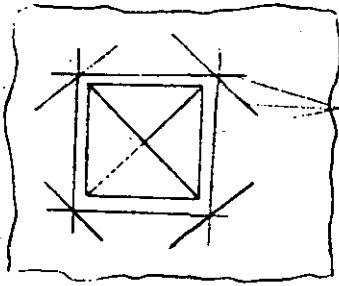
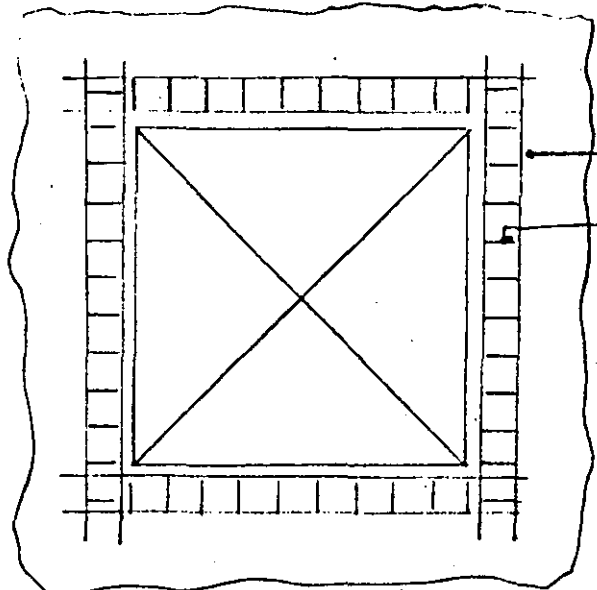


Fig. 10.14 Refuerzo en los extremos de muros



2 #4
Cada uno

Refuerzo mínimo alrededor de aberturas pequeñas (la mayor dimensión del vano no supera 80cm ni una cuarta parte de la dimensión de la pared)



4 #4
#2 @ 2t

Refuerzo mínimo alrededor de aberturas mayores.

Fig. 10.20 Detalles recomendados de refuerzo alrededor de aberturas en muros de concreto.

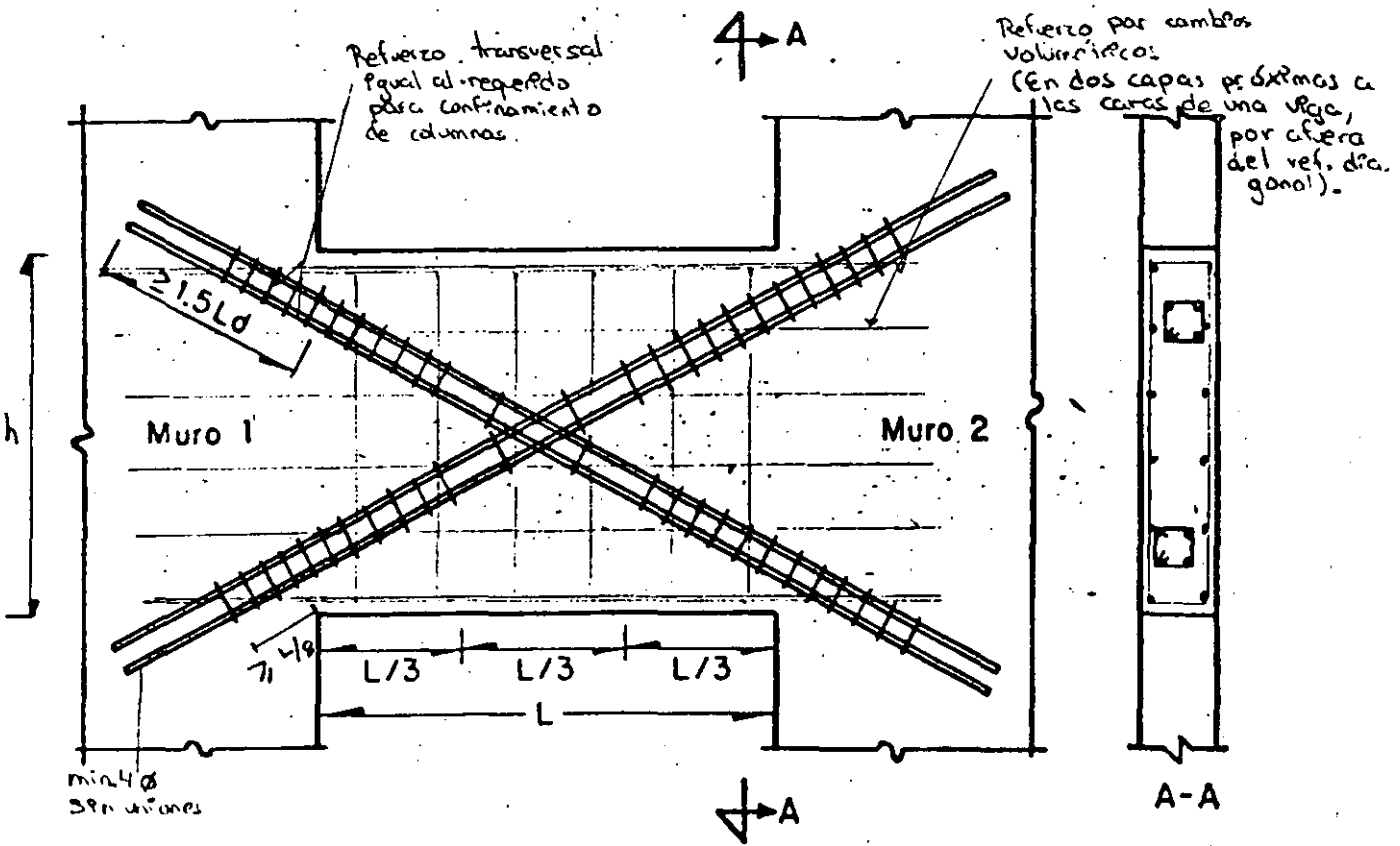
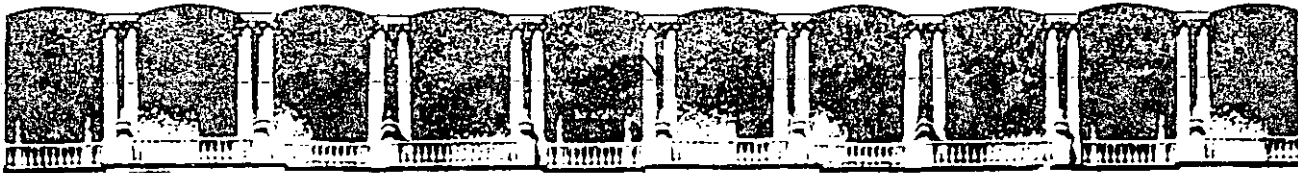


Fig. 10.21 Refuerzo de viga de acoplamiento que une muros de concreto (con $l/w < 2$)



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

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

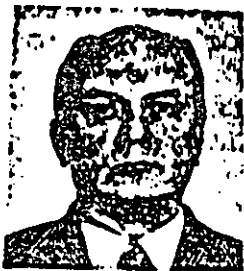
MODULO III: DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

**MODIFICACIONES A LA PRACTICA DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS
DE CONCRETO**

DISEÑO SISMICO DE ESTRUCUTURAS DE CONCRETO

DR. ROBERTO MELI PIRALLA

MODIFICACIONES A LA PRACTICA DE DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO



Roberto Meli*

Alcance

Fue en las estructuras de concreto donde se registró el mayor número de daños en los sismos de 1985 en la ciudad de México. Esto ocasionó que se avanzaran algunas dudas sobre la idoneidad del concreto reforzado para estructuras en zonas sísmicas. Si se compara el número de construcciones de concreto falladas con el de aquellas que tuvieron un desempeño satisfactorio en el sismo mencionado y en otros sismos severos, se concluye que es perfectamente factible construir edificaciones seguras en concreto reforzado. Es necesario sin embargo hacer modificaciones radicales a las prácticas de construcción que se seguían en el pasado. Estas modificaciones van más allá de la adopción de mayores coeficientes sísmicos en el diseño estructural: deben emplearse sistemas estructurales más idóneos para resistir acciones sísmicas, materiales con propiedades más adecuadas, métodos de diseño que mejor reflejen el comportamiento sísmico de las estructuras y detalles del refuerzo que permitan que los elementos soporten grandes deformaciones inelásticas sin deterioro de capacidad.

Parte de estas modificaciones se derivan de lo especificado por los nuevos reglamentos de construcciones. Otras modificaciones deben ser reflejo del criterio y la conciencia de los responsables del proyecto y construcción de las edificaciones.

En lo que sigue se harán algunas consideraciones sobre los cambios más importantes.

*Instituto de Ingeniería, UNAM

Materiales

La verificación de la calidad del concreto en algunos edificios dañados reveló que, aunque en términos generales la resistencia del concreto era superior a la de proyecto, la variabilidad de esta propiedad en las distintas partes de la estructura era elevada y en ciertos casos la resistencia insuficiente. Los defectos más frecuentes fueron los relacionados con mala colocación del concreto, como evidencia de segregación, de mala compactación y de juntas de colado mal ejecutadas. Por tanto la mejora más significativa al respecto será la que se derive de un mejor control de calidad en la elaboración y en la colocación del concreto. Los cambios que se han hecho en la reciente revisión del reglamento de construcciones, relativos a la exigencia de una supervisión más estricta y más calificada de la construcción, tienden a lograr este objetivo.

El concreto que se ha producido tradicionalmente en el valle de México no cumple con algunos requisitos de calidad que se establecen internacionalmente para el concreto estructural. Para su elaboración se emplean gravas andesíticas o basaltos vesiculares de bajo peso volumétrico y arenas andesíticas con altos contenidos de polvo; con estos agregados se obtiene un concreto con un peso volumétrico algo menor que el normal, pero con características propias de los concretos más ligeros: bajo módulo de elasticidad, alta contracción por secado y elevadas deformaciones por flujo plástico. Puede lograrse la resistencia deseada de proyecto con una dosificación adecuada; sin embargo las características antes mencionadas presentan desventajas en cuanto al comportamiento estructural, por la mayor flexibilidad de las estructuras resultantes, por la tendencia al agrietamiento y por las elevadas deformaciones con el tiempo.

En un estudio realizado recientemente (Ref 1) se encontró que con el empleo de gravas de mejor calidad, como las que se obtienen de la trituración de rocas calizas o basálticas, se pueden superar los defectos antes mencionados y obtener concretos con características iguales a las que se recomiendan internacionalmente. Como ejemplo, la Fig 1 muestra el aumento radical en el módulo de elasticidad que se logra al emplear gravas calizas en lugar de las andesíticas. Las mejoras en las características de contracción y de flujo plástico son también notables. El nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal exige el empleo de un concreto de mejores características para estructuras importantes. El nuevo concreto (clase I) ya está disponible en el mercado a un costo no excesivamente superior al del tradicional (clase II) y su empleo debe difundirse rápidamente.

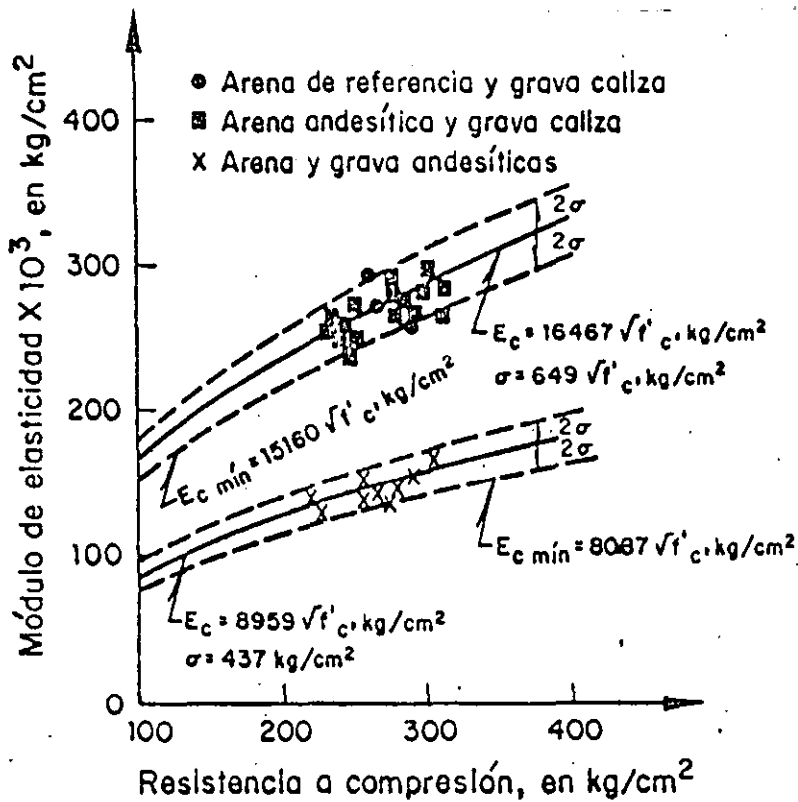


Fig 1. Relación módulo de elasticidad-resistencia a la compresión de los concretos andesíticos y calizos. (De Mendoza y Mena, Ref 1).

Otro aspecto preocupante de la práctica actual de elaboración del concreto es el uso de mezclas con proporciones excesivas de arena y consecuente escasez de grava así como con revenimientos muy elevados. Estas dosificaciones son típicas de los concretos que se transportan por bombeo y dan lugar a contracciones muy elevadas, las cuales tienden a producir una fisuración muy difundida en las estructuras y a debilitarlas para la resistencia a otras sollicitaciones. La escasez de grava da lugar además a concretos con módulos de elasticidad bajos. Debe eliminarse por tanto esta práctica y lograr la fluidez que se requiere para el bombeo, sin salirse de las dosificaciones que permitan producir un concreto con todas las propiedades adecuadas para un buen comportamiento estructural.

Para el refuerzo de las estructuras de concreto en zonas sísmicas conviene contar con aceros que tengan una amplia zona de fluencia definida, para un esfuerzo no excesivamente elevado. Con frecuencia las barras de refuerzo que se producen en el país (Grado 42) tienen una composición química tal que la zona de fluencia es muy reducida o desaparece totalmente, (esencialmente por el alto contenido de carbono). Deben evitarse estas situaciones ya que, al

no existir fluencia definida, los esfuerzos en las barras crecen en forma continua al ser deformada la estructura por el efecto de un sismo y no existe un límite en la capacidad por flexión de los elementos de concreto, el cual impida que se produzcan en dichos elementos los modos de falla que pueden ser de tipo frágil (cortante, torsión, compresión en columnas, adherencia). Este punto se aclarará más adelante. Particularmente crítico es el problema de la adherencia: si los esfuerzos en el acero crecen excesivamente, la transmisión de esfuerzos de adherencia al concreto tiende a producir el aplastamiento del concreto en contacto con las corrugaciones de las barras y un corrimiento progresivo de las barras dentro del concreto ante la repetición de ciclos de carga.

Otro aspecto desfavorable de los aceros con alto contenido de carbono es la dificultad de lograr soldaduras adecuadas. Se ha estado promoviendo la producción de aceros de grado 42 de baja aleación, con bajo contenido de carbono en los que se tiene una zona de fluencia muy amplia y que son muy fáciles de soldar. Aceros de este tipo son muy recomendables en zonas sísmicas.

El problema de la soldadura de barras en obra es crítico. El control de calidad de estas operaciones es muy delicado y en barras de gran diámetro el traslape ya no es admisible. Debe promoverse el empleo de conectores metálicos para este tipo de barras.

Sistemas estructurales

La edificación en las zonas urbanas se caracterizó hasta hace pocas décadas por su baja altura y por la abundancia de muros de mampostería de gran espesor; en los primeros edificios de cierta altura existía un esqueleto de estructura de acero, cubierto y rigidizado por gruesos muros de piedra o de tabique. Posteriormente, al aumentar la altura de los edificios y al popularizarse la construcción de concreto, subsistió la práctica de colocar un gran número de muros de tabique o de bloque en ambas direcciones y en todos los pisos. Poco a poco, sin embargo, los edificios se fueron haciendo más altos y más flexibles y el número de paredes rígidas de fachada y divisorias fue disminuyendo. Al mismo tiempo las formas se fueron haciendo más atrevidas e irregulares.

En la edificación tradicional las paredes divisorias y de fachada proporcionaban una resistencia apreciable a cargas laterales, suficiente para lograr un desempeño adecuado ante sismos de intensidad baja o moderada. Sin embargo la estructura resistente era inherentemente frágil y propiciaba el colapso ante sismos de excepcional intensidad.

En los edificios modernos, tanto en la ciudad de México como en la mayoría de las otras zonas sísmicas del país, no se sustituyó la resistencia y rigidez proporcionadas por los muros de mampostería, por la de otros elementos equivalentes como pudieron haber sido los muros de concreto; se adoptaron sistemas estructurales flexibles en los que el área de columnas y muros era relativamente pequeña y en los cuales la capacidad para resistir sismos de gran intensidad se basaba en la disipación de energía mediante deformaciones inelásticas.

Los resultados de la Fig 2 son muy ilustrativos. Se consiguen los periodos fundamentales de vibración medidos en edificios de distinto número de pisos en la ciudad de México (Ref 2). Se aprecia que en promedio la relación entre el periodo (en segundos) y el número de pisos es 0.10 para los edificios en terreno firme y 0.15 para aquellos ubicados en la zona del lago. En contraste esta relación vale en promedio 0.06 para los edificios típicos que se construyen en Japón. Ya que el periodo es inversamente proporcional a la raíz cuadrada de la rigidez, lo anterior indica que en promedio los edificios en Japón tienen una rigidez lateral superior en más de seis veces a la de los edificios típicos de la ciudad de México en la zona del lago. Parte de la diferencia se debe al efecto de la falta de empotramiento en la base que tienen los edificios desplantados en la zona de lago; los desplazamientos y rotaciones de la base reducen significativamente la rigidez lateral efectiva de los edificios. Los periodos mencionados se midieron para vibraciones ambientales de muy baja amplitud. Para vibraciones producidas por sismos intensos los periodos serían muy superiores. La razón principal de los elevados periodos de vibración es la adopción de sistemas estructurales muy flexibles. Esta decisión es particularmente desafortunada si se considera que los movimientos sísmicos en la zona del lago tienen periodos dominantes elevados por lo que afectan particularmente a los edificios flexibles (ver Ref 3).

Por lo anterior los sistemas estructurales que conviene adoptar en edificios deben permitir en forma natural que se alcancen resistencias y rigideces elevadas ante cargas laterales. El marco es un sistema poco eficiente para tal efecto. Los muros de rigidez, los contravientos en distintas combinaciones y modalidades resultan mucho más ventajosos. Conviene, entonces, construcciones más robustas con abundancia de elementos rigidizantes distribuidos uniformemente de manera de transmitir a toda el área de la cimentación las fuerzas debidas a los efectos sísmicos.

Se ha señalado repetidamente que uno de los factores que contribuyeron más significativamente a la falla o mal

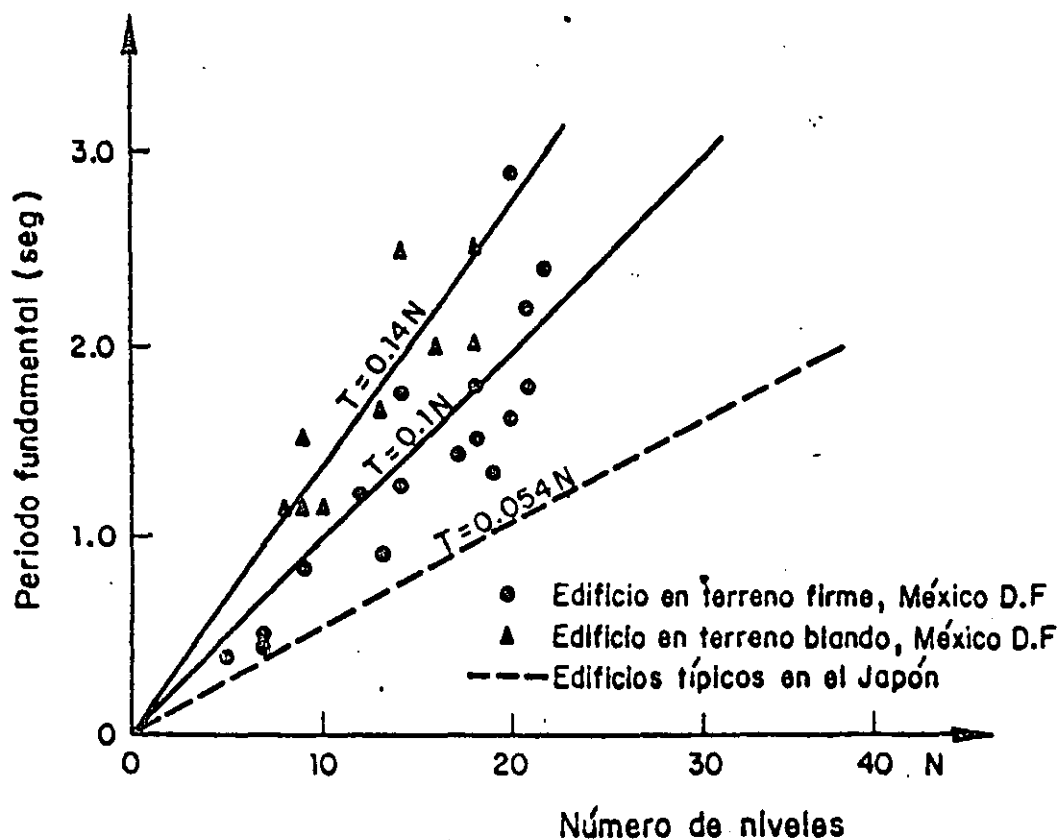
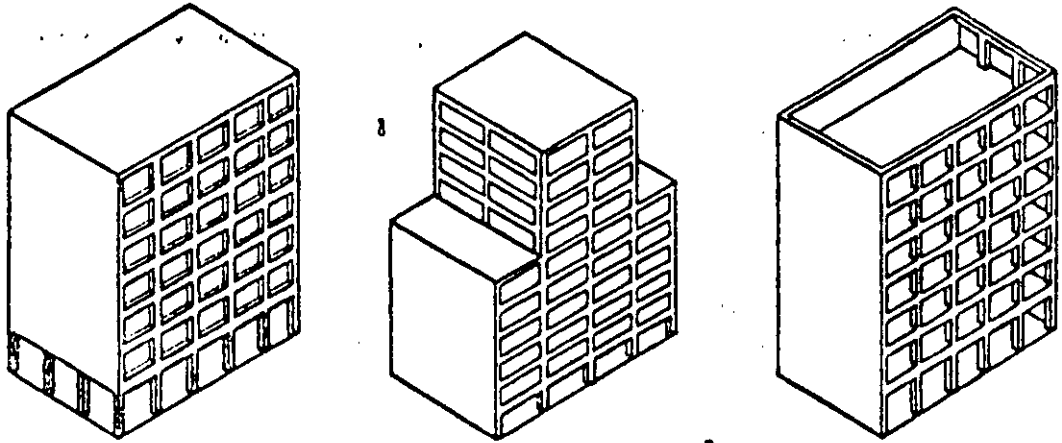


Fig 2. Relación de período fundamental contra número de pisos de edificios en distintas condiciones (de Ref 2)

comportamiento de los edificios fue la falta de regularidad del sistema estructural reflejada en formas irregulares en planta o en elevación del edificio, en asimetría en la disposición de los elementos resistentes, en cambios bruscos de rigidez y resistencia, en excesiva esbeltez o en discontinuidades en el flujo de fuerzas entre los elementos resistentes. Las ventajas de contar con estructuras regulares son indudables ya que se evitan las concentraciones y amplificaciones de solicitaciones y el comportamiento sísmico es más sencillo y más fácil de entender, por lo cual el diseño puede hacerse con reglas más simples y más comprobadas. El Reglamento del Distrito Federal contiene ahora requisitos bien definidos para considerar una estructura como regular y poder adoptar así factores menos conservadores en el diseño. La Fig 3 muestra algunos casos de estructuras irregulares.

Merece un comentario especial el sistema de losa plana reticular. Desde mucho antes del sismo se había llamado la atención sobre el abuso que se estaba haciendo de este sistema, al emplearlo en construcciones cada vez de mayor altura y sin considerar adecuadamente la limitación de las deformaciones laterales ante efectos sísmicos, ni los problemas de resistencia al cortante en la losa alrededor de



a) Planta baja débil

b) Reducción brusca de rigidez y resistencia lateral

c) Fuerte asimetría en planta, de rigidez y resistencia

Fig 3 Sistemas estructurales irregulares

la columna y en las columnas mismas. Las fallas espectaculares experimentadas por algunos edificios de este tipo han llevado a muchos proyectistas y constructores a la opinión de que el sistema debe proscribirse por ser inadecuado para resistir cargas laterales. La posición parece exagerada. La losa reticular ofrece un gran número de ventajas constructivas que pueden aprovecharse. Lo que es inadecuado es pretender resistir los efectos sísmicos en edificios de cierta altura, exclusivamente con la acción de marco que se forma entre las columnas y la losa. La resistencia a carga lateral debe ser proporcionada por muros de concreto o por elementos de rigidez y capacidad similar, dejando al sistema losa-columna la función de tomar las cargas verticales y una pequeña porción de las cargas laterales. La Fig 4 muestra esquemáticamente cómo podría combinarse una estructura de losa plana y columnas con un marco robusto de fachada que por su alta rigidez absorbería la casi totalidad de las fuerzas sísmicas. La ausencia de vigas en el interior del edificio mantendría las principales ventajas de la construcción con losa plana.

Un criterio de estructuración que debería promoverse también es que el edificio cuente con un núcleo robusto que proteja contra el colapso total de los entrepisos y la caída de las losas una sobre otra. Este mecanismo de falla fue el más catastrófico en el sismo de 1985 ya que fue responsable de la gran mayoría de las pérdidas de vidas

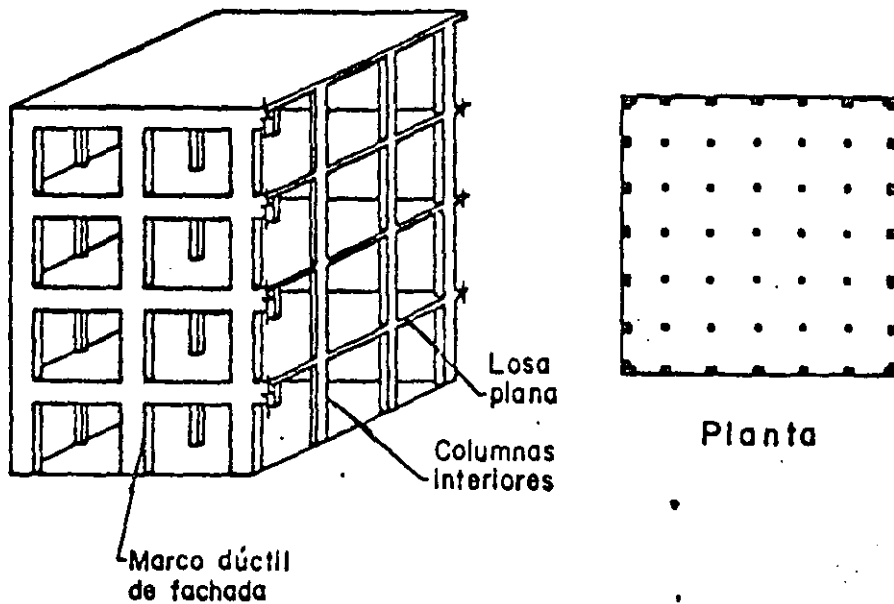


Fig 4 Edificio con marcos robustos de fachada y estructura interior de losa plana

humanas. La Fig 5 muestra un ejemplo. La existencia de un núcleo robusto central, como en la Fig 6 protegería contra este modo de falla a la vez que proporcionaría una ruta segura de escape a los ocupantes, al ser colocado alrededor de la zonas de escaleras.

Una limitante muy severa a la construcción de edificios de cierta altura en la zona de lago la constituye la gran deformabilidad del suelo. Hasta la fecha ninguno de los sistemas de cimentación empleados en la ciudad ha sido totalmente satisfactorio. La combinación de pilotes de fricción con cimentaciones compensadas, que ha sido la solución más común, da problemas de excesivas rotaciones de la base ante efectos sísmicos y en ocasiones de deformaciones permanentes. Los cimientos con pilotes de punta proporcionan un apoyo y empotramiento adecuados para cargas laterales, pero dan lugar a una emersión inaceptable del edificio debido al hundimiento regional del valle. Los pilotes de control han dado problemas por la inestabilidad del dispositivo de control.

Es necesario que se desarrollen e implanten sistemas de control más eficientes y seguros, ya que estos permiten la combinación de un apoyo del edificio en terreno firme y de evitar los hundimientos diferenciales.

Existe desde hace tiempo una polémica sobre la conveniencia de aprovechar el comportamiento inelástico del concreto

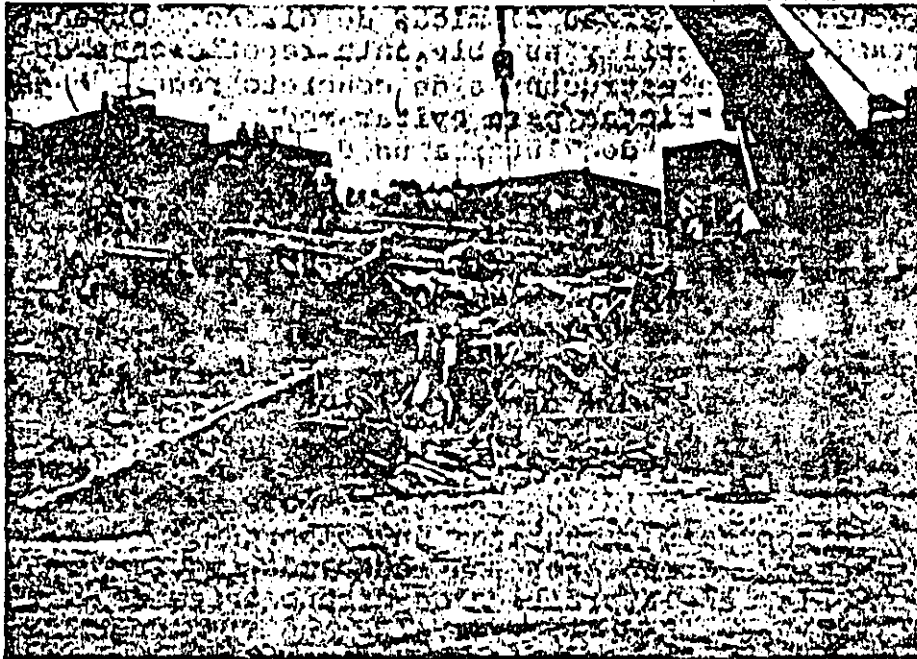


Fig 5 Colapso total de entresijos de un edificio de concreto

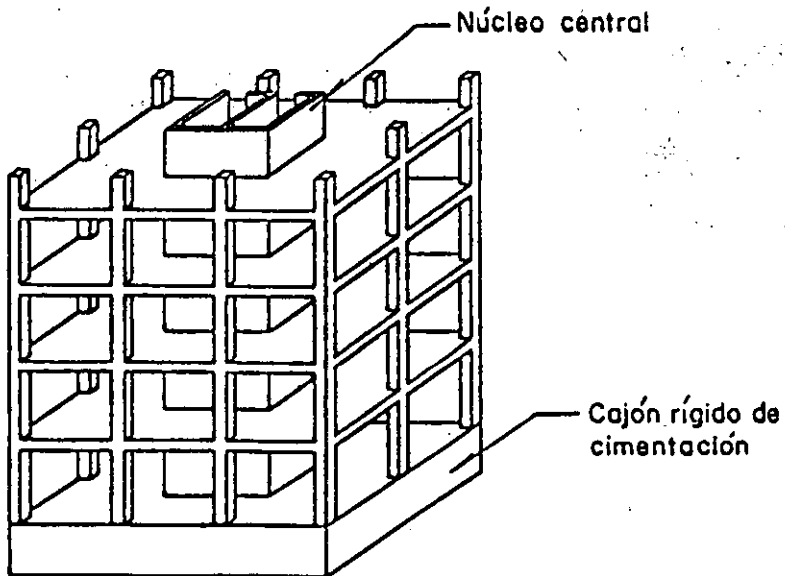
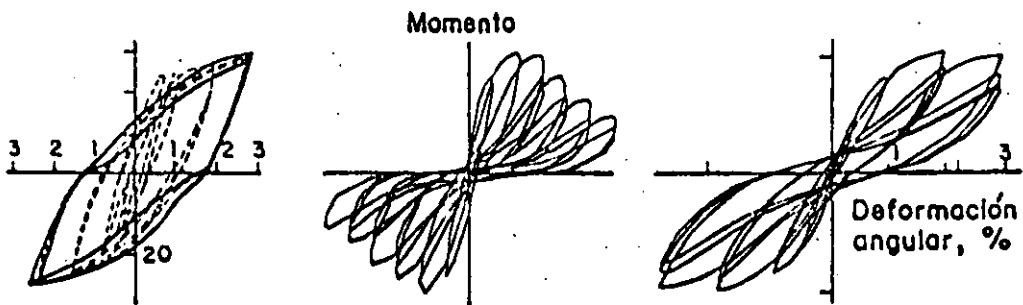


Fig 6 Estructura con núcleo central resistente

para reducir las fuerzas sísmicas de diseño. Obtener un comportamiento dúctil y estable ante repeticiones de ciclos de cargas en estructuras de concreto requiere de precauciones muy estrictas para evitar modos de falla que sean frágiles o que den lugar a un deterioro progresivo de la capacidad. La observación de los ciclos carga-deformación que se obtienen en ensayos de laboratorio muestra que en elementos sujetos a cargas axiales elevadas o en los que haya efectos importantes de cortante o de adherencia, el comportamiento se aleja mucho del elastoplástico, y tiende a deteriorarse.

En la Fig 7 se muestran las curvas carga-deformación ante ciclos de repetición de cargas para especímenes con diferente modo de falla. Se aprecia el deterioro notable cuando la carga axial o la adherencia rigen el comportamiento. Los requisitos para garantizar un comportamiento estable ante grandes deformaciones son mucho más estrictos que los que se seguían en la práctica de diseño antes de los sismos de 1985. Los cambios radicales que al respecto contienen las normas de concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal así lo reflejan. Algunos de los requisitos que conducen a modificaciones drásticas con respecto a la práctica que se tenía antes de 1985, son el del refuerzo por confinamiento en los extremos de columnas, como se aprecia en el ejemplo de la Fig 8, la longitud de desarrollo y el confinamiento del concreto y



- a) Falla por flexión
 b) Falla por flexo-compresión con carga axial elevada
 c) Falla por flexión con corrimiento de las barras por adherencia

Fig 7 Lazos carga-deformación de elementos de concreto con diferente modo de falla

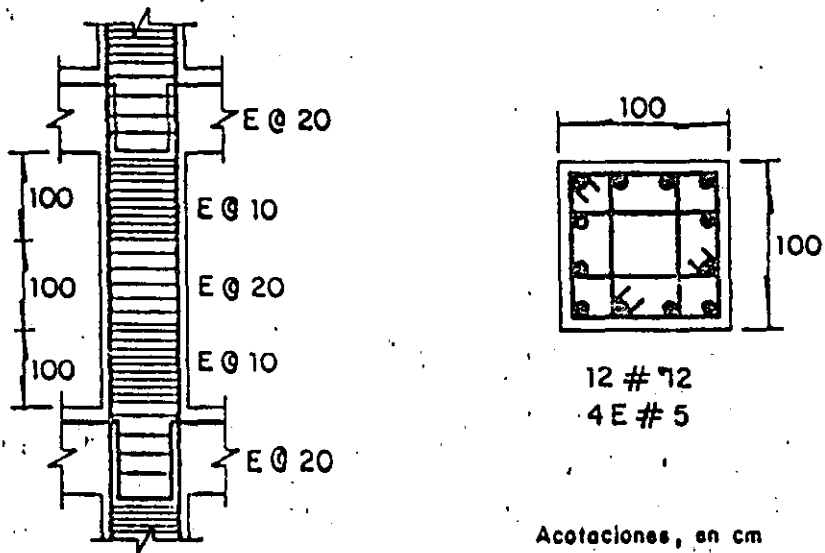


Fig 8. Ejemplo de refuerzo para columna de marco dúctil según requisitos de NTC de concreto del RDF87

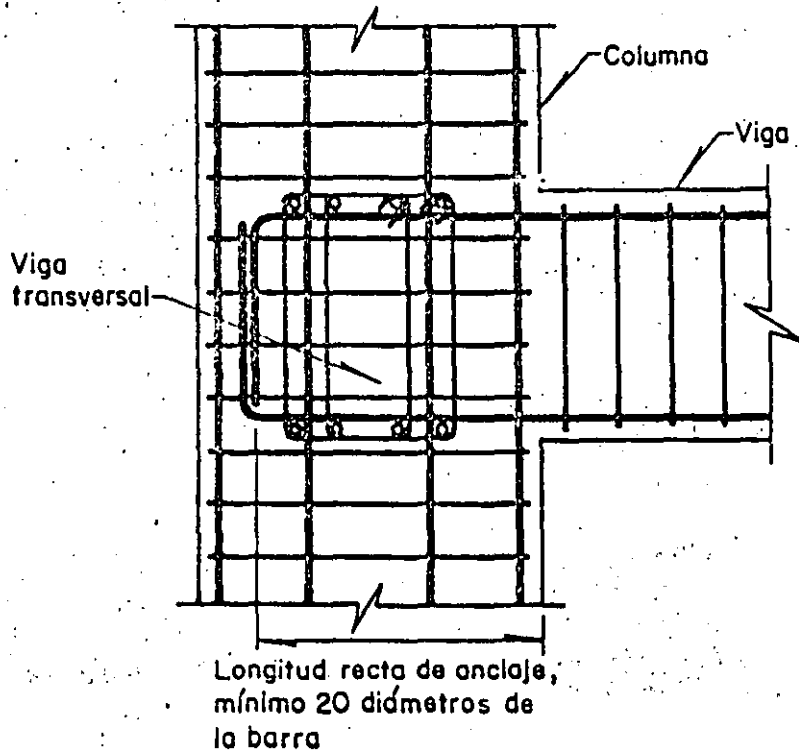


Fig 9. Ejemplo de unión viga-columna extrema según NTC del RDF87

el anclaje en las conexiones viga-columna, Fig 9, el confinamiento en los extremos de vigas, Fig 10 y el refuerzo transversal de las columnas en extremos de muros. La observancia de requisitos como los ilustrados en las figuras anteriores implica no solo un costo adicional por las cantidades de refuerzo que se requieren, sino un particular cuidado en la colocación del refuerzo y en el colado del concreto.

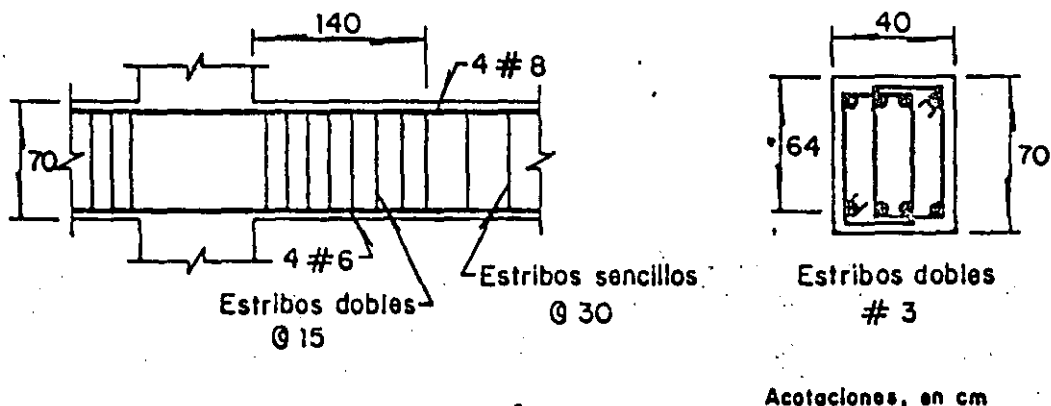
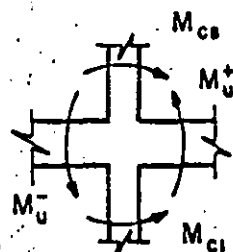
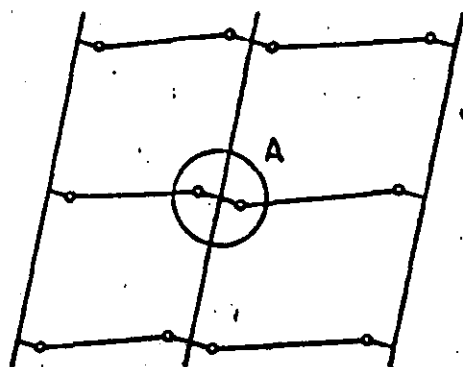


Fig.10. Ejemplo de refuerzo para extremo de viga de marco dúctil según requisitos de NTC de concreto del RDF87

Las precauciones para garantizar un comportamiento dúctil deben entenderse no como un medio para permitir grandes reducciones en las fuerzas sísmicas de diseño, sino como una protección contra el colapso de la estructura en caso de que las fuerzas sísmicas adquieran una intensidad excepcional. Un criterio de diseño que se ha estado propugnando desde hace algunos años para las estructuras de concreto en zonas sísmicas es una adaptación de métodos de diseño plástico de estructuras de concreto que se conoce en inglés como "capacity design". Se basa en la estrecha relación que existe en las estructuras de concreto entre la distribución de las fuerzas que se introducen en los distintos elementos estructurales y la forma en que estos se refuerzan y se detallan. Puede diseñarse la estructura de manera que, si el sismo alcanza intensidades excepcionales, esta sea capaz de disipar grandes cantidades de energía mediante el comportamiento inelástico de algunas zonas donde pueden desarrollarse grandes deformaciones sin problemas de falla frágil, mientras que el resto de la estructura se mantiene esencialmente elástico. Dado un sistema estructural, se elige el mecanismo de falla ante cargas laterales que se considera más apropiado para disipar energía y se diseñan las secciones que intervienen en

este mecanismo para que tengan la resistencia que corresponde a las cargas de diseño y se las detalla para un comportamiento dúctil. El resto de las secciones se diseña para capacidades superiores a las fuerzas que corresponden al mecanismo preseleccionado, de manera de asegurar de que no van a intervenir en el comportamiento inelástico.

De este criterio de diseño se han derivado el procedimiento de diseño que se prescribe para marcos dúctiles en las Normas de Concreto del Distrito Federal y de manera similar en las Normas del ACI. El procedimiento tiene como objetivo hacer que el comportamiento inelástico esté regido por un mecanismo de falla de "columnas fuertes-vigas débiles" como el que se ilustra en la Fig 11. Se trata que ocurra comportamiento inelástico solamente en los extremos de las vigas por la formación en ellas de articulaciones plásticas debidas a flexión. Se requiere detallar estas regiones para que sean capaces de desarrollar alta ductilidad y de diseñarlas para los momentos flexionantes que se obtienen del análisis sísmico. El diseño por cortante de las mismas vigas, el de las uniones viga-columna y el de las columnas por flexocompresión y cortante se hace con base en las fuerzas internas que se obtienen por equilibrio de los nudos cuando se alcanza el momento de fluencia en las secciones extremas de las vigas. Las Fig 12 y 13 ilustran esquemáticamente los procedimientos para la revisión de las vigas y de las columnas, respectivamente.



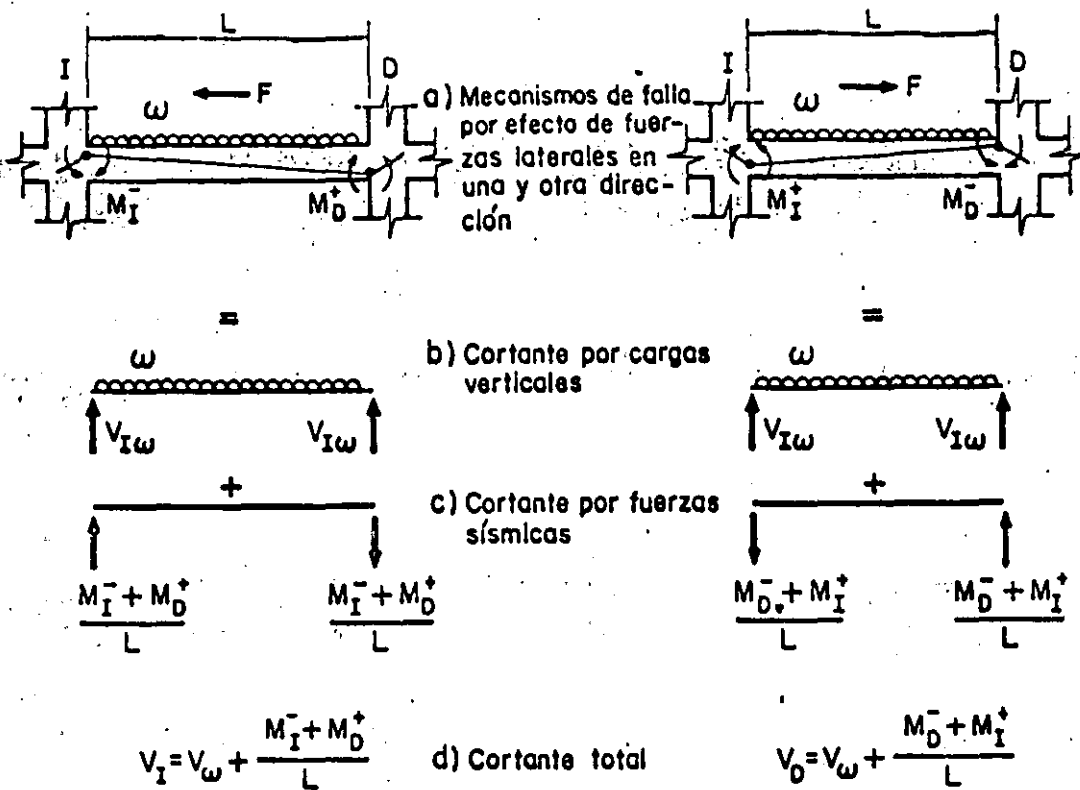
Detalle A

$$M_{cs} + M_{ci} = M_u^+ + M_u^-$$

a) Mecanismo de falla de "columnas fuertes-vigas débiles"

b) Relación entre los momentos en vigas y columnas

Fig 11. Mecanismo de falla postulado para marcos dúctiles



$M_D^-, M_D^+, M_I^-, M_I^+$ Son los momentos de fluencia para el refuerzo colocado en las secciones respectivas

Fig 12. Determinación de las fuerzas cortantes de diseño para vigas de marcos dúctiles de concreto

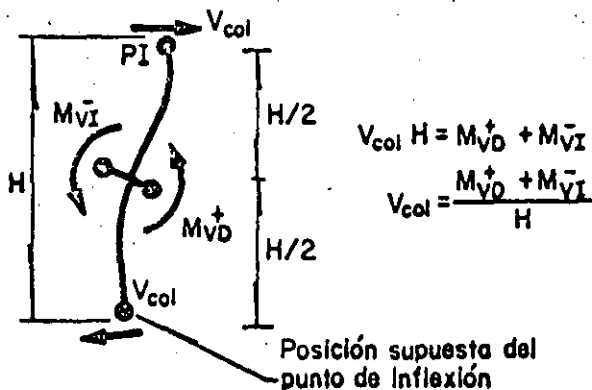


Fig 13. Fuerza cortante actuante en la columna, para el mecanismo de "columna fuerte-viga débil"

El nuevo Reglamento de Construcción para el Distrito Federal y las Normas correspondientes de concreto especifican el procedimiento anterior pero permiten un método opcional con el que tratan de lograr el mismo objetivo mediante la definición de factores de reducción de resistencia más

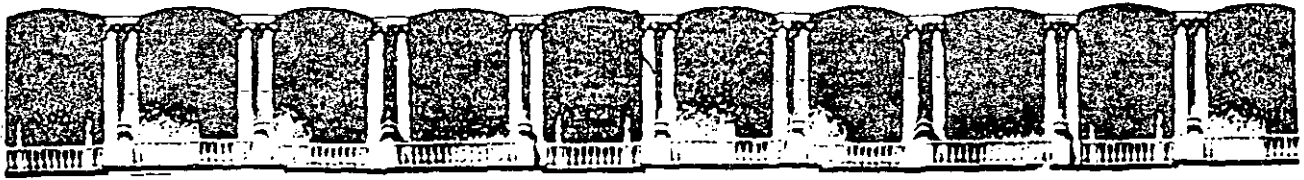
severos para los distintos elementos y modos de falla que no conviene intervengan en el comportamiento inelástico. Es deseable, sin embargo, que en estructuras importantes o con sistemas resistentes distintos de los convencionales, se identifiquen explícitamente los posibles modos de falla y se diseñe según el criterio anteriormente señalado.

La aplicación de los requisitos contenidos en los dos documentos mencionados va a ocasionar un cambio radical en la forma, las dimensiones, el refuerzo y el detallado de las estructuras de concreto en los edificios. Debe tenerse bien claro que los cambios van mucho más allá del mero incremento en los coeficientes sísmicos. La reducción en las deformaciones laterales permisibles, en los factores de comportamiento sísmico (Q) y en los factores de resistencia (F_R), así como una serie de requisitos mínimos para las dimensiones y para las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal, van a redundar en incrementos sustanciales en la resistencia necesaria a cargas laterales. Estos van a influir en la modificación de los sistemas estructurales que sean económicamente más convenientes, así como en las alturas mismas de los edificios que se puedan construir.

Los Reglamentos no prohíben sistemas estructurales que son poco eficientes para resistir efectos sísmicos ni recomiendan explícitamente los que sí lo son. Desalientan el uso de los primeros exigiendo el empleo de métodos de diseño más refinados y de factores de seguridad más elevados que inciden en la economía de cada solución estructural. El diseñador no debe forzar las soluciones a entrar en los límites permitidos por el Reglamento. Debe pugnar por la adopción de un sistema estructural sano que proporcione defensas claras ante los efectos sísmicos y cuya seguridad se puede comprobar mediante métodos aproximados y sencillos.

Referencias

1. Mendoza C.J. y M. Mena F. "Influencia de los agregados en los concretos estructurales del D.F." Revista IMCYC, vol 25 No 192, may 1987, p 9 a 20
2. Rodríguez Cuevas N. "Análisis experimental de vibraciones en edificios" Instituto de Ingeniería, Informe interno, ene 1987
3. Meli, R. y J.A. Avila "The 1985 Mexico Earthquake, Analysis of Buildings' Response" Earthquake Spectra, vol 5, No 1, feb 1989, p 1 a 18.



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

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

MODULO III: DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS DE CONCRETO PRESFORZADO

DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO

M. EN I. JOSE LUIS CAMBA CASTANEDA

1.- INTRODUCCION.

La aplicación del presfuerzo en estructuras de concreto ha tenido un incremento importante en los últimos años, debido a las ventajas que presenta sobre el concreto reforzado principalmente en lo referente a escuadrias, a un mejor control de las deformaciones y el agrietamiento en el estado límite de servicio, bajo el efecto de cargas gravitacionales.

Sin embargo, la utilización del concreto presforzado para resistir efectos sísmicos es menos aceptada. Esto se debe principalmente a que se tiene poca información al respecto y a que comparativamente, con estructuras de concreto reforzado se observa cierto temor debido a que el primero tiene menor capacidad para disipar energía y por tratarse de un material menos dúctil que el concreto reforzado. En las presentes notas se comentan algunos detalles del comportamiento de miembros presforzados bajo cargas monótonicas y dinámicas, así como el detalle de conexiones y algunos lineamientos de reglamentos de construcción referentes al concreto presforzado.

2.- COMPORTAMIENTO DE TRABES PRESFORZADAS EN FLEXION.

2.1.- Concepto acción respuesta.

2.2.- Diagramas carga-deflexión.

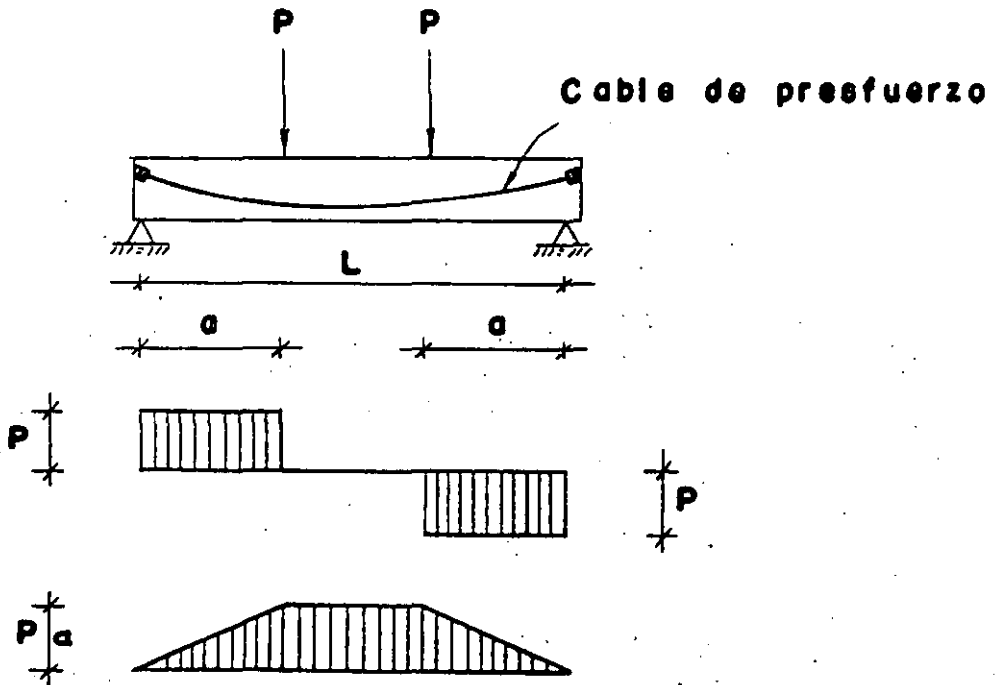
2.3.- Variables que intervienen en el comportamiento de trabes presforzadas.

2.4.- Estado límite de Falla.

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).



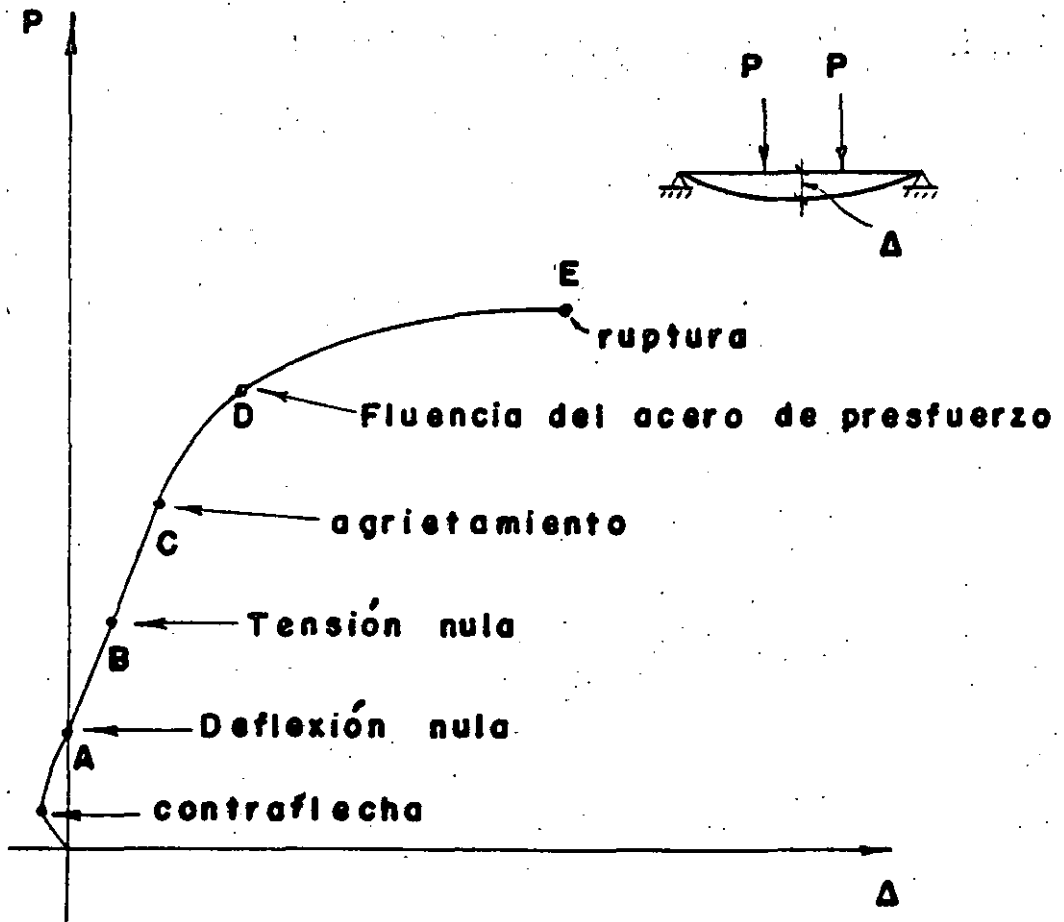
ANALISIS DE FLEXION

— 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 contrarestar 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 traves 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 traves 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.

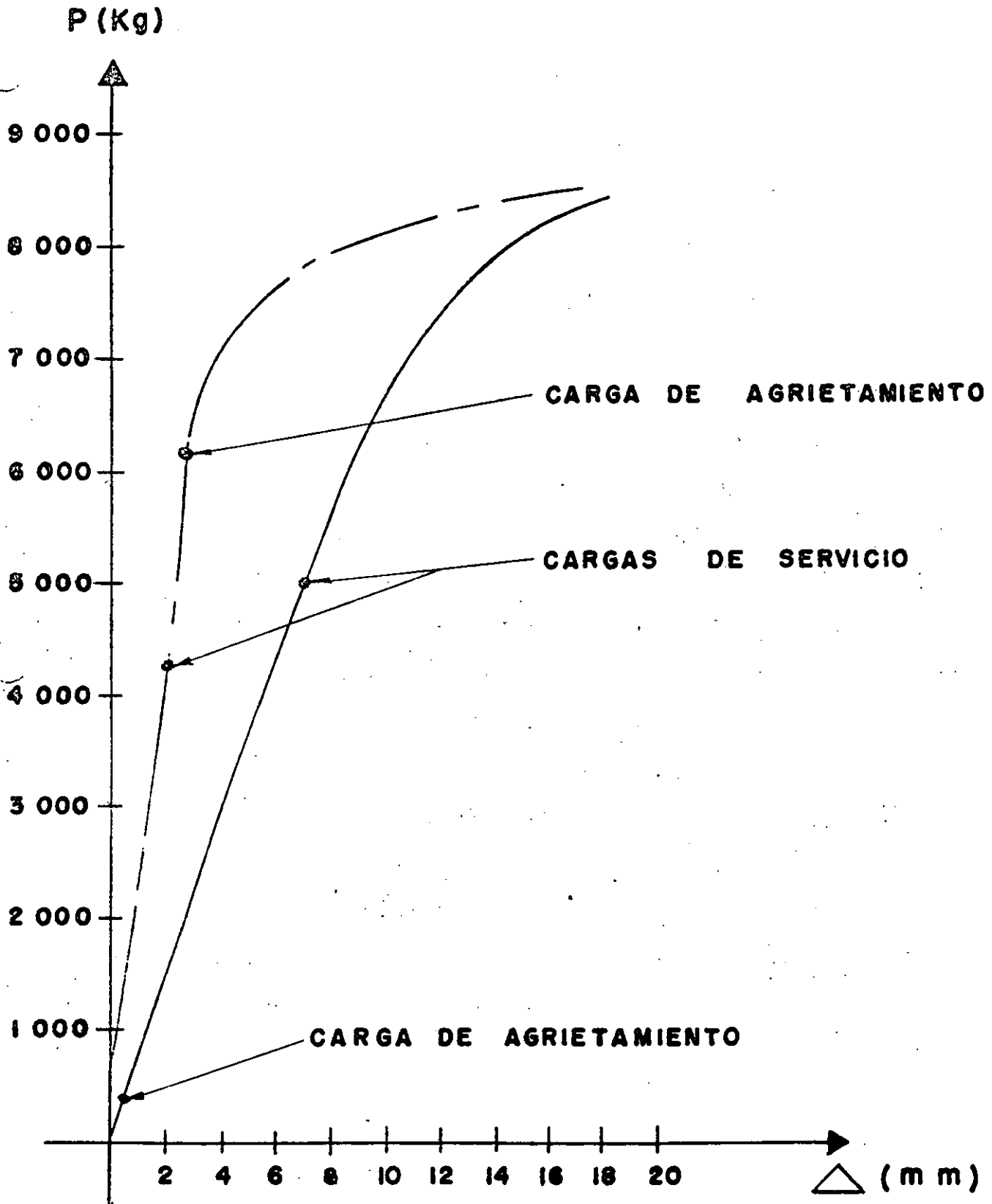
d) El refuerzo no presforzado en compresión no incrementa la capacidad de momento de una sección subreforzada pero la trabe se hace mas dúctil.

e) El comportamiento de una trabe depende de los diagramas esfuerzo - 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 y en las figuras 4 y 5 los agrietamientos correspondientes.

En las figuras 6, 7 y 8 se muestran las condiciones en la falla, de vigas presforzadas y en la fig. 9 el caso de una columna presforzada, aun cuando este último se presenta en la práctica muy pocas veces.



———— Trabe de concreto reforzado

- - - - - Trabe de concreto presforzado

GRAFICA CARGA — DEFLEXION

— FIG. 3 —

AGRIETAMIENTO TRABE DE CONCRETO PRESFORZADO

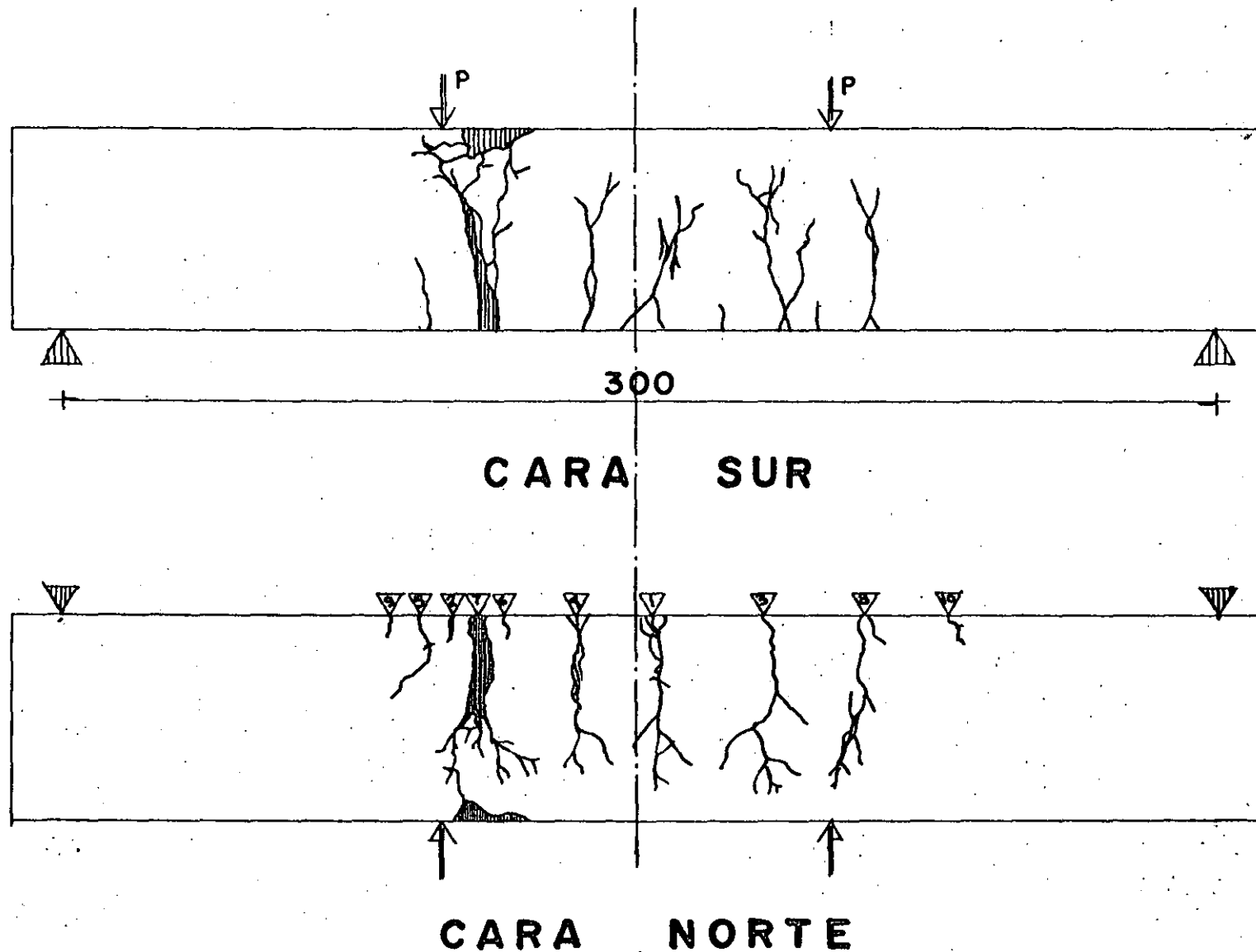


FIG. 4

1
6
1

AGRIETAMIENTO TRABE DE CONCRETO REFORZADO

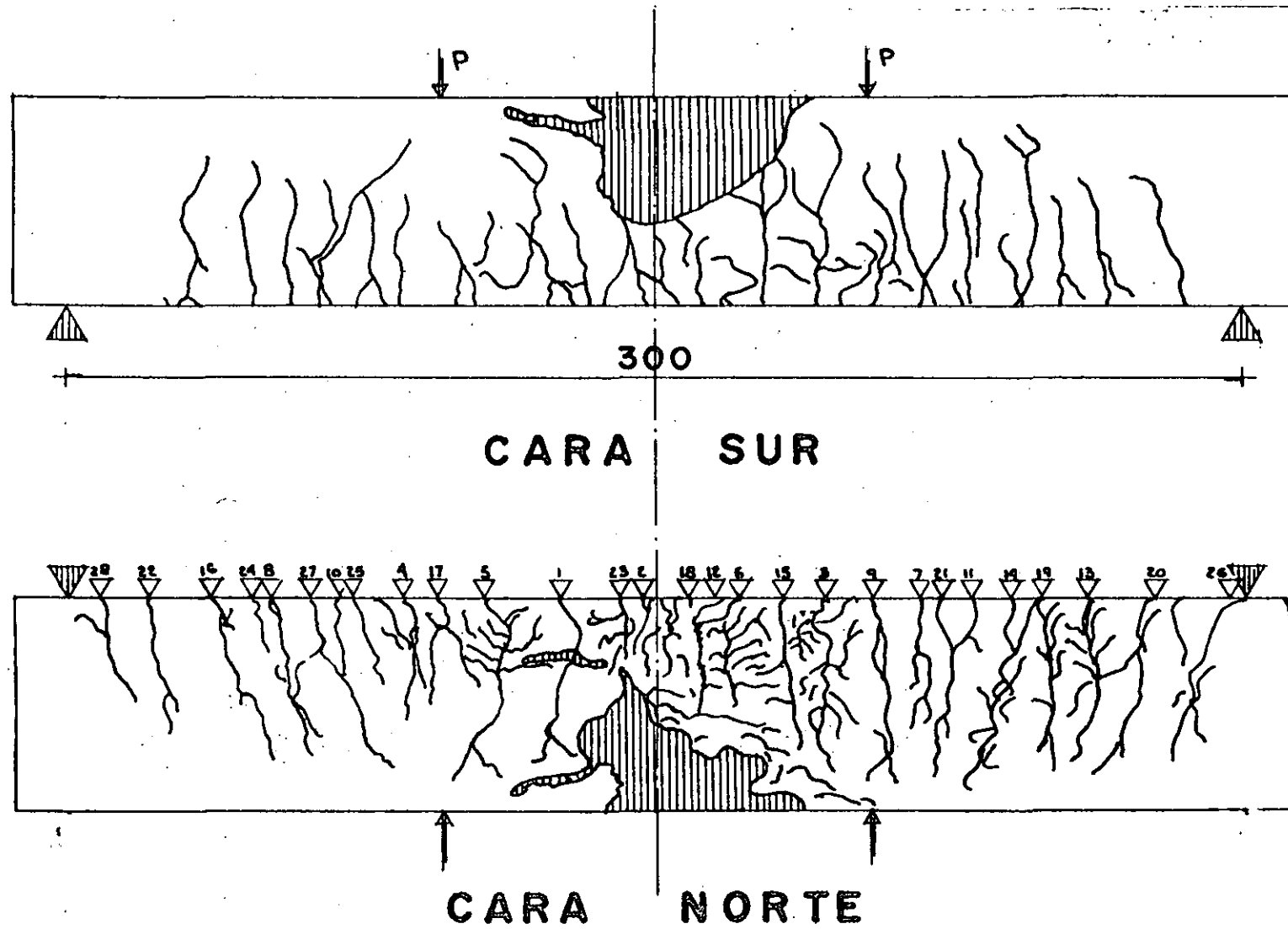
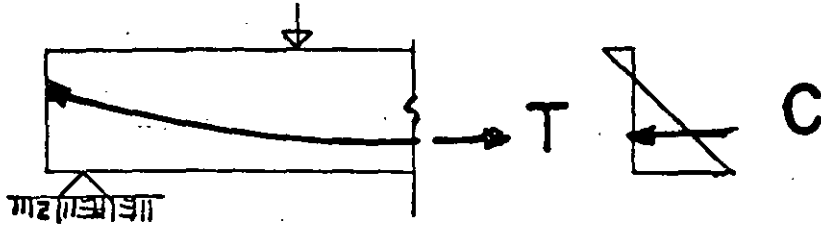


FIG. 5

ESTADO LIMITE DE FALLA

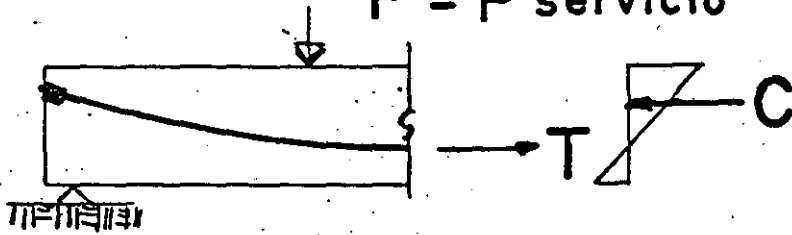
- Presfuerzo solamente

$$P = 0$$



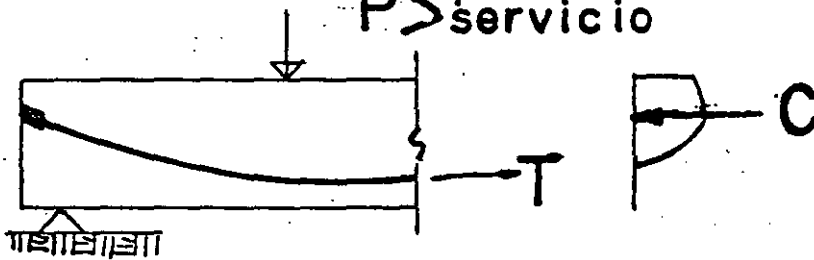
b) En servicio

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



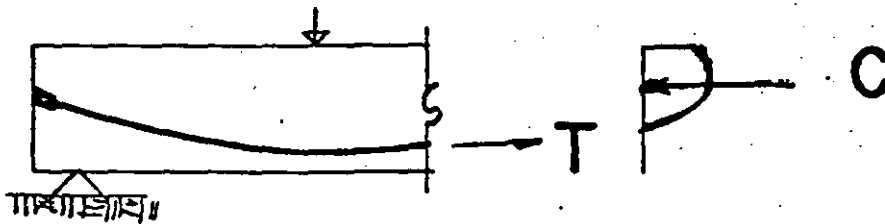
c) Al presentarse el agrietamiento

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

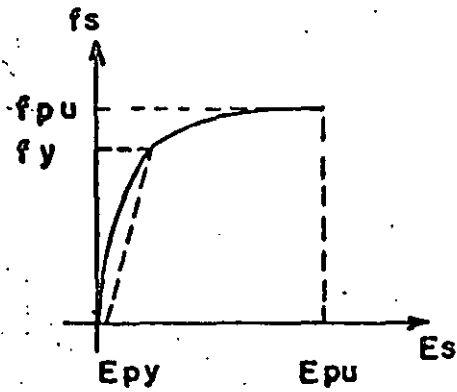


d) En la falla

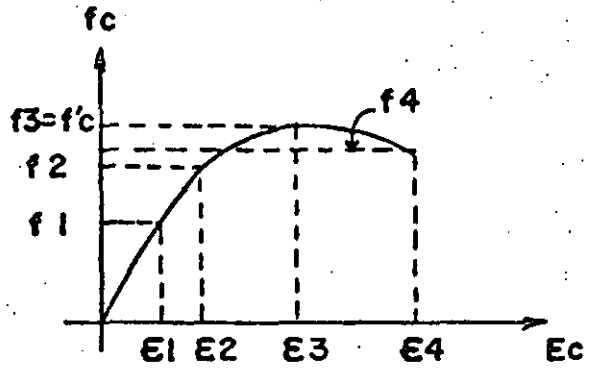
$$P = P_u$$



ESTADO LIMITE DE FALLA

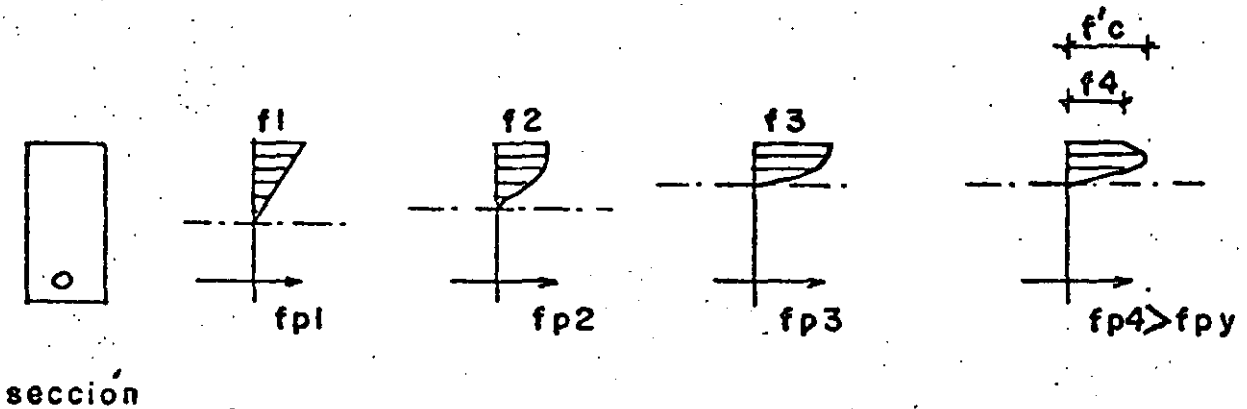


Acero de presfuerzo



Concreto

a) Trabe subreforzada



b) Trabe sobrerreforzada

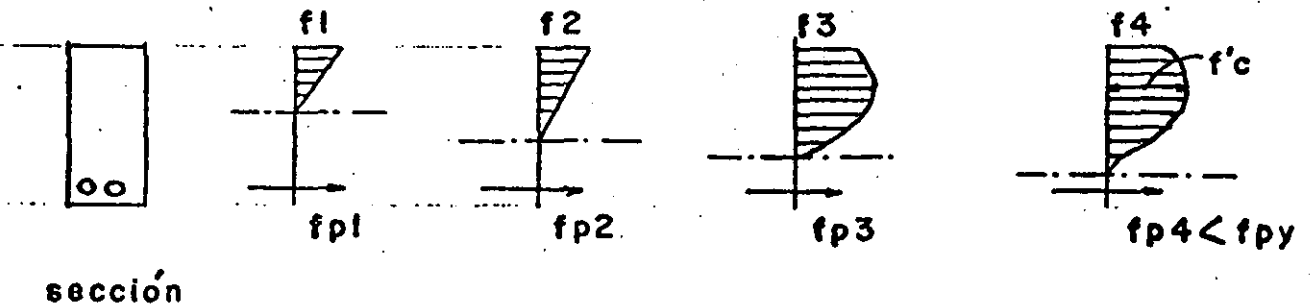
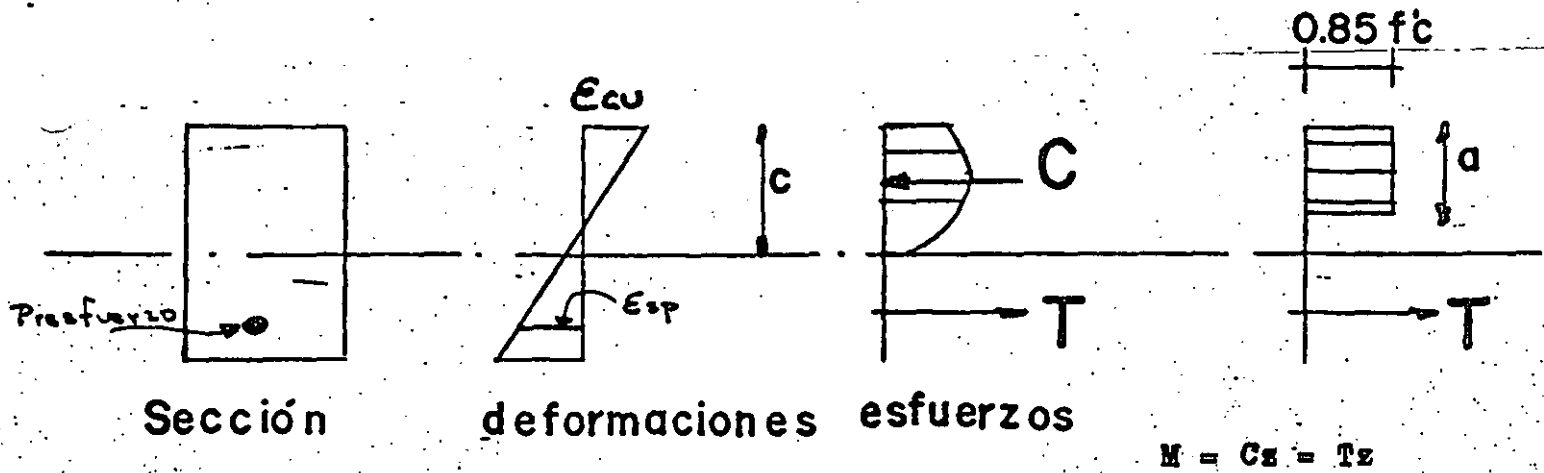


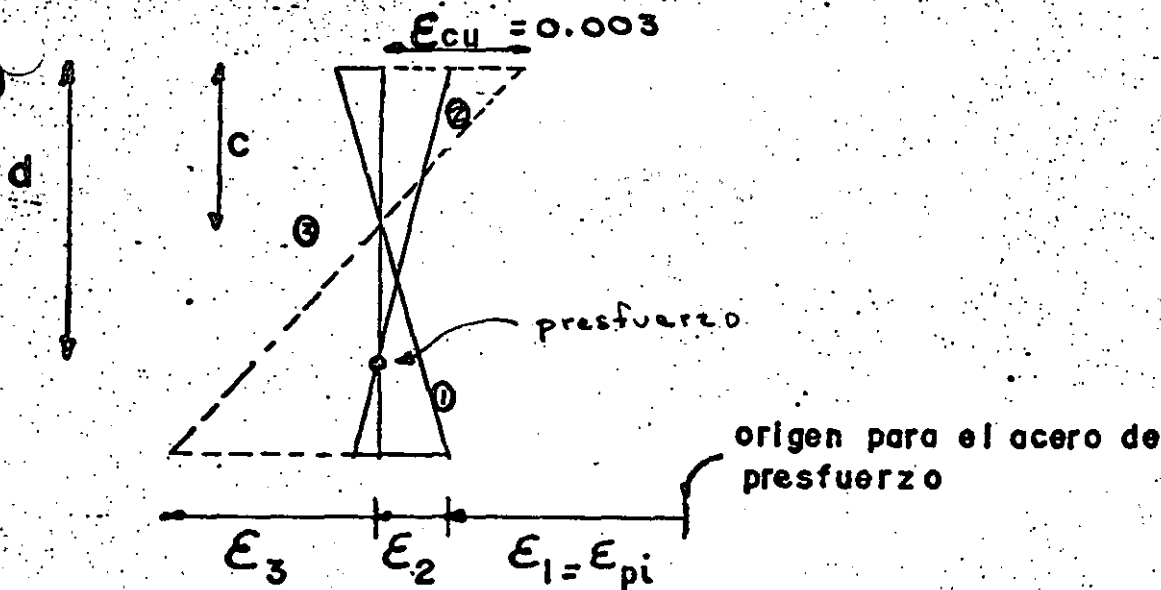
FIG. 7

ESTADO LIMITE DE FALLA



a).- Hipótesis

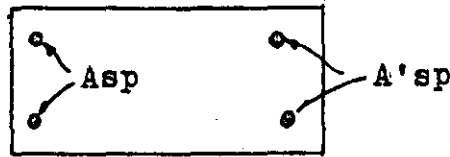
origen para el concreto



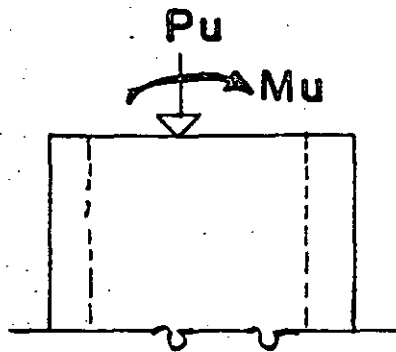
b).- Diagrama de deformaciones

COLUMNAS P¹⁹REFORZADAS

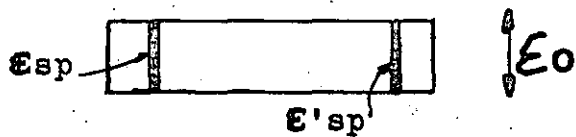
a).- Sección



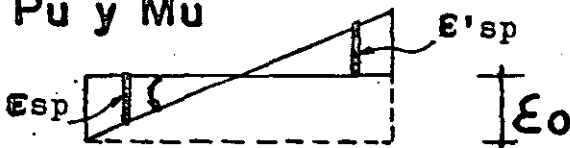
b).- Elevación.



c).- Deformaciones bajo carga axial uniforme



d).- Deformaciones bajo P_u y M_u



e).- Deformaciones debidas a momento únicamente

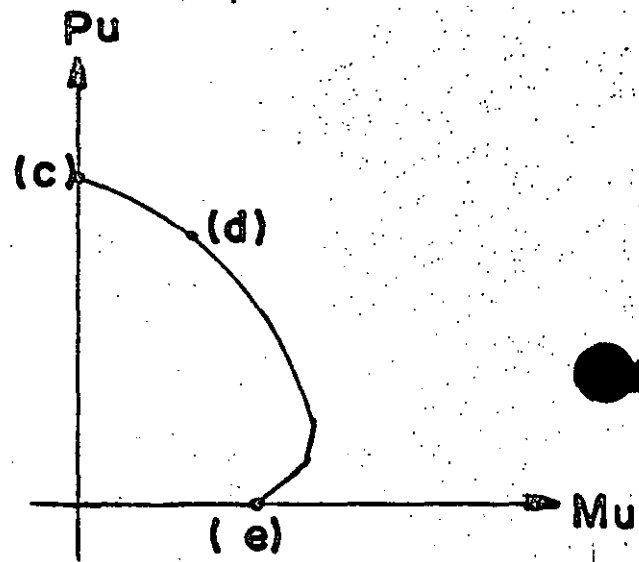
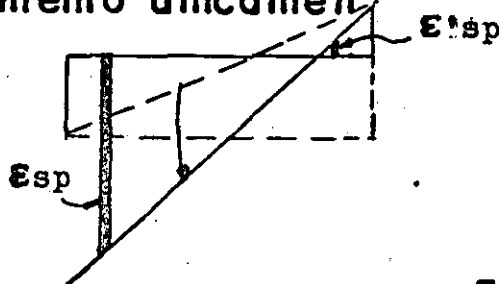
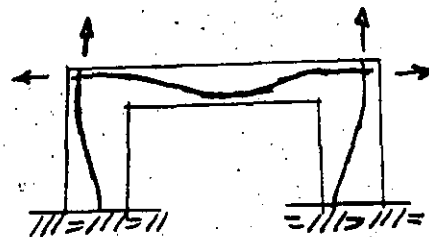


Diagrama típico de interacción



3.- DUCTILIDAD DE MIEMBROS DE CONCRETO PRESFORZADO.

3.1.- Resumen histórico.

3.2.- Análisis de miembros presforzados en flexión.

3.3.- Amortiguamientos.

3.- DUCTILIDAD DE MIEMBROS DE CONCRETO PRESFORZADO.

3.1 Resumen histórico de estudios realizados. 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.

T.Y. Lin (1) presentó algunos aspectos importantes para el diseño sísmico de estructuras presforzadas, referentes a los factores de carga y esfuerzos permisibles así como algunos ensayos estudiando la capacidad de absorber energía, concluyendo Lin en su artículo en que los diagramas Momento-Curvatura en vigas de concreto presforzado en flexión se presentaban áreas importantes

que mostraban alta capacidad para absorber energía.

Rosenblueth (2) comentando el artículo de Lin, enfatizaba el inconveniente de establecer conclusiones basadas en la curva de primera carga, indicando la importancia de las curvas idealizadas carga-deformación en la descarga Fig.1, para miembros de concreto presforzado y miembros de concreto reforzado presentaban que para masas y rigideces comparables una estructura de concreto presforzado tendría probablemente mayores deformaciones debido a su baja capacidad de amortiguamiento que una de concreto reforzado y que así mismo sería más flexible la primera, lo cual contrarrestaría en parte el efecto de su baja capacidad para absorber energía.

Despeyroux (3) 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 estructura es su capacidad para disipar energía, En su artículo, de acuerdo con la Fig.2 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 representará que la respuesta en estos últimos bajo el sismo será mayor.

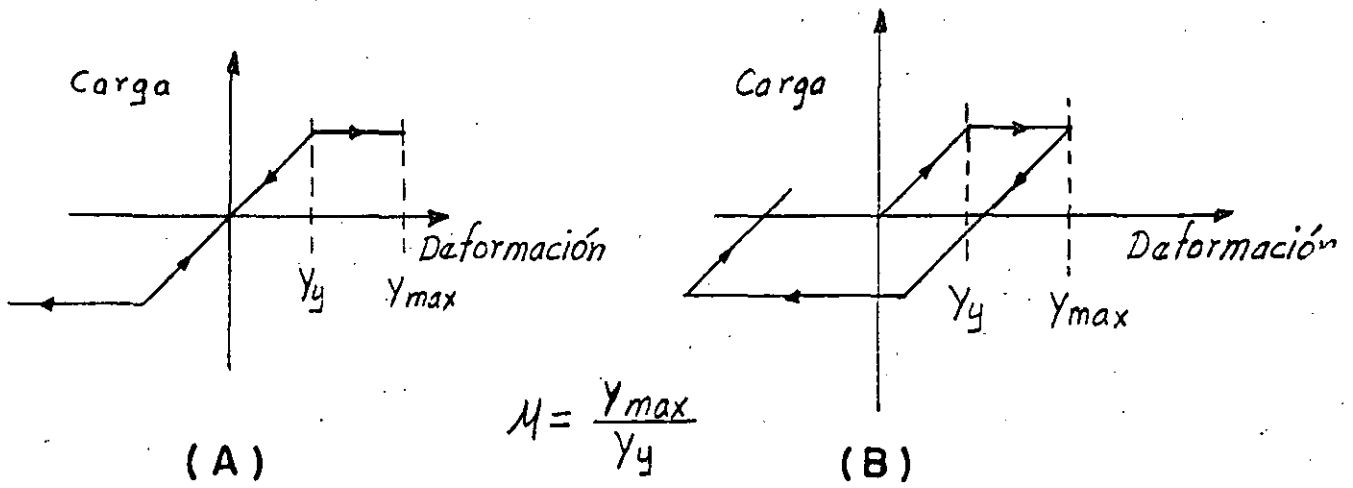


Fig. 1 Idealización de curvas típicas carga-deformación

A) concreto presforzado

B) concreto reforzado

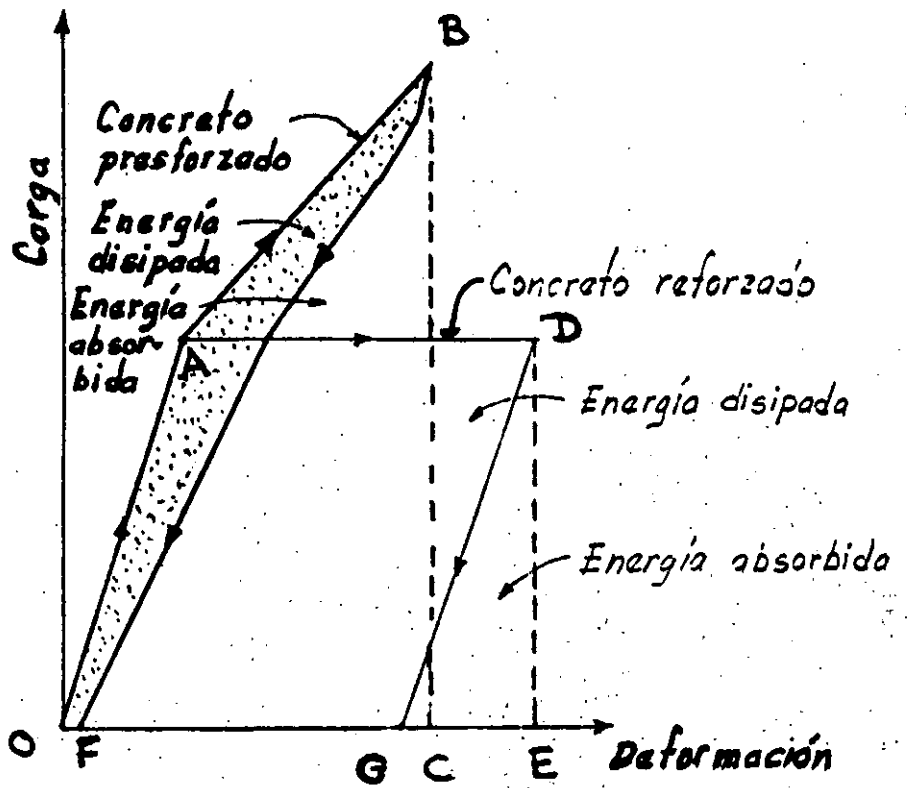


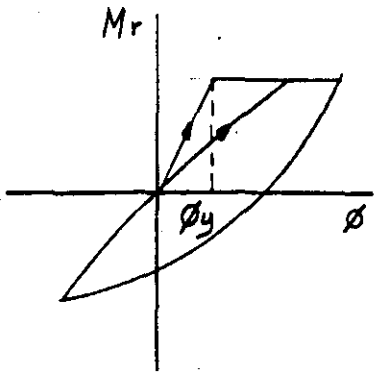
Fig. 2 Idealización de curvas típicas de disipación de energía.

Un estudio reciente realizado por Blakeley (4) 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.

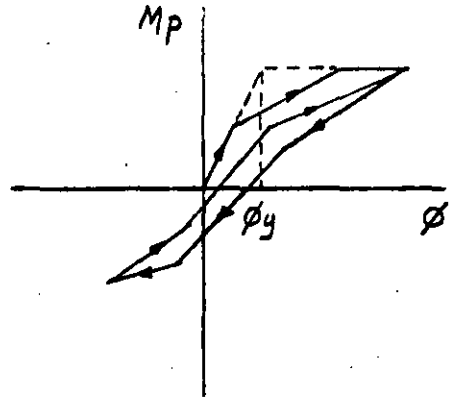
Thompson (5) hizo un estudio comparando las respuestas de - miembros presforzados, parcialmente presforzados y reforzados - bajo diversos movimientos sísmicos, idealizando los diagramas - Momento-Curvatura como lo indica la Fig. 3 y tomando los registros del sismo de El Centro 1940, N-S.

El factor de ductilidad se define como la relación que existe entre el desplazamiento en la falla y el desplazamiento correspondiente a la primera fluencia. Thompson encontró que para pequeños períodos el factor de ductilidad era mayor y que la tendencia a disminuir el desplazamiento se debía a un incremento en el acero de presfuerzo.

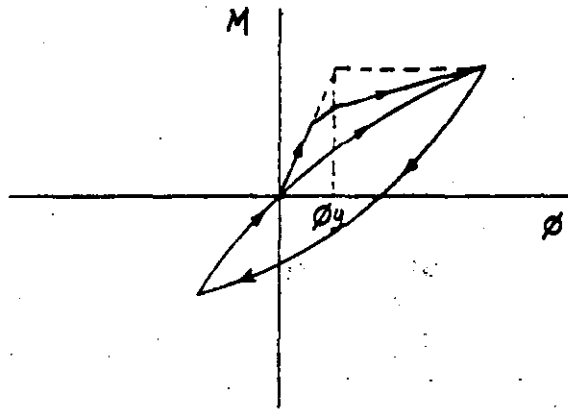
3.2 Análisis de miembros presforzados en flexión. Los estudios realizados por Blakeley (4) para determinar las relaciones Momento-Curvatura bajo carga monotónica, demostraron que la curva ob-



a) Concreto reforzado



b) Concreto prestorzado



c) Concreto parcialmente prestorzado

Fig. 3 Diagramas idealizados de Momento Curvatura

tenida para este tipo de carga es colineal con la curva envolvente de cargas cíclicas en miembros de concreto presforzado y que por lo tanto este análisis puede efectuarse para el estudio de la ductilidad bajo cargas sísmicas.

Se realizaron ensayos para obtener diagramas Momento-Curvatura en trabes haciendo variar el valor de la fuerza de presfuerzo, las posiciones del mismo en la sección y la cantidad de refuerzo transversal.

Así mismo, Thompson (5) realizó ensayos en uniones presforzadas viga-columna, reforzando el núcleo de acuerdo con las especificaciones de cortante del ACI 318-71. Las columnas se diseñaron de tal forma que tuvieran una mayor resistencia que las vigas y los ensayos se hicieron con carga cíclica estática simulando la carga sísmica.

Los resultados obtenidos por los estudios mencionados (4) y (5) 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. 4. La forma de las curvas indican claramente que a un incremento de capacidad de momento corresponde una disminución de ductilidad. El --

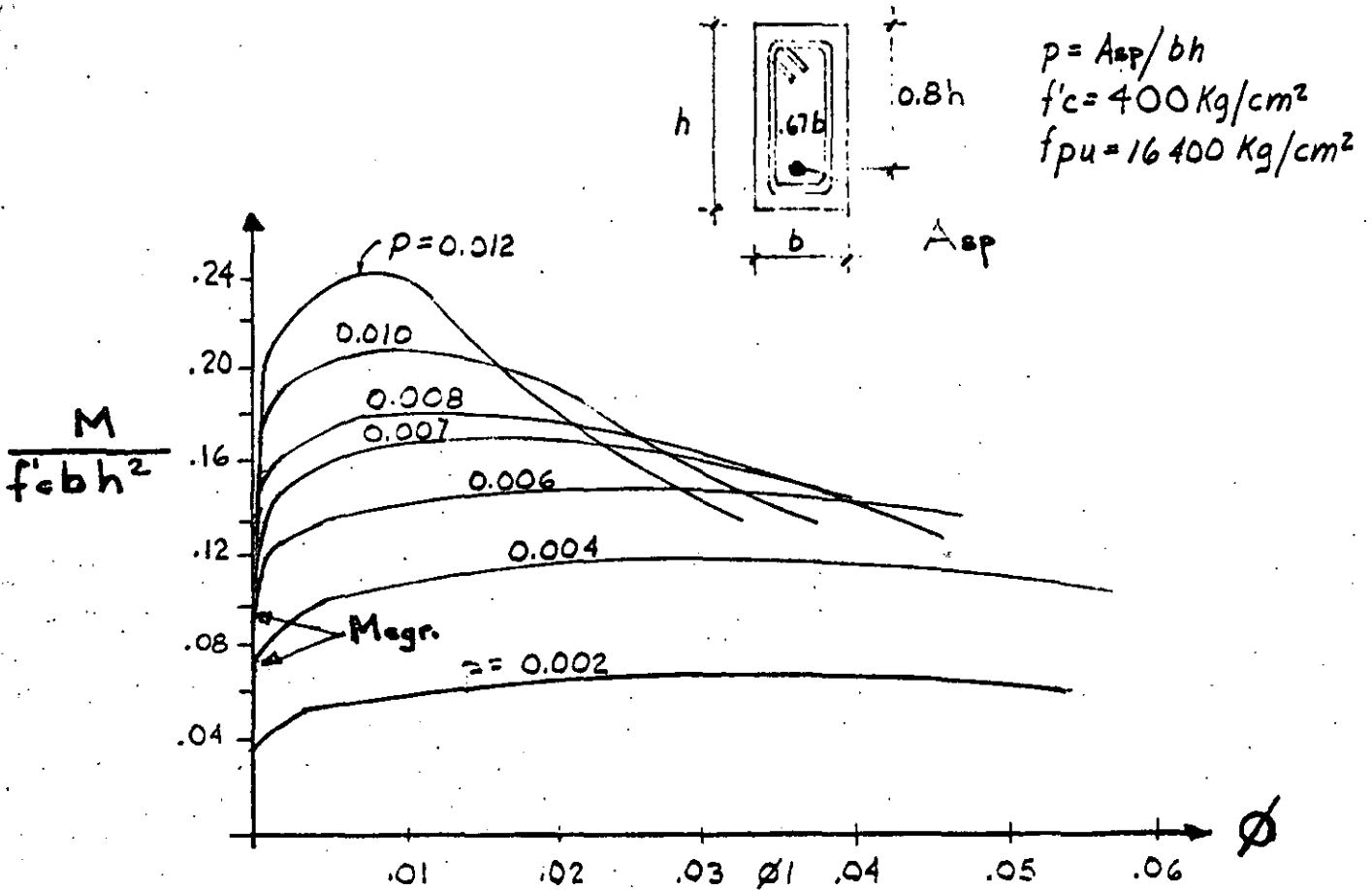


Fig. 4 Relaciones momento-curvatura para una sección con diferentes cantidades de presfuerzo excéntrico

ACI 318-71, especificaba que la máxima cantidad de acero de presfuerzo que debe tener una trabe para prevenir una falla frágil es:

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

Este límite corresponde a $p = 0.0069$. El estudio de las curvas de la Fig.4 indica que para asegurar una ductilidad razonable en diseño sísmico, Blakeley y Thompson recomiendan disminuir la expresión a 0.2, lo cual conduciría a $p=0.0043$. La ecuación (1) significa que la máxima fuerza de tensión es $0.2 f'c b d$, lo cual implica que en el bloque de esfuerzos en una sección rectangular se tendrá:

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

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, $p = 0.0069$ -

Así mismo, 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.

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.

d) Ductilidad en columnas de concreto presforzado.

En los ensayos de columnas bajo cargas cíclicas, las curvas experimentales se trazaron para una articulación plástica

directamente sobre la trabe, provocándose así el mecanismo en un marco de un nivel. El diagrama Momento-Curvatura en la columna de concreto presforzado se reduce con un nivel de carga axial y se requiere un refuerzo transversal especial cuando la carga alcanza valores de $0.1 P_o$, siendo P_o la resistencia de la columna con carga axial concéntrica únicamente. Hay poco conocimiento del comportamiento de acero presforzado de miembros a compresión, sin embargo de los estudios realizados se pudo concluir que en las curvas de Momento-Curvaturas, la correspondiente a $p/f'cbd = 0.12$, corresponde a la máxima curvatura obtenida en los ensayos.

3.3- Amortiguamiento de miembros de concreto presforzado. En la referencia (2), se menciona la relativamente baja capacidad de amortiguamiento en estructuras presforzadas.

Depeyroux (3) hace notar que el amortiguamiento del concreto presforzado es comparable al de las estructuras metálicas, es decir del orden del 3% del crítico. En cambio en concreto reforzado es del orden 10% del crítico. Nakano (6) encontró valores mayores del 7% del crítico para estructuras presforzadas.

Esto significaría que deberán tomarse coeficientes sísmicos mayores para estructuras de concreto presforzado, por-

ejemplo del orden de 20% mayores que los aplicados al concreto reforzado.

Una investigación reciente de Penzien (7) sobre el amortiguamiento en traveses de concreto presforzado, mostraron que el presfuerzo y la resistencia del concreto tienen efecto sobre el amortiguamiento solo cuando se aproximaba al momento del colapso.

Sin embargo el efecto desfavorable del concreto presforzado referente a su baja capacidad de amortiguamiento que se traduce en desplazamientos mayores, se contrarresta en parte por el hecho de que las estructuras de concreto presforzado debido a sus menores esquadrias que en el concreto reforzado, requieren una reducción en la demanda de ductilidad (8).

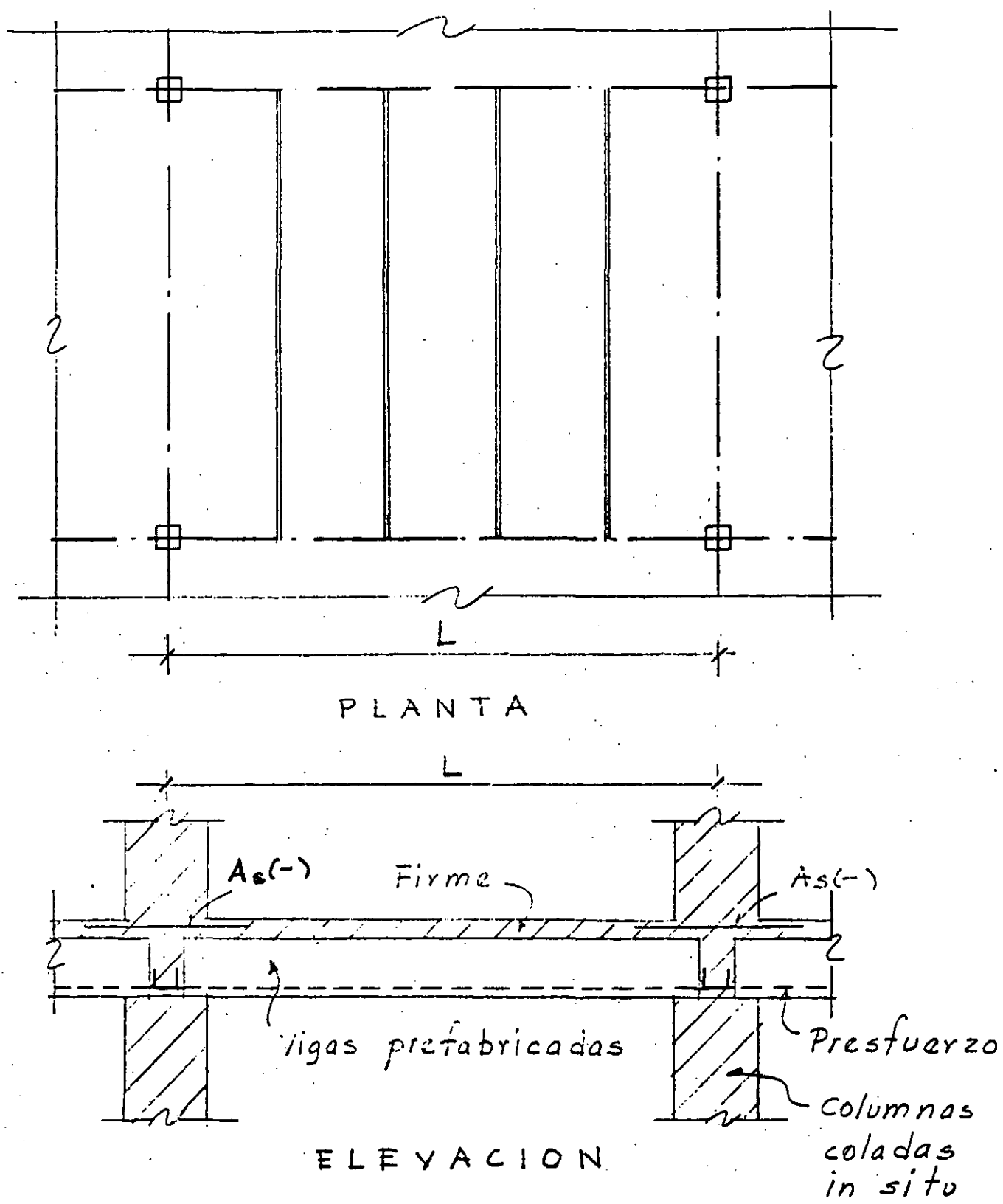
REFERENCIAS.

1. Lin, T.Y. "Design of Prestressed Concrete Buildings for Earthquake Resistance", Journal of the PCI, Vol. 9, No.6, Dic. 1964, pp. 15-31.
2. Rosenblueth, E. Discusión del artículo de T.Y. Lin "Design of Prestressed Concrete Building for Earthquake Resistance", Journal of the Structural División, American Society of Civil Engineers, Vol. 92 Feb. 1966.
3. Despeyroux, J. "L'utilisation du béton précontraint dans la construction parasismique "Travaux", No. 375, 1966.
4. Blakeley, R.W.G. "Ductility of Prestressed Concrete Frames Under Seismic Loading", University de Canterbury, Nueva Zelandia, 1973.
5. Thompson, K.J. "Ductility of Prestressed Concrete Frames Under Seismic Loading". Ph. D. Thesis University of Canterbury, Nueva Zelandia, 1971'
6. Nakano "Experiment on behavior under lateral force of prestressed concrete frames". Reporte del Instituto de la Construcción, Tokyo, julio 1967.
- 7.- Penzien, J. "Damping Characteristics of Prestressed Concrete", ACI Journal, Vol. 61, No. 9.
8. Camba, J. "Edificios altos prefabricados parcialmente presforzados", Conferencia Regional de Edificios Altos, México, D.F., abril 1973.
9. Dowrick, D.F. "Earthquake resistant Design" John Wiley and Sons, New York, 1977.

4.- CONEXIONES TIPO DE MIEMBROS PRESFORZADOS.

4.1.- Estructuraciones pretensadas.

4.2.- Estructuraciones postensadas.

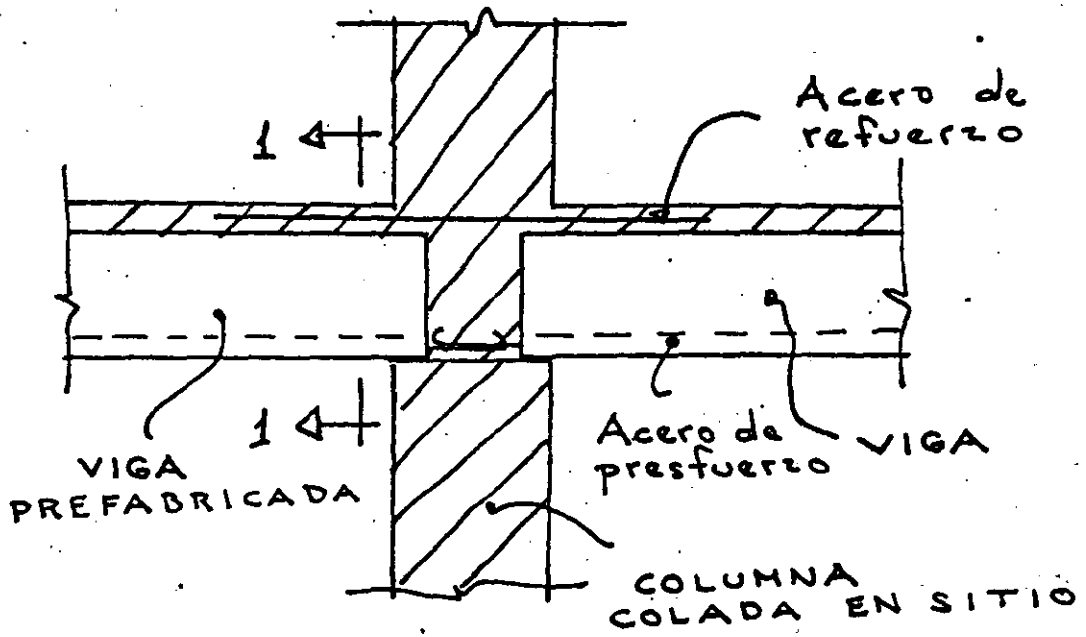


PLANTA

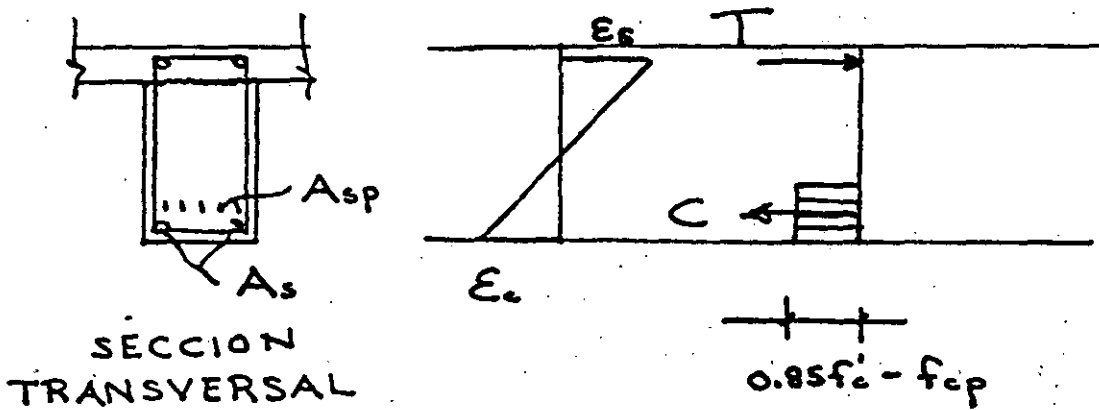
ELEVACION

ESTRUCTURACION PRETENSADA

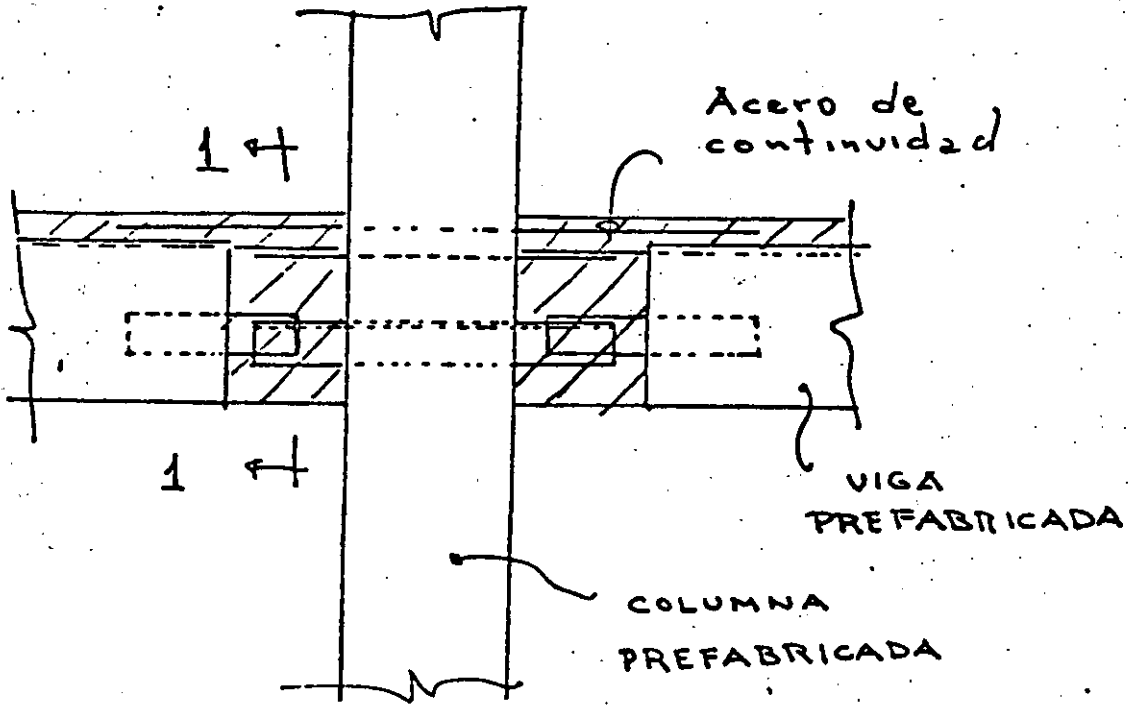
— F I G . 1 —



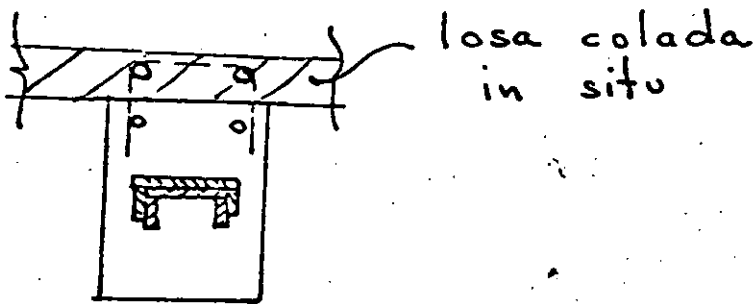
ELEVACION



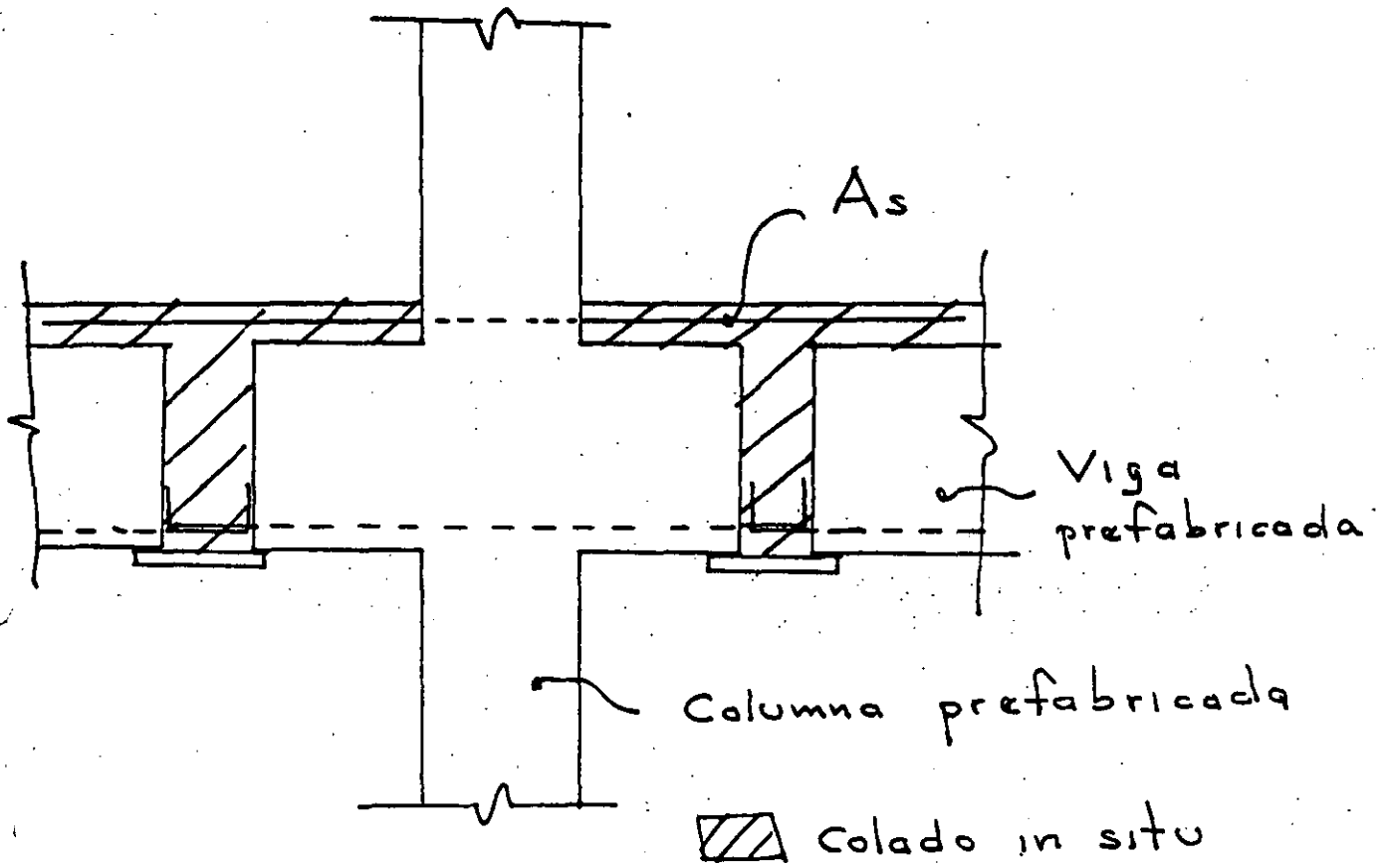
— F I G . 2 —



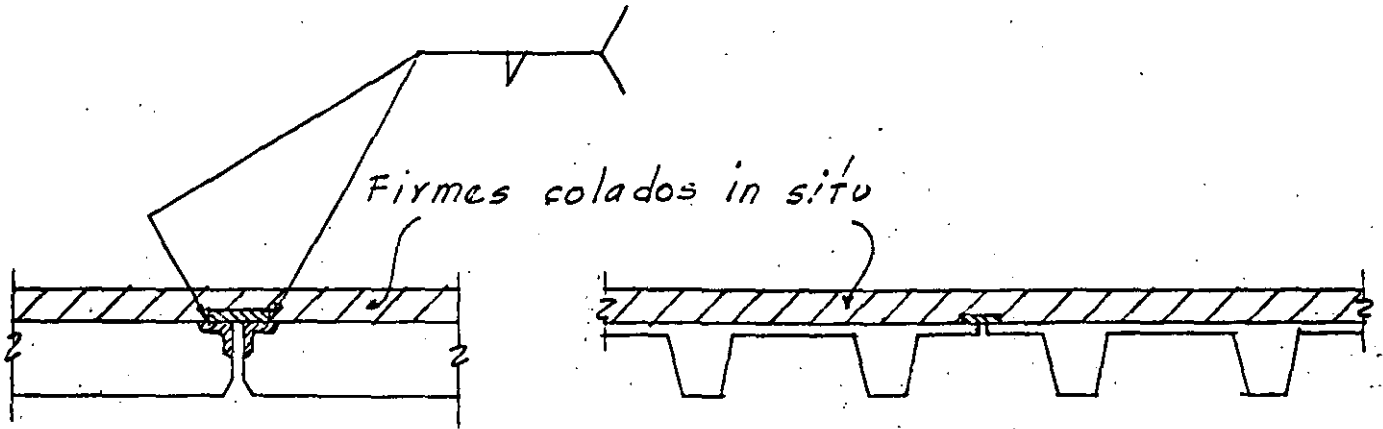
ELEVACION



CORTE 1-1



CONEXION PREFABRICADA
FUERA DEL NUDO

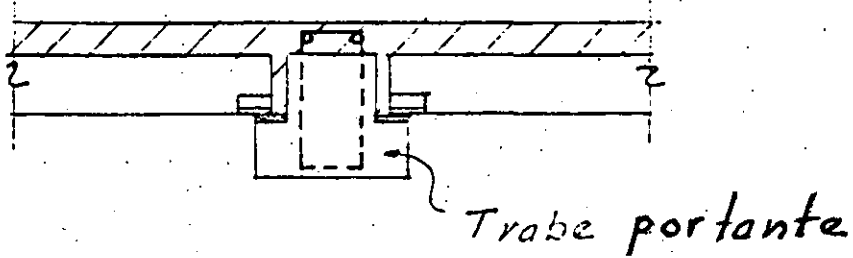
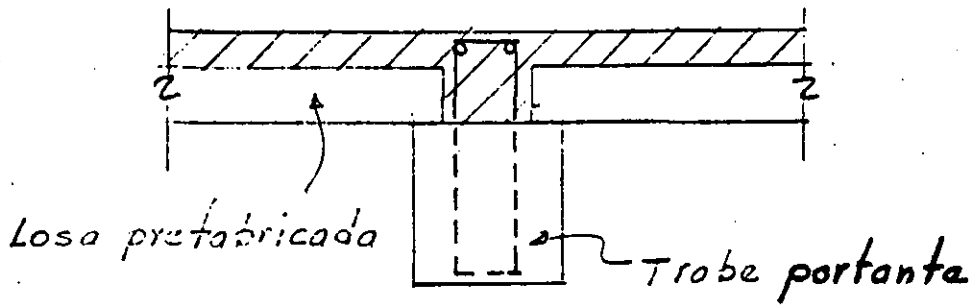


LOSAS

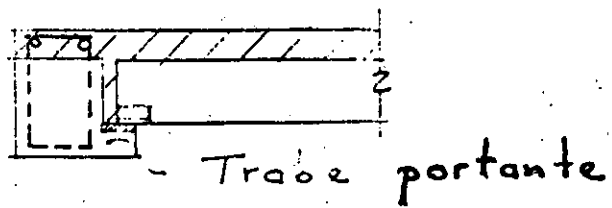
DOBLES T

CONECTORES

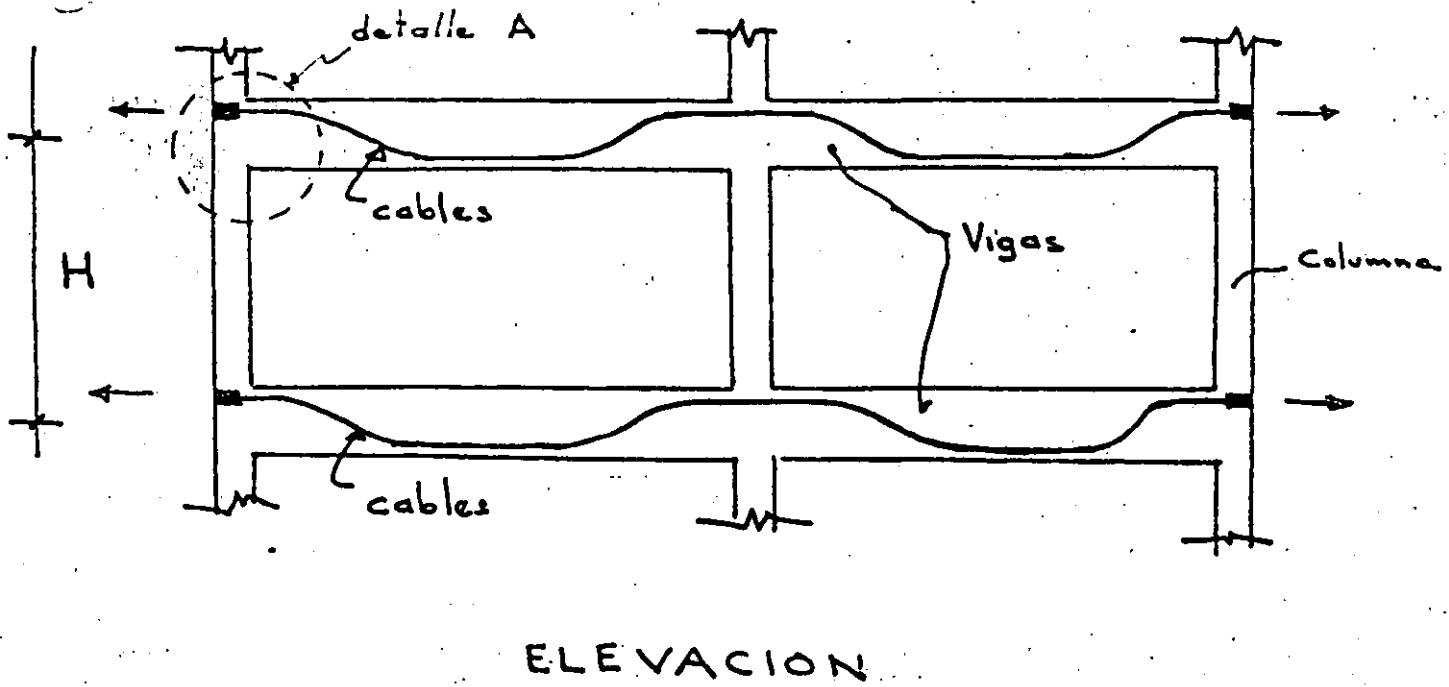
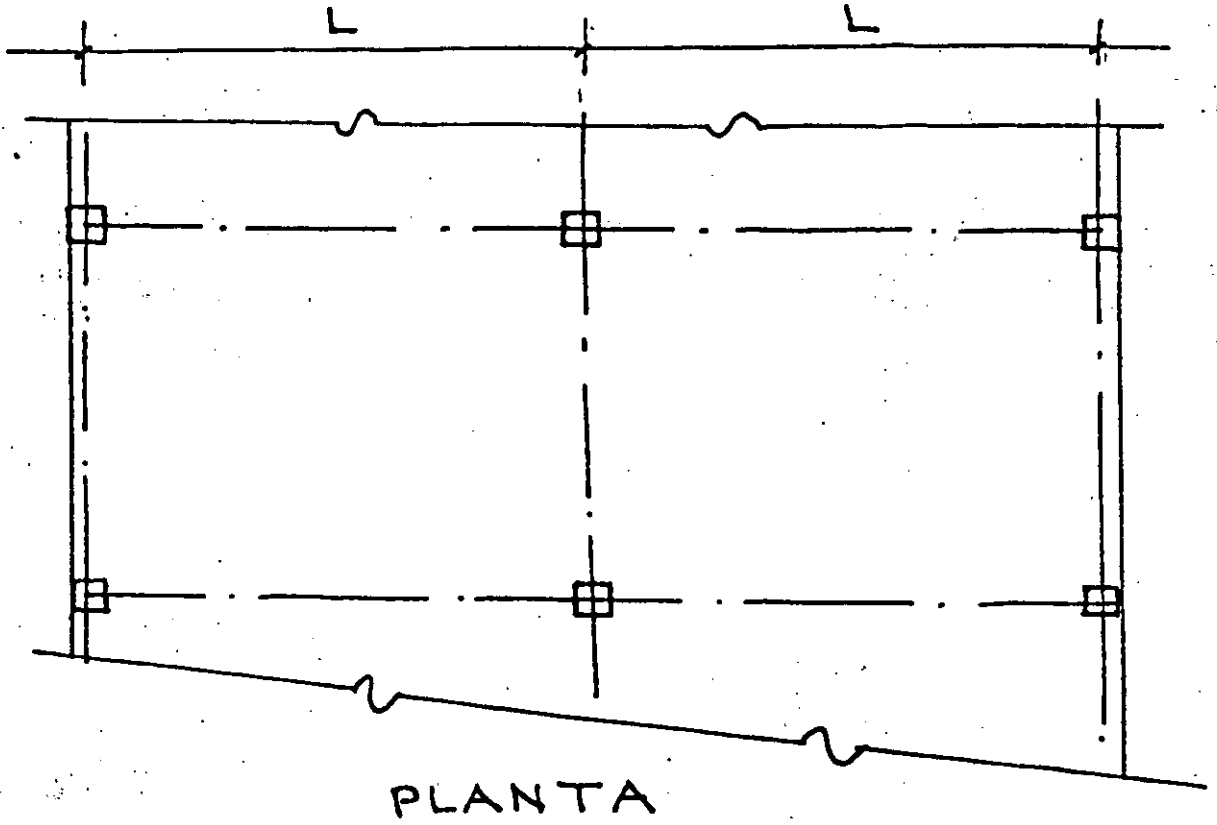
- FIG. 5 -



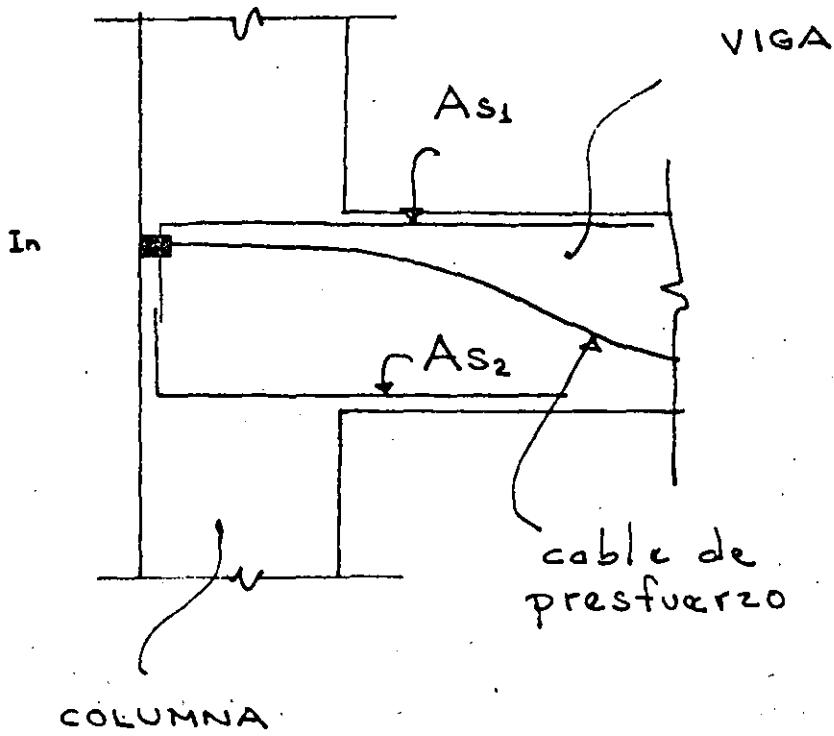
 Colado en el lugar



CONEXION ELEMENTO PREFABRICADO-TRABE PORTANTE



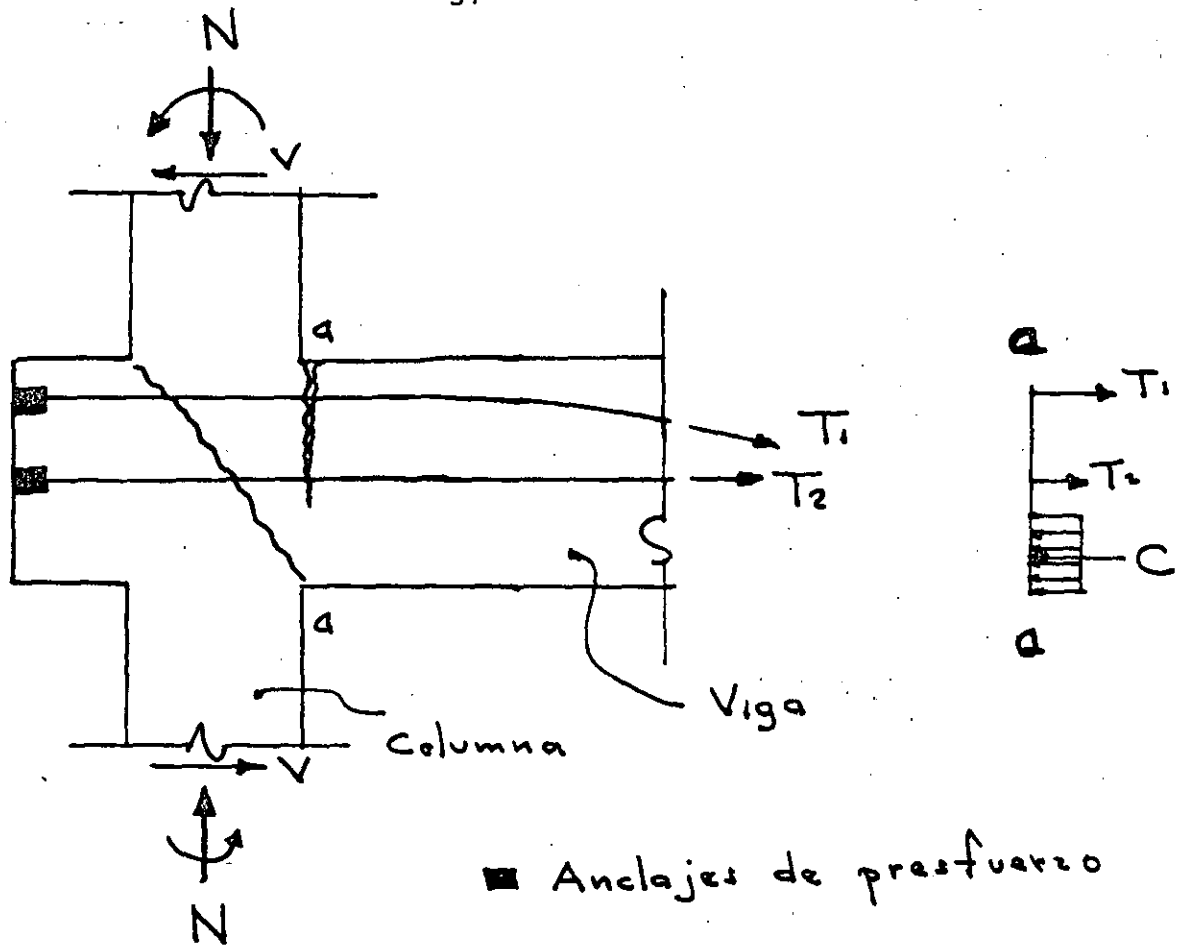
ESTRUCTURACION POSTENSADA



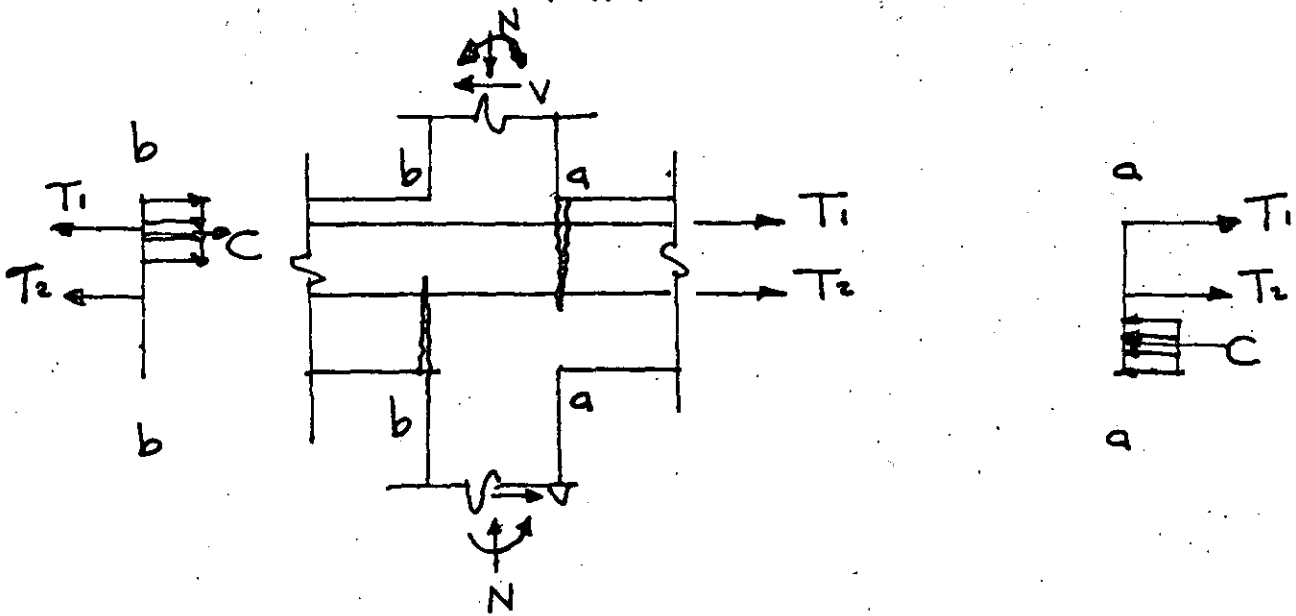
ELEVACION

DETALLE A

ESTRUCTURACION POSTENSADA



COLUMNA EXTERIOR



COLUMNA INTERIOR

FIG. 9

5.- REGLAMENTOS.

5.1.- Reglamento del Distrito Federal 1987.

5.2.- Reglamento ACI 318 - 83

5.3.- Recomendaciones C.E.B.-FIP.

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

REVISIÓN ESTADOS LÍMITE DE
SERVICIO EN CONCRETO
PRESFORZADO

(RDF 1987)

a) Concreto

$$\left. \begin{array}{l} \text{comp. } f_c = 0.60 f'_{ci} \\ \text{tensión } f_t = \sqrt{f'_{ci}} \end{array} \right\}$$

Después de la transferencia

$$\left. \begin{array}{l} \text{comp. } f_c = 0.45 f'c \\ \text{tensión } f_t = 1.6 \sqrt{f'c} \end{array} \right\}$$

En servicio

(nota sobre $f_t = 3.2 \sqrt{f'c}$)

b) Acero de presfuerzo

$$0.80 f_{sr}$$

al tensar

$$0.70 f_{sr}$$

en servicio

(valores \approx para presfuerzo total y parcial)

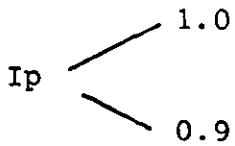
c) Por Aplastamiento

$$f_b = 0.8 f'_{ci} \sqrt{\frac{A_2}{A_1} - 0.2} \quad 1.25 f'_{ci}; \text{ al tensar}$$

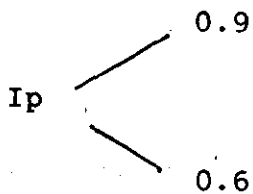
$$f_b = 0.6 f'c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f'c$$

INDICE DE PRESFUERZO (RDF 1987)

A) Presfuerzo total



B) Presfuerzo parcial



C) "Sin" presfuerzo

$$I_p < 0.6$$

$$I_p = \frac{MR_p}{MR_r + MR_p}$$

$$I_p = \frac{Asp \cdot f_{sp}}{Asp \cdot f_{sp} + Asfy}$$

L I M I T E S D E R E F U E R Z O

E N F L E X I O N

(RDF 1987)

A) SECCION CON PRESFUERZO TOTAL

Asmín \rightarrow MR = 1.2 M. agrietamiento

B) SECCION CON PRESFUERZO PARCIAL

As \rightarrow MR = (1.5 - 0.31 p) M. agrietamiento

C) REFUERZO MAXIMO

$$\epsilon_{sp} \geq \frac{\epsilon_{y p}}{0.75}$$

($\epsilon_{y p} \approx 0.01$)

C O N C R E T O P R E F A B R I C A D O (RDF 1987)

1) Resistencia conexiones ≥ 1.3 Valor acción interna

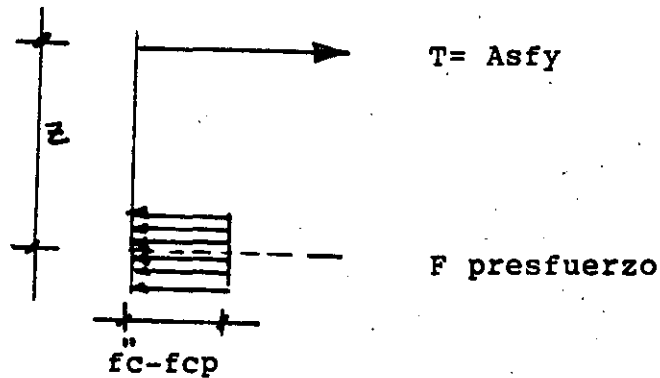
2) $Q = 2$ (salvo demostración de requisitos, $Q=3$)

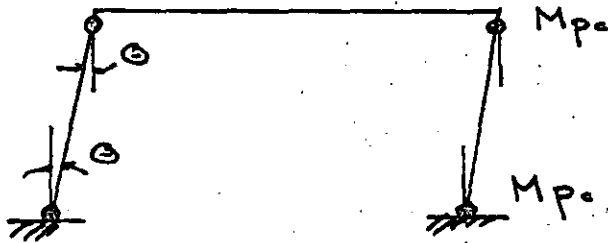
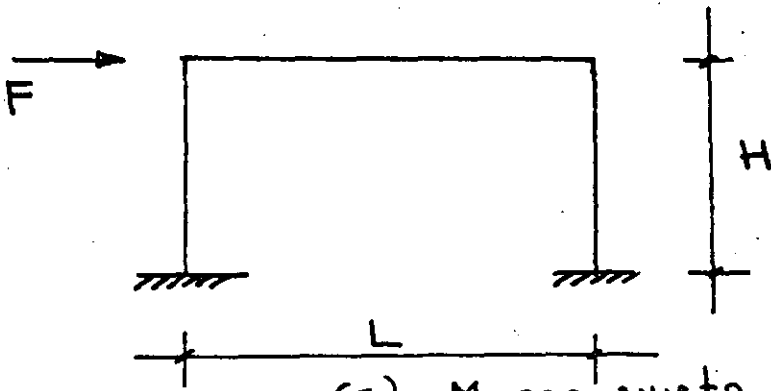
3) En conexiones, la resistencia $f'c$ $\begin{matrix} > \\ > \end{matrix}$ $f'c$ losa ó
 $f'c$ viga

4) Acero en conexiones $\leq 4,200$ Kg/cm²

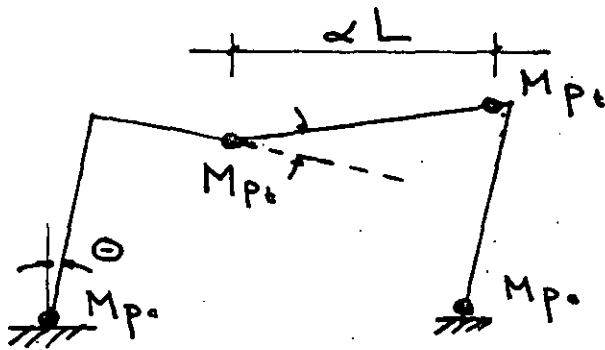
5) Superficies acabado rugoso 5mm de espesor

6) Al revisar vigas prefabricadas tomar en cuenta reducción de capacidad del concreto debido al presfuerzo.

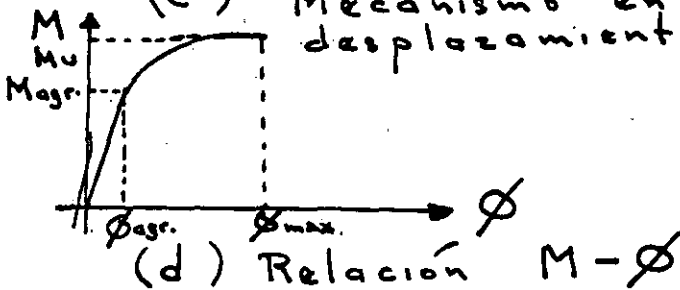


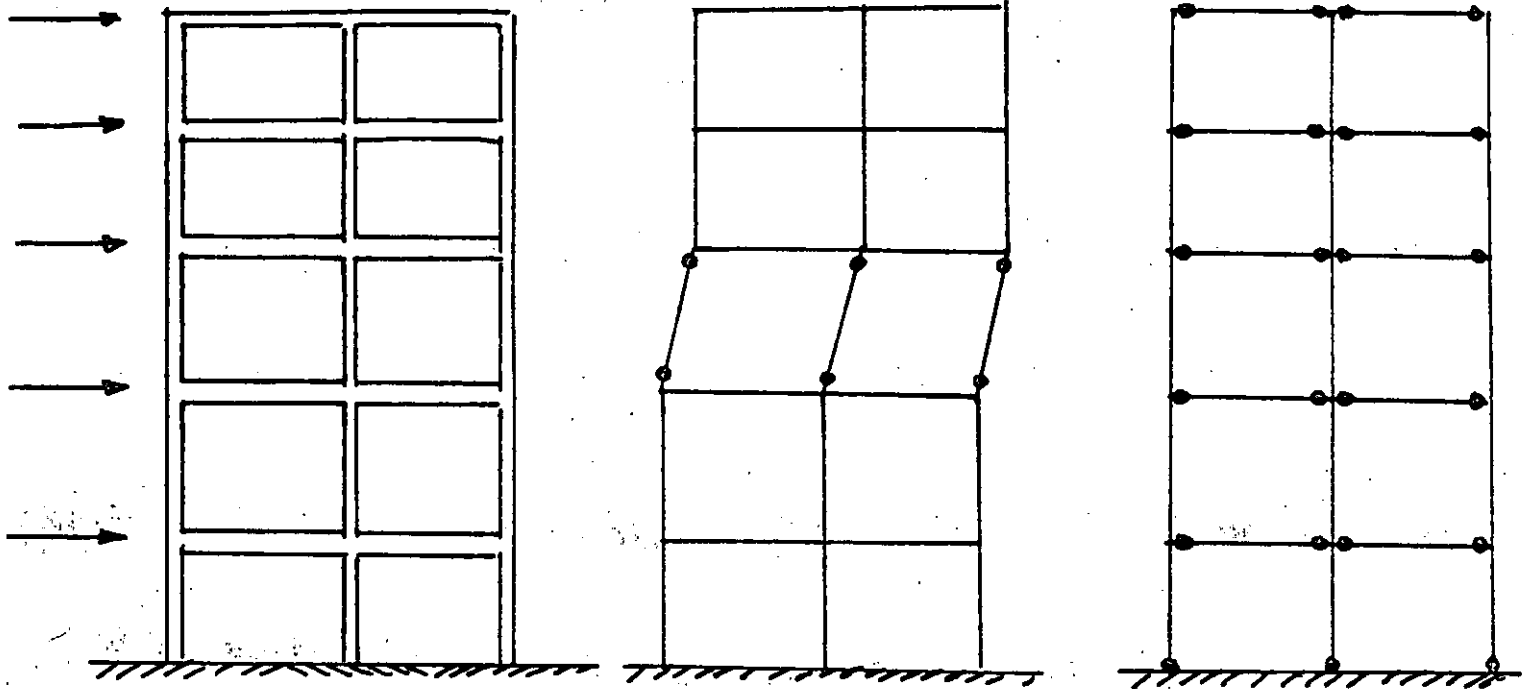


(b) Mecanismo de columnas



(c) Mecanismo en trabes con desplazamiento





(a)

Marcos Rígidos

(b)

Mecanismo de columnas

(c)

Mecanismo de trabes

MECANISMOS DE COLAPSO BAJO FUERZAS SISMICAS

REGLAMENTO ACI 318 - 83

Zonas alta, baja y moderada sismicidad.

Requerimientos con base en la disipación de energía en el rango no lineal de respuesta.

Resistencia a flexión de cables adheridos y no adheridos.

Límites de refuerzo en flexión.

1) Acero presforzado únicamente.

$$\omega_p = \frac{\rho_{pfps}}{f'_c} \leq 0.36 \beta_1 ; \rho_p = \frac{A_{sp}}{bd_r}$$

2) Acero presforzado y no presforzado.

$$\omega_p + \frac{d}{d_p} (w - w') \leq 0.36 \beta_1$$
$$w = \frac{\rho_f y}{f'_c} ; w' = \frac{\rho'_f y}{f'_c}$$
$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad \text{y} \quad \rho' = \frac{A'_s}{bd}$$

Redistribución de momentos

$$20 \left(1 - \frac{\frac{d}{d_p} (w_p - w')}{0.36 \beta_1} \right) \quad \text{7.}$$

RECOMENDACIONES DE LA FIP PARA EL DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS.

Se presentan a continuación un resumen de las principales recomendaciones.

1) Se considerarán dos estados límite de sismo: moderado y severo. En sismos severos la estructura no debe fallar, debiendo formarse un número significativo de articulaciones plásticas capaces de disipar energía.

2) Son válidos los análisis estático o dinámico para determinar las fuerzas sísmicas y las estructuras deberán analizarse en dos direcciones principales.

3) La ductilidad por flexión debe asegurarse mediante la posición de articulaciones plásticas bajo sismos severos. En esas articulaciones el eje neutro debe estar a $0.25h$ en puntos donde ocurran inversión de momentos y el momento último deberá ser como mínimo 1.3 el momento de ruptura.

4) En las articulaciones plásticas, todo el cortante deberá ser tomado con estribos.

5) De preferencia los cables deberán lechadearse.

6) Los anclajes de presfuerzo deberán colocarse en zonas - alejadas a las de máximos esfuerzos como lo son las articulaciones plásticas.

7) Las uniones trabe-columna deberán diseñarse en tal forma que aseguren que la falla por cortante no ocurre en el núcleo de la unión.

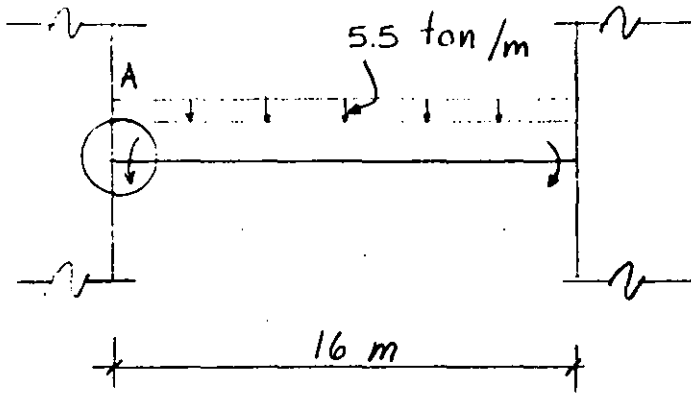
Una consideración importante en las Recomendaciones de Nueva Zelanda para estructuras presforzadas en zonas sísmicas es - la de tomar un coeficiente de 20% mayor que las de concreto reforzado. Como un intento que permita incrementar la respuesta en estructuras presforzadas (5).

6.- EJEMPLOS

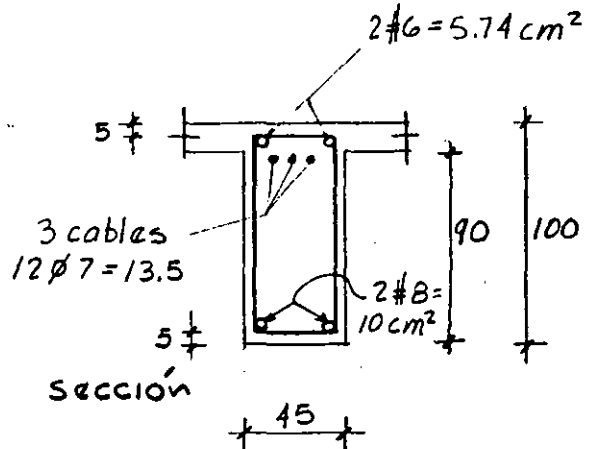
6.1.- Trabe postensada.

6.2.- Trabe pretensada.

EJEMPLO 1.- Verificar si la sección propuesta en concreto prestozado cumple los requisitos del reglamento del D.F. Los elementos mecánicos son los de servicio.



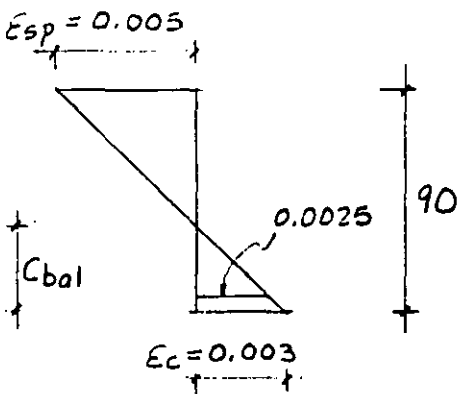
c.M
 $M + c.v. = -75 \text{ tm}$
 $M. \text{ sismo} = -50 \text{ tm}$



Características de materiales:
 $f'c = 300 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{sp} = 13,000 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4,000 \text{ Kg/cm}^2$

SOLUCION .-

a) Verificación de limitación de acero



$$C_{bal} = \frac{90 \times 0.003}{0.008} = 33.7 \text{ cm}$$

$$\therefore A_{bal} = 0.8 \times 33.7 = 27 \text{ cm}$$

Calculo de resistencias reducidas:

$$f^*c = 0.8 \times 300 = 240 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.8 f^*c = 192 \text{ Kg/cm}^2$$

La fuerza de compresión valdrá:

$$C_{bal} = 45 \times 27 \times 192 + 10 \times 4000$$
$$= 233\,280 + 40\,000 = 273\,280 \text{ Kg.}$$

$$\therefore T_{bal} = 273.3 \text{ ton}$$

De acuerdo con el reglamento del D.F.

$$T_{m\acute{a}x.} = 0.75 T_{bal} = 0.75 \times 273.3 = 204 \text{ ton}$$

En la sección propuesta, suponiendo la fluencia del acero de pretuerzo.

$$T = A_{sp} f_{yp} + A_s f_y$$
$$= 13.5 \times 13\,000 + 5.74 \times 4\,000$$
$$= 175\,500 + 22\,960 = 198.4 \text{ ton}$$

$$\therefore T \leq T_{m\acute{a}x.} \quad \text{o.k.}$$

b) Cálculo del momento resistente

Suponiendo la fluencia del acero de pretuerzo:

Por equilibrio de fuerzas:

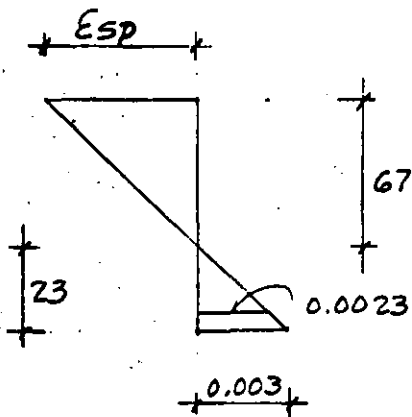
$$C = 45 \times 192 \times a + 10 \times 4000$$

$$T = 175.5 + 22.9 = 198.4$$

$$a = \frac{158,400}{8640} = 18.3 \text{ cm}$$

$$c = \frac{18.3}{0.8} = 23 \text{ cm}$$

Verificando el tipo de falla



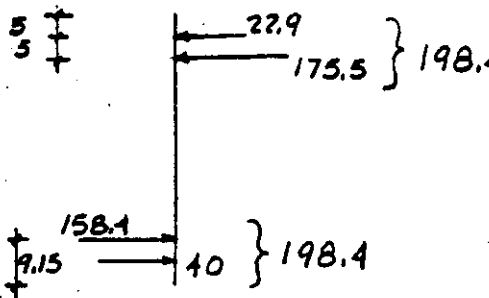
$$E_{sp} = \frac{6.7}{23} \times 0.003 = 0.0087$$

$$E_{sp \text{ total}} = 0.005 + 0.0087 = 0.0137$$

$$E_{sp} > E_y$$

∴ El acero de pretuerzo fluye y la suposición es correcta.

El momento resistente valdrá:


$$z = 100 - 8.31 - 9.42 = 82.2 \text{ cm}$$

$$M_{\text{resist.}} = \phi C_z = \phi T_z$$

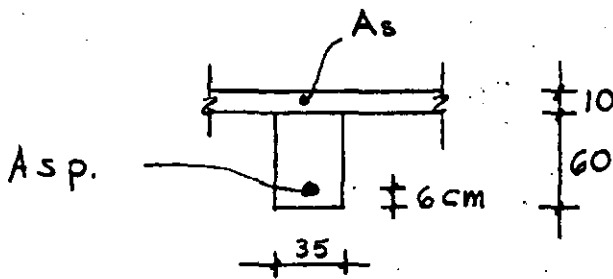
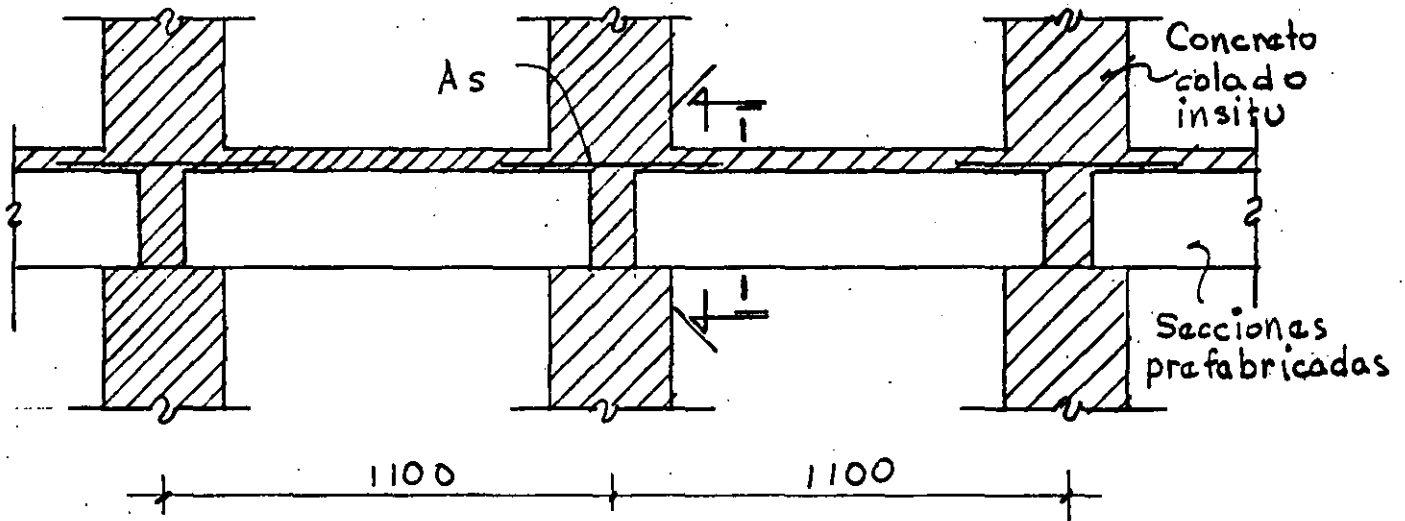
$$\begin{aligned} M_{\text{resist.}} &= 0.9 \times 198.4 \times 0.82 \\ &= 146.4 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$M_{\text{actuante}} = (75 + 50) 1.1 = 137 \text{ tm}$$

$$M_{\text{resist}} > M_{\text{actuante}}$$

∴ La sección y armado propuestos si cumplen los requisitos del reglamento del D. F. en flexión.

EJEMPLO 2.- Calcular el área de acero de refuerzo en la viga pretensada de la figura para momento negativo debido a carga viva y sismo.



CORTE 1-1

$$M_{c.v.} = -10 \text{ tm}$$

$$M_{\text{sismo}} = -16 \text{ tm}$$

$$f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{sp} = 15,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{sp} = 6 \text{ toronas } 1/2''$$

SOLUCION

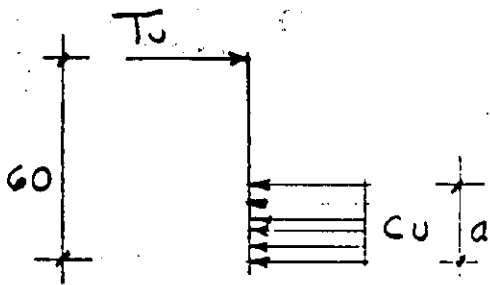
1) Cálculo del área acero para momento negativo.

$$M_u (-) = (10 + 16) 1.1 = 28.6 \text{ t m}$$

$$A_s \approx \frac{M_u}{0.9 \times 0.85 d \times f_y} = \frac{28.6 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 65 \times 1000} = 145 \text{ cm}^2$$

Se pondrán 2#8 + 2#6 \rightarrow A_s 15.7 cm².

Estableciendo el equilibrio en el apoyo:



$$C_u = T_u$$

$$C_u = (224 - f_{cp}) 35 a$$

$$T_u = 15.7 \times 4000$$

$$T_u = 62,800 \text{ Kg.}$$

$f_c'' - f_{cp}$
compresión
debida al prefuerzo

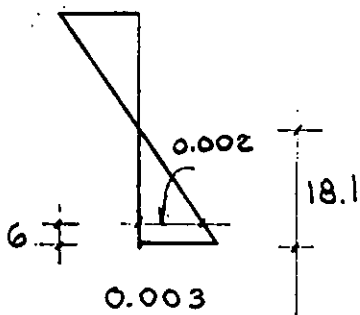
Suponiendo una compresión debida al prefuerzo de 100 Kg/cm².

$$a = \frac{62800}{124 \times 35} = 14.5 \text{ cm}$$

$\therefore c = \frac{14.5}{0.8} = 18.1 \text{ cm}$; verificando la falla se confirma la fluencia del acero A_s

Verificando ahora la compresión supuesta en el concreto:

Del diagrama de deformaciones obtenido:



$$E_{sp} = 0.002$$

La deformación del acero al tensarse se supuso de 0.005

$$E_{sp} = 0.005 - 0.002 = 0.003$$

$$f_{sp} = E_{sp} \times E_s = 0.003 \times 2 \times 10^6$$
$$= 6,000 \text{ Kg/cm}^2$$

La fuerza de prestuerzo valdrá:

$$F = 6000 \times 0.93 \times 6 = 33480 \text{ Kg}$$

y la compresión en el concreto debida al prestuerzo será:

$$f_{cp} = \frac{33480}{35 \times 14.1} = 67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$67 \neq 100 \text{ Kg/cm}^2 \text{ supuestos}$$

Haciendo un segundo tanteo con el promedio de los dos: 80 Kg/cm^2 y repitiendo el proceso anterior, se tendrá:

$$a = \frac{62800}{144 \times 35} = 12.5 \text{ cm}$$

$$c = 15.6 \text{ cm}$$

$$E_{sp} = 0.0018$$

$$\therefore E_{sp} \text{ final} = \underbrace{0.005}_{\text{al tensor}} - 0.0018 = 0.0032$$

$$E_{sp} = 0.0032 \times 2 \times 10^6 = 6400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F = 6400 \times 0.93 \times 6 = 35712 \text{ Kg}$$

$$f_{cp} = \frac{35712}{35 \times 12.5} = 81 \text{ Kg/cm}^2$$

$$80 \approx 81 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

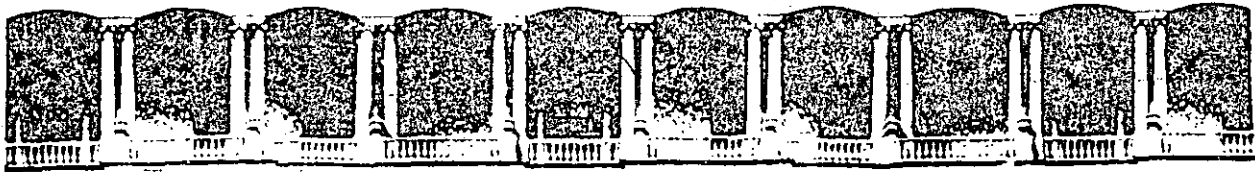
El momento resistente valdrá:

$$M_{resist} = \phi T_v z$$

$$= 0.9 \times 62\,800 \left(60 - \frac{12.5}{2} \right)$$

$$= 30.4 \text{ tm} > 28.6 \text{ tm}$$

Nota.- La condición de $T < T_{bal}$ se cumple con amplio margen, ya que el valor de T_{bal} es de 108.86 ton.



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

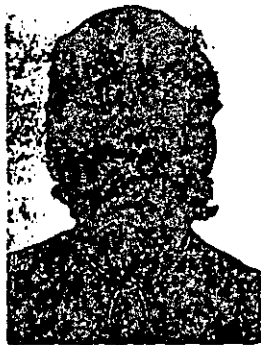
XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

MODULO III: DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

**CASE STUDY OF THE PERFORMANCE OF PRESTRESSED CONCRETE BUILDINGS
DURING THE 1985 MEXICO EARTHQUAKE**

DR. JOSE LUIS CAMBA

Case Study of the Performance of Prestressed Concrete Buildings During the 1985 Mexico Earthquake



José Luis Camba, Dr. Sc.

Professor
Division of Graduate Studies
School of Engineering
National Autonomous University
of Mexico
Mexico City, Mexico



Roberto Meli, Ph.D.

Research Professor
Institute of Engineering
National Autonomous University
of Mexico
Mexico City, Mexico

The overall effects of the 1985 Mexico earthquake on buildings are summarized, with specific consideration of the performance of prestressed concrete buildings. Then, for five typical prestressed concrete buildings, results of analyses of the dynamic response, with due consideration of the soil-structure interaction, are presented. In general, the computed response of the buildings under the effect of a ground motion simulating the 1985 earthquake, corresponded reasonably well with their observed performance. Nevertheless, in some cases the analyses indicated that the buildings should have experienced a greater nonlinear behavior than the ones perceived from their level of damage. Some reasons for these differences are discussed. Recommendations on earthquake-resistant design of prestressed concrete buildings are given. The importance of providing lateral stiffness by shear walls or bracing, and of achieving ductility and continuity through mild steel reinforcement, is emphasized.

Scarce evidence is available on the performance of prestressed concrete buildings subjected to severe earthquakes. The few well-documented cases of failures are related to gross errors in the conceptual design of the structural system and, mainly, to poor connections between precast concrete members.¹ Specifically, there are very few known cases of detailed analyses of prestressed concrete buildings in which their observed behavior under severe earthquakes was compared to that com-

puted according to well-established principles regarding the seismic response of buildings.

The 1985 earthquake in Mexico City constituted a severe test in the ability of building structures to withstand seismic forces. Therefore, it offered a unique opportunity to evaluate current design practice and construction methods. Although not many multistory prestressed concrete structures existed in Mexico City, a few dozen buildings in the range from 4 to 12 stories had prestressed frame struc-

tures. Indeed, some of these buildings were located in the most severely affected part of the city and were subjected to very intense ground shaking.

The object of this paper is to first present an overview of the performance of prestressed concrete construction in Mexico City during the September 19, 1985, earthquake, and then to show the results of a case study of five buildings whose structural drawings could be obtained. Although none of these buildings fully complied with modern code requirements for earthquake resistance, they survived the earthquake with minor or no damage. Several practical recommendations, regarding different aspects of the earthquake-resistant design of prestressed concrete structures, are drawn from these evaluations.

ASSESSMENT OF EARTHQUAKE DAMAGE

The earthquake of September 19, 1985, with a magnitude $M_s = 8.1$ (Richter Scale), originated near the Pacific Coast of Mexico and was felt with extraordinarily large intensities in some parts of the Valley of Mexico, approximately 400 km (250 miles) from the epicenter, causing the collapse or severe damage of many buildings.

The intensity of the ground motion varied considerably throughout the Mexico City area. Peak ground accelerations were less than 0.04g in sites of firm soil, while they reached 0.20g in some parts of the bed of an old lake which contains very deformable clay deposits. Unfortunately, this is also where the most populated part of the city is located.

A description of the main structural aspects of this earthquake can be found elsewhere.² Briefly, the long duration ground motion with prevailing long periods mostly affected multi-story flexible buildings, whereas low-rise stiff buildings, even those apparently rather weak, suffered very little damage.

Reinforced concrete frame buildings of more than five stories were the most damaged structures. They had been typically designed for a base shear coefficient of 0.06 and, in most cases, the reinforcement in members

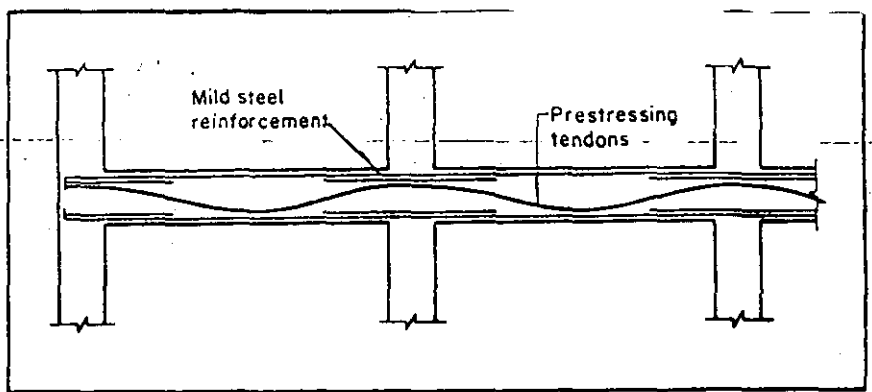


Fig. 1. Cast-in-place frames with post-tensioned concrete beams.

and joints had not been detailed with the current strict code requirements for ductile frames.

Failures were mainly due to shear or eccentric compression in columns and to bond or shear in joints. Irregularities in the structural scheme, such as lack of in-plane symmetry and discontinuity or sharp changes in stiffness of structural members, frequently contributed to the failures. Hammering with adjacent buildings and excessive rocking of the foundations were other sources of damage and collapse.

As a result of the damage evaluation following the earthquake, design forces for seismic resistance have been significantly increased in the new Mexico Building Code, which also imposes stringent requirements for ductility in concrete structures.

PERFORMANCE OF PRESTRESSED CONCRETE BUILDINGS

Detailed evaluations of the performance of prestressed concrete build-

ings were published a few months after the earthquake.^{3,4} Additional comments given here will augment the earlier reports.

Within the large variety of construction systems, including prestressed concrete members, that have been used for buildings in Mexico City, two major types can be distinguished:

1. **Cast-in-place concrete frame structures, with beams that are post-tensioned in at least one direction: (those with largest spans) —** Continuity is provided by mild reinforcing steel and by draped prestressing tendons (see Fig. 1). As a variation of this system, flat plate or waffle slab floor systems are post-tensioned in a similar way.

2. **Structures with cast-in-place concrete columns and precast, prestressed concrete beams of different shapes —** Joint continuity is provided by a cast-in-place concrete topping with mild steel reinforcement (see Fig. 2). Frequently, long span prestressed concrete beams in one direction are combined with non-prestressed reinforced

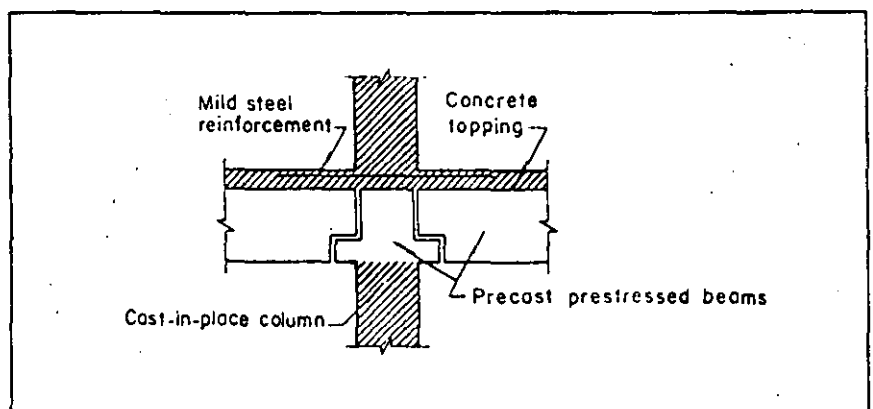


Fig. 2. Continuity for negative moments in precast, prestressed concrete frames.

concrete beams, of shorter span, in the other direction.

Most prestressed concrete buildings were of mid-rise construction, between four and eight stories. In some cases, the buildings were stiffened by shear walls, but more often frames were required to resist the total lateral force.

Some of the collapsed or severely damaged buildings contained precast structural elements. In most cases, the precast concrete members were part of the floor slab supported by cast-in-place reinforced concrete beams on column lines. Therefore, monolithic reinforced concrete frames constituted the main lateral load-resisting system. A rather thin reinforced concrete topping was typically cast over the precast floor to provide for in-plane continuity. Quite often, this type of floor showed signs of in-plane distortion, indicating that an effective diaphragm action was not achieved.

Efforts were made to retrieve the structural drawings of the five prestressed concrete buildings which, according to Fintel's evaluation,¹ had suffered severe damage or collapse. Only for one of these buildings could some information about the structural design be obtained.

This building was a six-story hospital with cast-in-place columns. The floor system was composed of precast T-beams. The beams on the column lines in both directions had a precast soffit with ducts for straight post-tensioned tendons. Mild steel reinforcement for positive and negative bending was placed inside stirrups protruding from the precast soffit. A practically monolithic frame was obtained in this manner.

The scarcity of available information did not allow a detailed evaluation of the seismic response and safety of this building. Therefore, it could not be included in the case studies. Nevertheless, approximate computations showed that the shear and bending strengths of the columns in the longitudinal direction were clearly insufficient to resist the forces induced by ground motion.

It can be concluded that, in this building — as it was in the large majority of the damaged reinforced concrete structures — the collapse was

due to the weakness of the columns and was not related to the behavior of the precast or prestressed members nor to their connections to the columns. This conclusion is confirmed by the inspection of the remains showing intact beam-to-column connections.³

It can be argued, nevertheless, that the lack of thorough in-plane stiffness of the precast floor could have caused the concentration of shear forces in some of the column lines, thus somehow contributing to the failure.

The remainder of the prestressed concrete buildings did not suffer any significant structural damage, even those located in the most severely affected area. Nevertheless, several of the buildings showed signs of excessive lateral displacements, resulting in non-structural damage such as cracking of partitions and distortion and falling of ceilings. Some very slender buildings, founded on friction piles over very soft clay soil, suffered significant base displacements and rotations, and even some residual tilting.

CASE STUDY OF SPECIFIC BUILDINGS

A search for detailed information on the structural design of prestressed concrete buildings was undertaken to be able to fully evaluate whether their performance during the earthquake could be explained through analytical computations. About 20 prestressed concrete buildings were identified, but only for five of them could complete structural drawings be obtained. These five structures were analyzed in detail and the results are reported here.

Only one of these buildings was located in the area of heaviest damage. Three buildings were founded on soft soil deposits of moderate thickness, in the so-called transition zone, where the intensity of the earthquake was still high but less severe than in the lake area. The last building was located in an area of firm soil where the ground shaking was minor and no damage occurred.

Each building was inspected to detect damage caused by the earthquake, to check its properties against those reported in the drawings and to detect construction defects. The vibrations of

the five buildings under normal conditions were measured to determine their dynamic properties and to calibrate the analytical models used to compute the theoretical response. The technique used for these so-called ambient vibration tests will be described in the next section.

Methodology

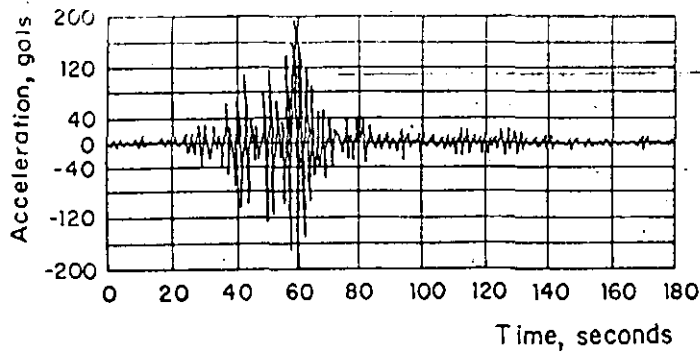
The methodology used in this study was similar to that applied to other types of buildings in evaluating the design methods and the required provisions of the building code for earthquake-resistant design. An evaluation of the performance of concrete and of masonry buildings can be found elsewhere (see Refs. 5 and 6, respectively). A detailed presentation of the evaluation of prestressed concrete buildings, summarized in this paper, can be found in the doctoral dissertation of the first author.⁷

Analytical models with different levels of sophistication were used to study the seismic response of the five buildings. Linear response was investigated using a three-dimensional model, with proper consideration for the stiffness of the joints. The computer program SUPERETABS was used for this purpose.

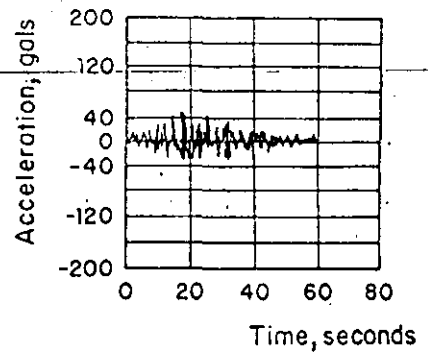
To take into account the relative deformations between the structure and the soft soil where it was founded, an artificial story was added at the bottom of the structure. In this story, the axial and lateral stiffnesses of columns were determined to reproduce those of equivalent springs representing the rotational and translational stiffness of the surrounding soil.⁸ A stiff diaphragm was assumed to connect all the members at each floor.

The buildings were modeled as a frame structure where the contribution of the slab to the lateral stiffness was included in the moment of inertia of the equivalent beam. Proper considerations were made for the effect of masonry infill walls through equivalent diagonal members.

From the linear analyses, the dynamic properties of the building, i.e., vibration periods and modal shapes, were first determined and compared to those measured in the ambient vibration tests. The dynamic response of



SCT-EW (soft ground, most affected area)



VIV-EW (transition zone, firm ground near to the surface)

Fig. 3. Ground motion records at two sites of Mexico City for the September 19, 1985 earthquake.

each building to ground motions recorded in the 1985 earthquake for soil conditions similar to those of the sites was computed using a step-by-step dynamic response analysis.

From the available records of the 1985 earthquake, the SCT-EW record was selected as the most representative for the lake bed area and the VIV-EW for zones of firmer soil. Nevertheless, it must be taken into account that the characteristics of the ground motion varied considerably in each zone. Therefore, most buildings were analyzed for more than one ground motion to find bounds for the response. The accelerograms of the two previously mentioned records are shown in Fig. 3. The large differences in maximum amplitude, duration and frequency content between the records can be observed.

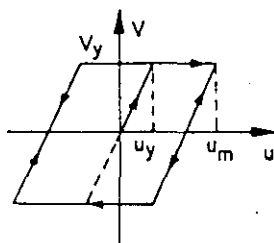
Lateral displacements and internal forces induced by the selected ground motions were computed and compared with those that could be resisted by the building. For this type of linear analysis, no specific difference was made between the model typically adopted for a non-prestressed, reinforced concrete frame and that corresponding to a prestressed concrete building.

Despite some evidence indicating that prestressed concrete structures have lower damping ratios than those of non-prestressed, reinforced concrete structures, the same damping ratio was assumed for both cases, i.e., 5 percent. It was assumed that the major source of damping in buildings is the friction between structural and non-structural members; therefore, the difference in damping between pre-

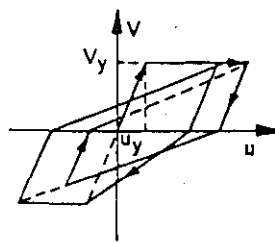
stressed and non-prestressed concrete should not be significant. The validity of this assumption is discussed in the next section, based on the results of the ambient vibration tests.

For buildings in which the linear analyses indicated that the theoretical capacity of some structural members should have been exceeded for the ground motion considered, nonlinear analyses were performed on a planar model to ascertain the amount of inelastic behavior that should have occurred.

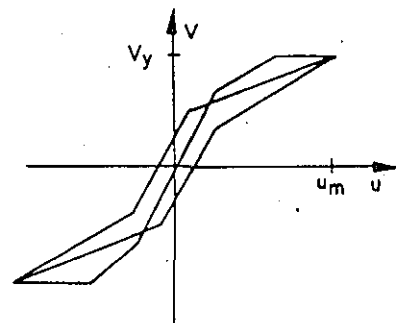
Several models were considered to represent the nonlinear behavior of a prestressed concrete member. The classic elasto-plastic model [see Fig. 4(a)] was compared to a stiffness degrading model [see Fig. 4(b)] and to the S-shaped model that has been proposed for prestressed concrete members [see Fig. 4(c)].



(a) Perfectly elasto-plastic



(b) Stiffness degrading



(c) Prestressed concrete

Fig. 4. Model of nonlinear behavior under cyclic loading.

The response of one-degree-of-freedom systems with the three models of nonlinear behavior to different ground motions has been studied. For the El Centro record, the difference in the maximum displacements (and the ductility demand) was negligible between the perfectly elasto-plastic and the stiffness degrading models. The response was significantly larger for the S-shaped model. Nevertheless, for systems with periods in the range between 1 and 1.5 seconds, the difference did not exceed 25 percent.

Analyses performed for the type of ground motion recorded in the soft soil of Mexico City indicated that, for periods larger than 1 second, the difference among the results for the three models was smaller than that obtained for the El Centro record. Since none of the buildings studied had shown significant evidence of inelastic behavior, the nonlinear analyses were intended to provide only an approximation to the theoretical inelastic deformation. Therefore, it was decided to use the elasto-plastic model because it required the least amount of computer time.

Another important simplification in the nonlinear analyses was the use of a planar model, which neglected the three-dimensional behavior of the building. A representative frame was selected for each orthogonal direction. A portion of the total mass of the building was assigned to this frame proportional to its relative stiffness. This simplification allowed the use of the widely known computer program called DRAIN-2D. Since the layout of the buildings was symmetrical, the planar system gave a reasonable estimate of the overall response.

In computing the strength of the members, the usual assumption of compatibility of deformations was used. All partial safety factors were eliminated. For beams, the yielding moment was used, and for columns, the complete interaction diagram for axial force and moment was defined by linear segments connecting three key points. Nominal values for the moduli of elasticity and the gross dimensions of the sections were assumed for the stiffness computation.

In a first stage computation, the nominal strengths of the structural

members selected were those normally used in design practice. In a second stage computation, the expected (average) strengths of structural members were used to estimate the most probable response of the buildings. Therefore, average material strengths and ultimate member capacities were used instead of specified values. Also, the contribution of the slab reinforcement to the flexural strength of the member was considered.

AMBIENT VIBRATION TESTS

The availability of high sensitivity accelerometers has allowed the measurement of very small vibrations experienced by buildings under normal operating conditions. Traffic, wind and micro-seismic activity produce small amplitude vibrations which can be recorded by suitably distributed instruments. Using this technique, the major dynamic properties of buildings, such as periods, shapes for the first modes and damping coefficients, can be determined.

In the lake zone of Mexico City, ambient vibrations are greatly amplified due to the flexibility of the soil; thus, free-noise signals are obtained. The technique has been widely used to determine dynamic properties of structures for different purposes, i.e., to check the validity of theoretical computations, to ascertain the influence of some specific factors such as the soil-structure interaction, or to evaluate the effectiveness of rehabilitation schemes in increasing the lateral stiffness of the building. The signals of one or more sensors are recorded, filtered and amplified, and their power spectra are computed through a spectrum analyzer. Typically, a large sample of measurements is taken and average spectra are used as results.

Measurements were taken in the five prestressed concrete buildings studied. A detailed description of the techniques and results is found in Ref. 9. The main objective of these measurements was to validate the analytical models used in this study. Results are summarized in Table 1. As an example, in Fig. 5 the acceleration spectrum for the vibration in the transverse

direction of the QRO Building is shown. At least three modal frequencies can easily be identified. In Fig. 6, the shapes of the first three modes in the transverse direction are shown for the same building. The translation and rocking of the building at the base can be clearly observed.

A study of the results shown in Table 1 depicts that, in general, the fundamental periods of the buildings are greater than those that would be desirable, at least for the direction with no infill walls. This indicates that the structural system adopted is very flexible and that large lateral displacements can be expected under seismic effects.

A good agreement is found between measured and computed periods, especially when the deformations at the base of the building are taken into account. The average error for the first translational mode is 1 percent and the coefficient of variation is 2 percent. Only for the buildings on soft soil were the vibration periods and the lateral displacements significantly increased due to the deformations (translation and rocking) at the base of the building.

It can be concluded that the model and the dynamic properties assumed for the analysis were adequate to represent the dynamic responses of the buildings. Nevertheless, it must be appreciated that for larger amplitudes of vibration, as those induced by severe earthquakes, the level of stresses will be greater, the structural stiffness lower and, therefore, the vibration periods longer. This consideration tends to indicate that the model adopted overestimates the actual stiffness of the structure under severe ground motions.

Damping coefficients were computed from vibration records. A significant variation was found in different records for the same buildings. Therefore, for some cases, instead of a single value, a range of variation of the damping coefficients is given in Table 1. The overall range is between 2 and 5 percent, and it is very similar to that obtained from measurements in reinforced concrete buildings.

Since structural damping increases with the amplitude of vibration, it can be concluded that the 5 percent damp-

Table 1. Comparison of computed and measured periods for five prestressed concrete buildings.

Building identification	Type of soil	Number of stories	Type of structure	Direction of measurement*	Computed period (seconds)		Measured period (seconds)	Damping coefficient (percent of critical)
					Fixed	Base displacement		
QRO	Soft	11	Post-tensioned beams (cast-in-place)	T	1.16	1.34	1.39	4-5
				L	0.59	0.78	0.83	
				Θ	0.63	0.64	0.78	
TAM	Transition	10	Post-tensioned flat plate (cast-in-place)	T	0.72	0.77	0.73	3
				L	0.38	0.45	0.45	
				Θ	0.24	0.26	0.30	
TAC	Transition	5	Post-tensioned beams (cast-in-place)	T	0.97	1.00	1.00	—
				L	0.21	0.22	0.21	
				Θ	0.36	0.37	0.44	
IMP	Transition	5	Prestressed columns and beams (precast)	L	0.50	—	0.43	2-3
				T	0.77	—	0.78	
				Θ	0.52	—	0.52	
SMO	Firm	7	Prestressed columns and beams (precast)	T	0.54	—	0.54	2

* T = transverse (short) direction. L = longitudinal direction. Θ = rotational, in-plane vibration.

ing ratio assumed in the analysis is a reasonable estimate of what can be expected for moderate earthquakes — and it is probably conservative for very severe ground motions. On the other hand, the fact that similar damping coefficients are obtained for reinforced and prestressed concrete buildings does not mean that the same result will be obtained for large amplitudes of vibration. It is expected that reinforced concrete structures will show greater damping when subjected to high levels of stresses, due to the energy dissipation provided by opening and closing of flexural cracks and to more stable and fat hysteresis loops for well detailed members.

QRO BUILDING

This is a 10-story building located in the most severely damaged area of the city. Several buildings collapsed in a radius of 200 m (656 ft) from this structure. Its plan is relatively small and elongated, with one bay in the short (transverse) direction and five bays in the longitudinal direction (see Fig. 7).

The structure is cast-in-place with reinforced concrete columns and post-tensioned beams with grouted prestressing tendons. Mild steel reinforcement provides additional continuity at beam-to-column joints. All the bays of

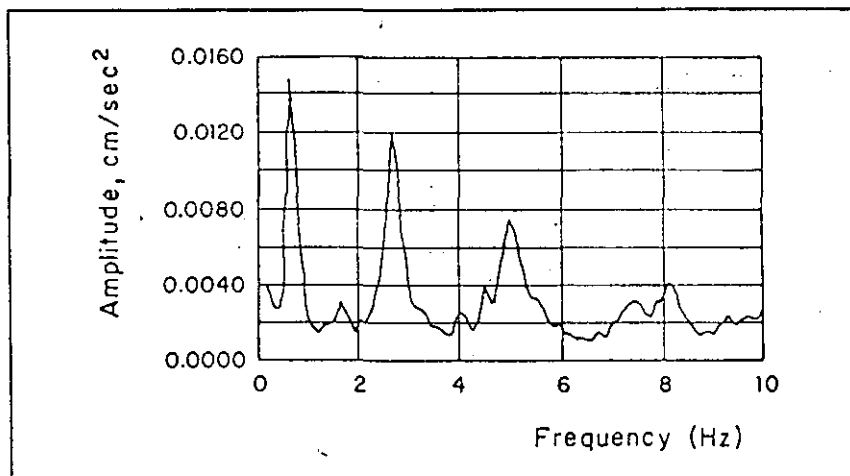


Fig. 5. Power spectrum of the motion at the roof of the QRO Building. Ambient vibration test in the transverse direction.

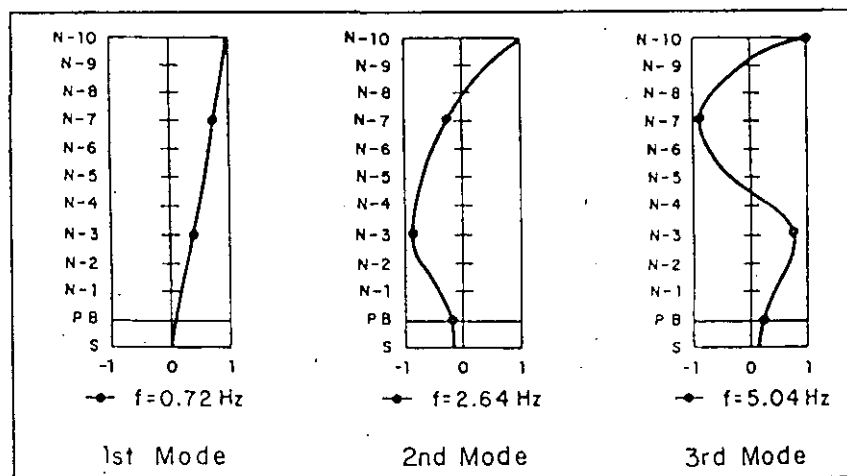


Fig. 6. Modal shapes of the vibration of the QRO Building in the transverse direction.

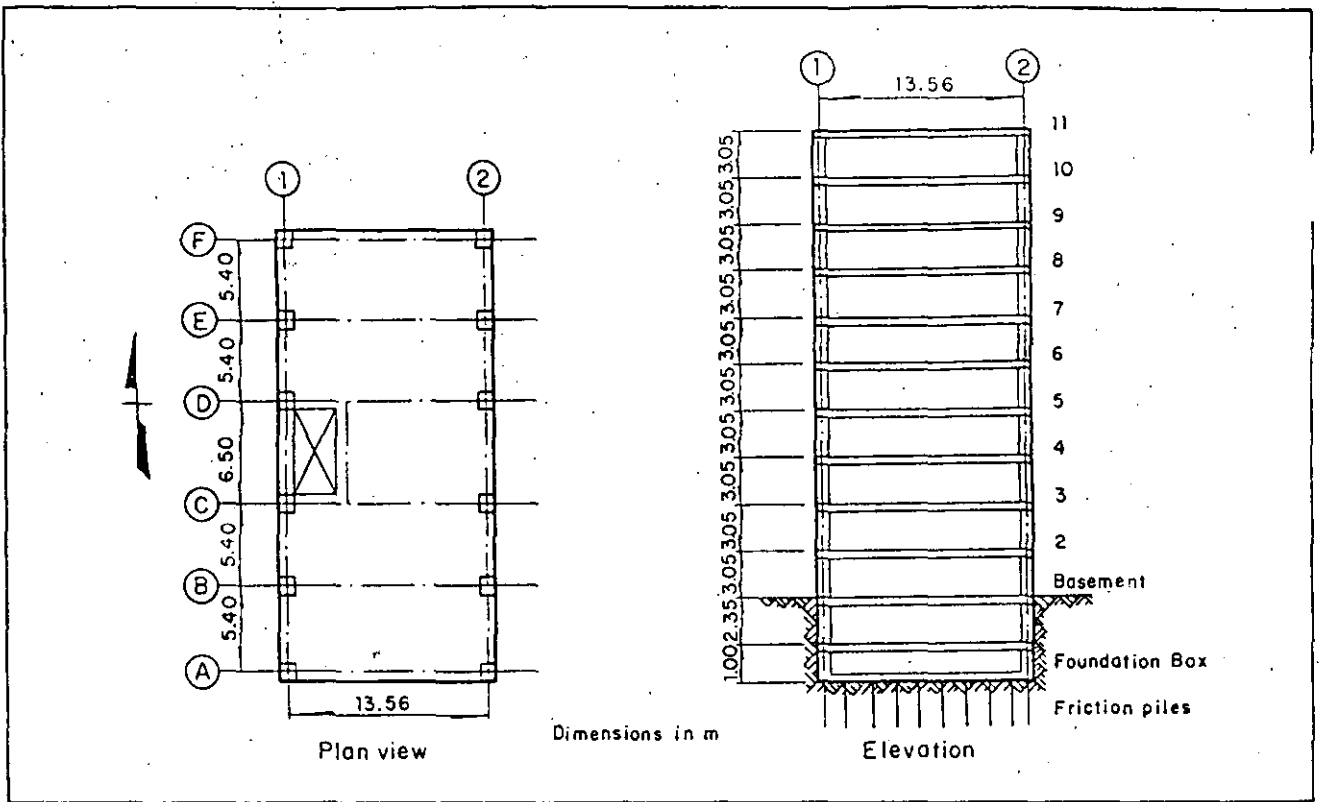


Fig. 7. Plan and elevation of the QRO Building.

the end frames in the longitudinal direction are infilled with brick walls, which provide a significant contribution to the lateral stiffness. Masonry walls also enclose the elevator and

staircase shafts. The building is founded on friction piles beneath a basement and a foundation box. Typical reinforcing details of structural members are shown in Fig. 8.

An inspection of the building after the earthquake revealed extensive cracking in the masonry walls around the elevator shaft and distortion of falling of some ceiling panels. No

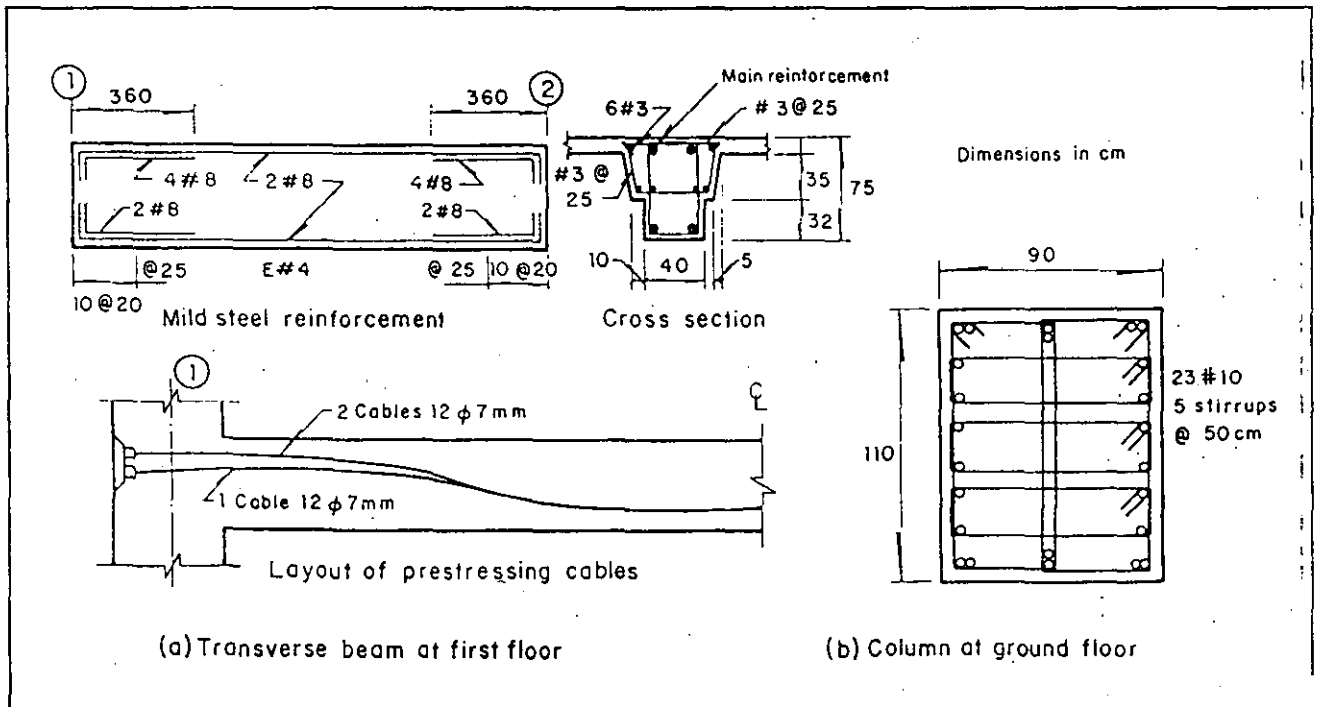


Fig. 8. Reinforcement details of structural members of the QRO Building.

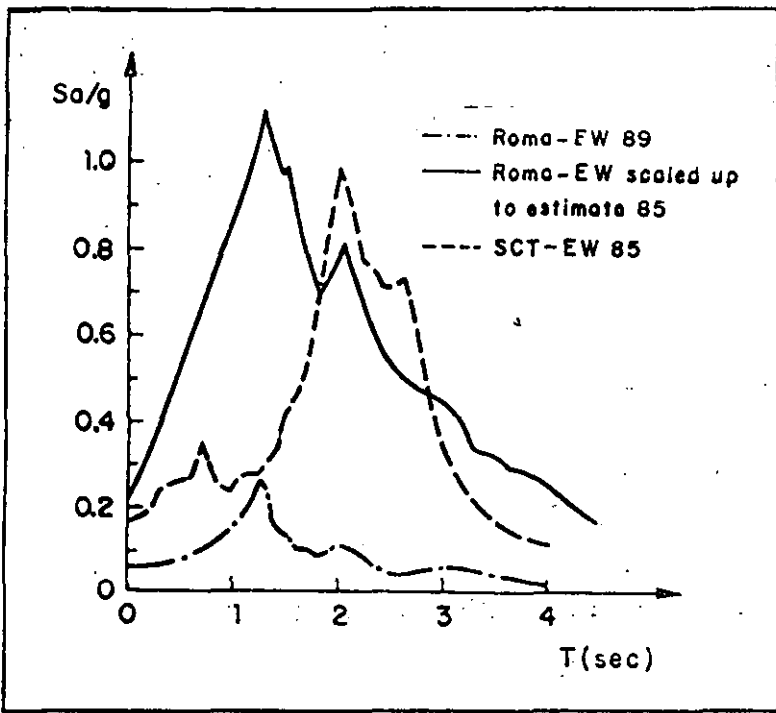


Fig. 9. Response spectra of ground motions used for the analysis of the QRO Building.

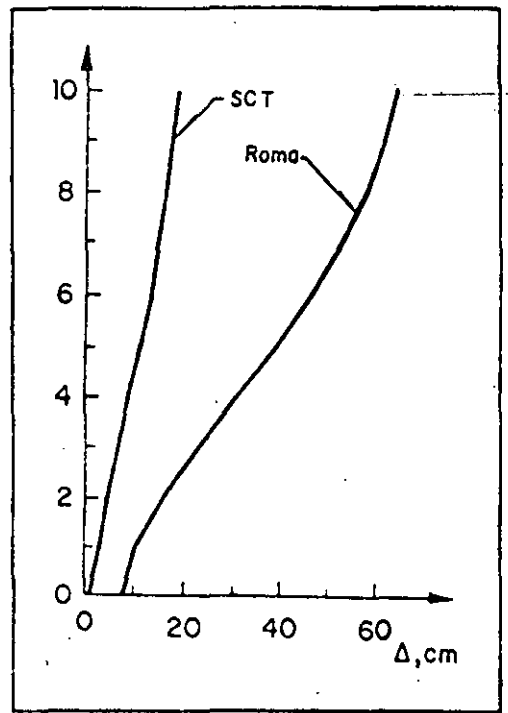


Fig. 10. Maximum lateral displacements using linear analysis for the QRO Building.

cracks were found in the main structural members. The building showed a significant tilting in its short direction (corresponding to about 2 percent of the building height).

It cannot be excluded that some tilting already existed before the earthquake, although it had not been noticed by the tenants. It is assumed that overturning moments, caused by the lateral forces, produced compressive forces on the piles in excess of those that could be transmitted through friction to the soil. Settlement and non-symmetrical vibration of the building were then generated.

The design of the building was checked against the requirements of the building code enforced at the time of the construction. The strength for gravity and lateral forces was found to be adequate; nevertheless, lateral displacements in the transverse direction significantly exceeded allowable limits. The current code includes much stricter requirements which are not satisfied by this building.

For the computation of the linear response of the building to the 1985 earthquake, two ground motions were used. First, the SCT record was chosen because it is the only actual record obtained for the most damaged area

where the building is located. After the earthquake, the network of seismic instruments was greatly enhanced in Mexico City. In particular, one instrument was placed at a distance of about 1000 m (3500 ft) from this building. Records of two moderate earthquakes have been obtained at this station, called ROMA.

For the same event, the amplitudes of the ground motion recorded at ROMA were consistently greater than that at the SCT site. There is convincing evidence that the response of the soil is linear in this area, even for very large earthquakes such as that of 1985, and that the shape of the linear elastic response spectrum remains essentially the same, except for a scale factor which depends on the earthquake intensity.¹⁰ Therefore, an estimate of the ground motion experienced at the ROMA site in 1985 can be made by multiplying the spectrum obtained in 1989 at this site by a scale factor obtained from other stations where both motions had been recorded.

In Fig. 9, the scaled-up ROMA 1989 spectrum is shown. This is significantly more severe than the SCT 1985 spectrum. This finding is consistent with the greater damage observed around the ROMA site with respect to

that at the SCT area. The factored (scaled-up) ROMA record was, therefore, also used to estimate the response of the QRO Building.

Only the response of the building to the ground motion in the transverse direction will be discussed. The effects in the other direction were significantly smaller, the response remaining essentially in the elastic range. The maximum lateral displacements at each floor level are shown in Fig. 10 for both ground motions. Fig. 11 compares the maximum bending moments induced at the beam ends with the resisting moments computed considering expected (average) material properties. At the left end of the beams, the comparison is made for the SCT record, and at the right end, for the factored ROMA record.

From the analytical results, it can be observed, firstly, that the factored ROMA motion produced a response exceeding that of the SCT motion by a factor of approximately 3. The difference is explained by the observation of the response spectra of the two records. For a period of 1.3 seconds, corresponding to the fundamental period of the QRO Building, the ratio of the spectral ordinates of the two records is 3.7. The fact that the ratio of

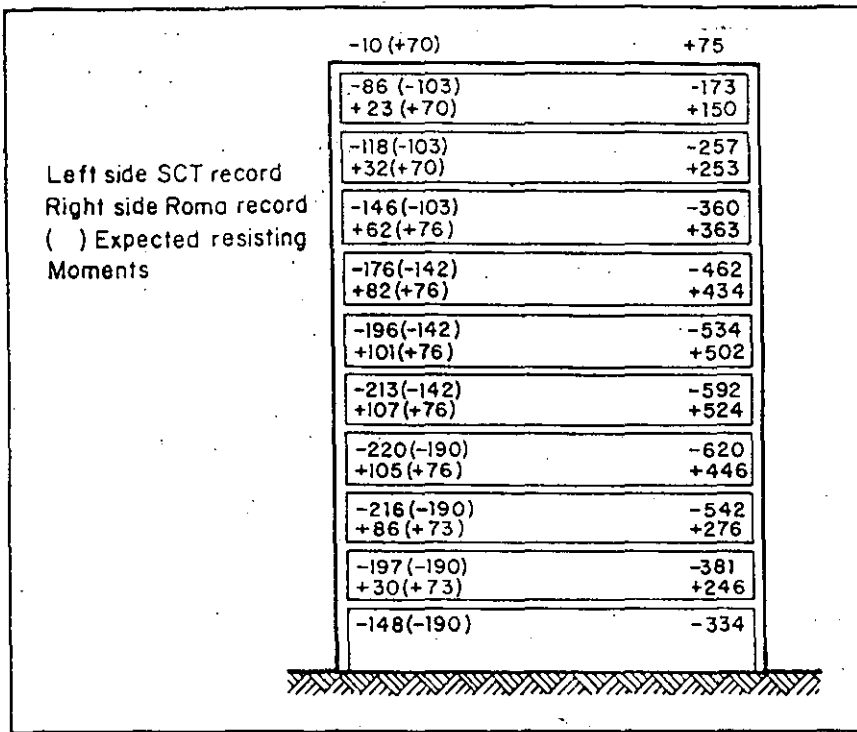


Fig. 11. Bending moments (ton-m) at beam end of the QRO Building.

the responses is similar to the ratio of spectral ordinates means that the structure responded essentially in the first vibration mode.

Secondly, the computed lateral displacements were extremely large. The maximum interstory drift was 0.7 percent for the SCT record and 2.5 per-

cent for the ROMA record. Lateral displacements of this order of magnitude should have caused significant structural damage.

Finally, the bending moments that should have been induced by the ground motions in the building, if the response remained linear elastic during

the earthquake, exceeded the flexural strength of the beams by a factor up to 15 percent for the SCT record and up to 240 percent for the ROMA record. The base shear force corresponding to a linear response is 0.30 and 0.55 of the total building weight, for the SCT and ROMA records, respectively.

The results of the nonlinear analysis for the SCT record indicated the formation of plastic hinges for positive and negative moments, as shown in Fig. 12, with a maximum ductility demand of 3. Under the effect of the factored ROMA record, the plastification was more widespread and the ductility demand much larger.

From the analysis, it is apparent that the observed response did not correspond to that predicted, since the lack of structural damage indicates that the structure remained linearly elastic. It cannot be excluded that some cracks formed during the vibration and then closed, leaving no visible evidence; nevertheless, strains in the steel and concrete could not reach the values indicated by the analysis.

It is assumed that the shaking actually induced in the building was much smaller than that which corresponded to the factored ROMA record and was probably also smaller than that of the SCT record. The reason for this can be attributed to the energy dissipation, associated with the loss of friction between the piles and soil, that took place at the base of the building.

Another possible reason for the difference is that the actual strength of the structural members significantly exceeded that computed by conventional design methods. Some additional comments on this issue will be made in the final section of this paper.

TAM BUILDING

This eight-story office building is located at the boundary of the lake bed area, where the depth of the soft clay deposits is about two-thirds of that at the QRO Building. In 1985, the damage in the area was moderate, indicating that the amplitude of the shaking was significantly less than that in the most damaged zone. The building has a cast-in-place concrete waffle slab supported by reinforced concrete columns.

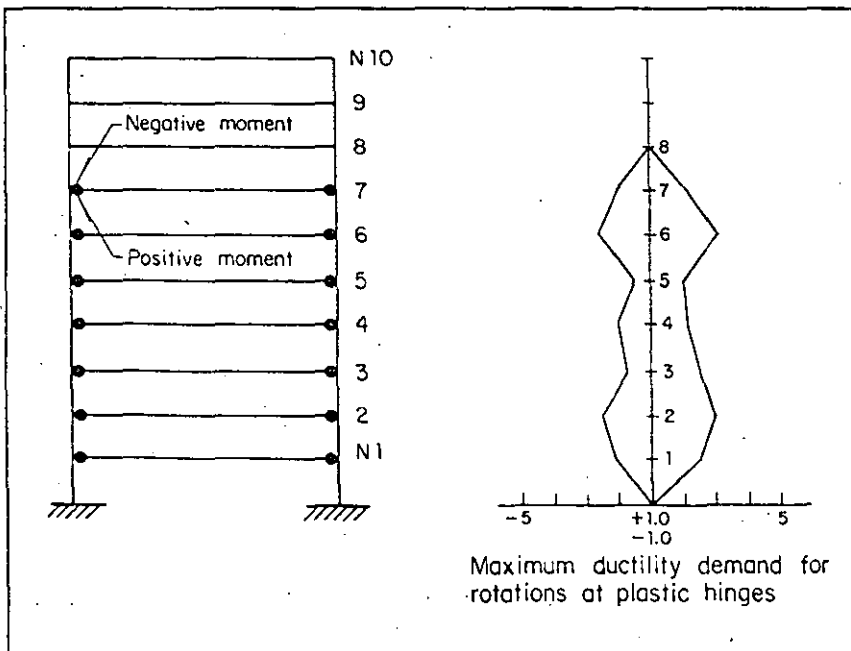


Fig. 12. Distribution of plastic hinges and maximum ductility demand for the SCT accelerogram in the QRO Building.

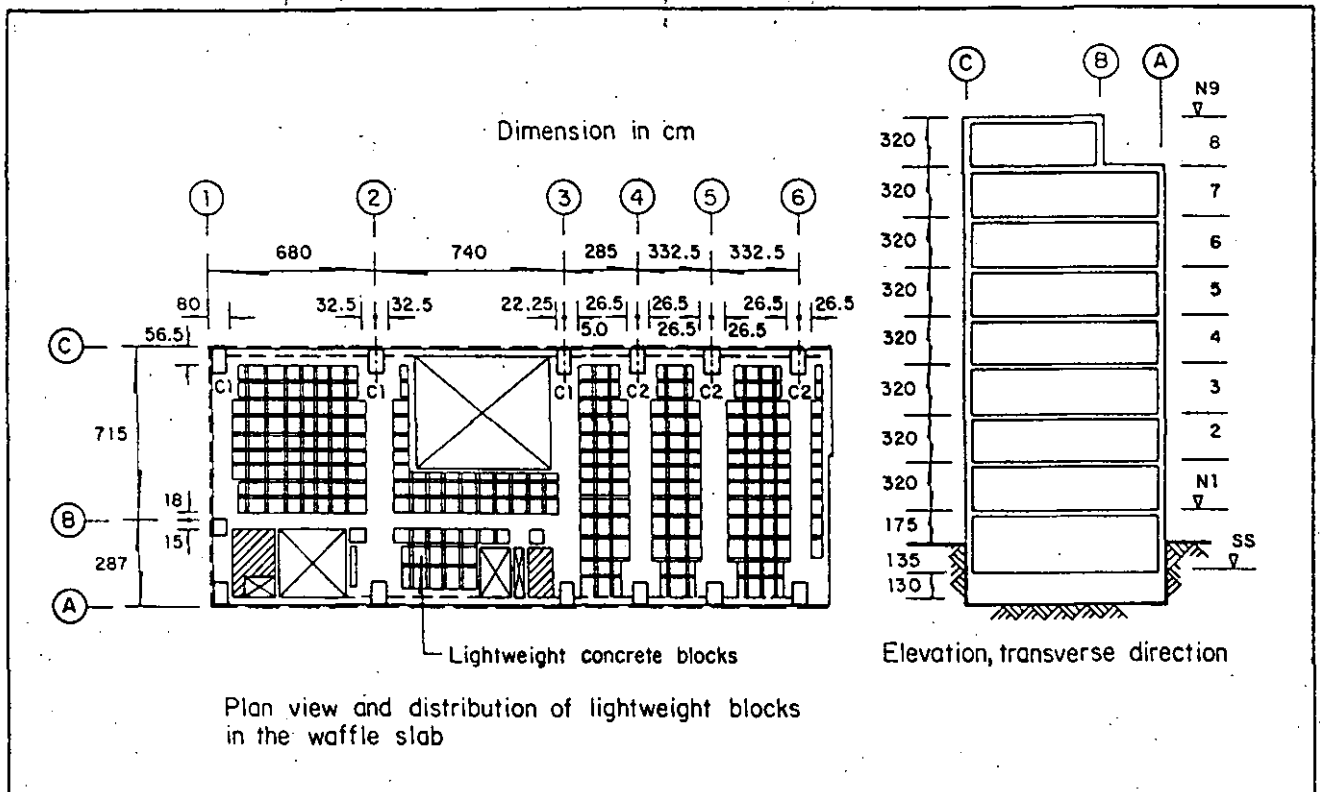


Fig. 13. Plan and elevation of the TAM Building.

The ribs of the waffle slab on the column lines are post-tensioned. Mild steel reinforcement in the ribs is very light, particularly for positive moments. Additional mild steel reinforcement is located at the solid zones

around the columns, in both directions and in both faces. Thus, a sharp reduction in bending strength developed at the perimeter of the solid zone.

The end bays in the longitudinal direction are filled with masonry walls.

Interior partitions are of flexible materials. The foundation is through point bearing concrete piles. A sketch of the structure is shown in Fig. 13 and the reinforcement of principal members is shown in Fig. 14. No evidence of

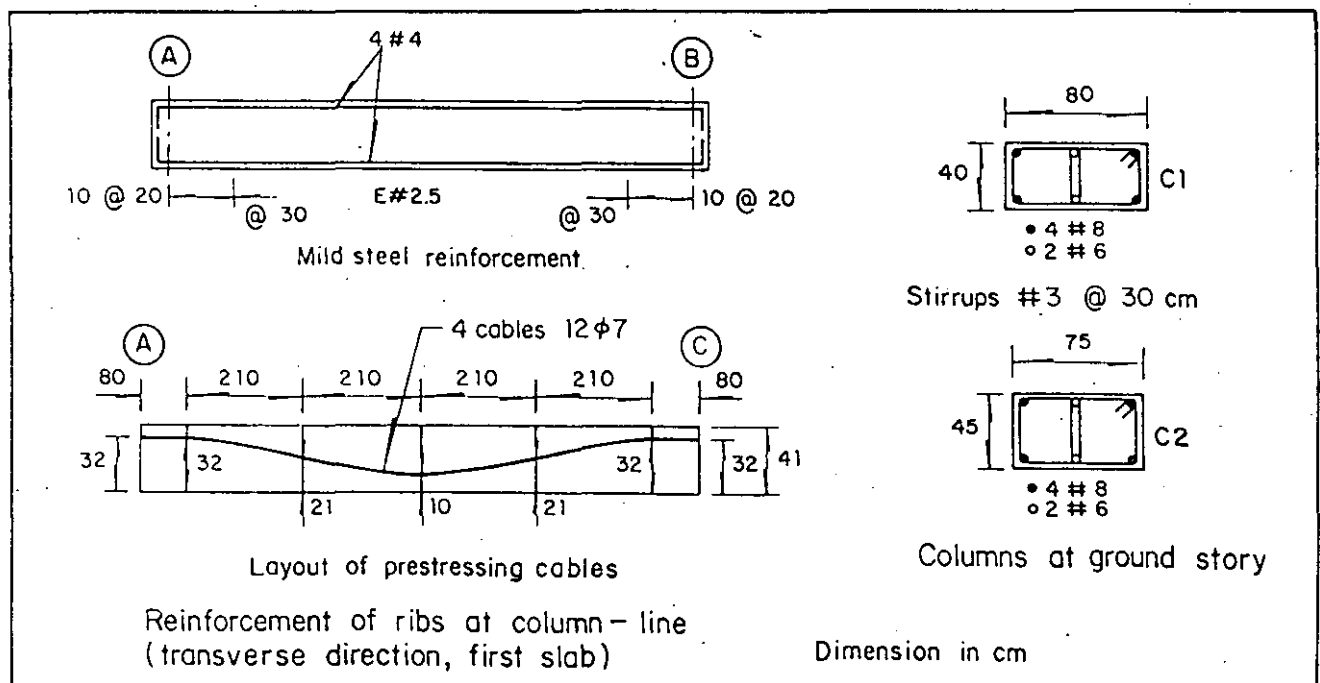


Fig. 14. Typical reinforcing details of structural members of the TAM Building.

damage was found when the building was inspected. Tenants mentioned that large lateral displacements were felt and that light non-structural damage was caused by the earthquake.

The study of the dynamic properties of the analytical model showed that the effect of the soil-structure interaction was small for this building, as can be deduced from the small difference between the fundamental periods computed for the model fixed at the foundation and the one considering deformation at the base (see Table 1).

Since the building was located at the boundary of the lake zone, it was analyzed both for the effect of the SCT and VIV ground motions.

Maximum lateral displacements are shown in Fig. 15. For the SCT records, interstory drifts in some stories reached values that are commonly associated with structural damage. Bending moments in the beams at column faces exceeded resisting values.

The situation was particularly critical for positive moments at the perimeter of the solid zone, where, due to the very low amount of reinforcement, a very limited flexural strength was available once seismic moments exceeded the effects of verti-

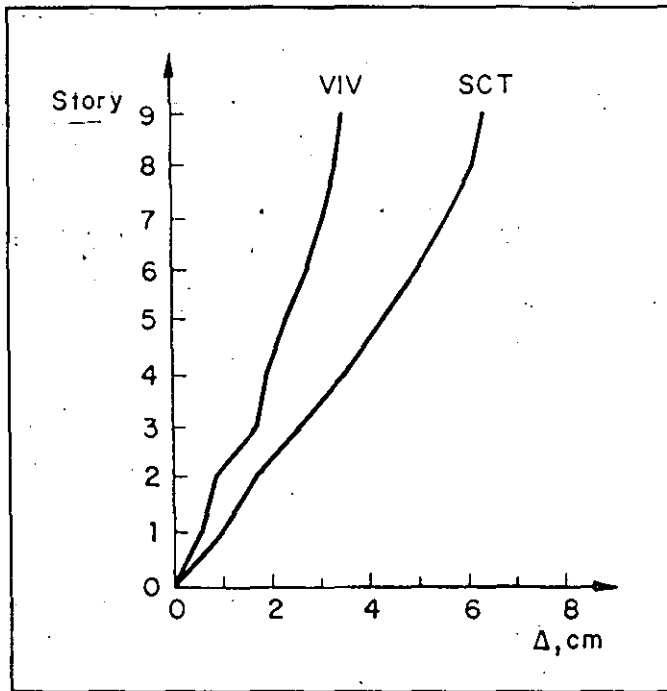


Fig. 15. Maximum lateral displacements in the TAM Building.

cal loads. Ductility demands at some sections exceeded 10.

Under the VIV record, the displacements were moderate and the internal forces did not exceed the resisting values. The base shear force induced by the SCT record corresponded to 21 percent of the building's weight, compared to 10 percent for the VIV record.

It is assumed that the ground motion at the site of this building was much lower than in the most affected area, being closer to the VIV record than to the SCT record. The building is rather weak and flexible in the

transverse direction and would have been significantly affected by the earthquake if situated in the most critical zone.

OTHER BUILDINGS

The three other buildings under study are located in areas where the seismic effects were smaller, and none of them experienced any damage. They will be described briefly. Further details on their properties and on the analytical results can be found in Ref. 7.

- The building labeled as TAC is a four-story structure which is used for the storage of furniture. Its story height [6.8 m (22.3 ft)] is greater than usual, giving rise to a total height of 27.2 m (89.2 ft), roughly corresponding to a typical eight-story building. It is located at the foot of the hills on the west side of the city, where the area of firm soil begins. There are only a few meters of soft soil over the solid strata.

The structural system is composed of cast-in-place concrete frames with rather long spans [10 and 11.7 m (32.8 and 38.4 ft)]. Beams are post-tensioned with draped tendons. Mild steel reinforcement at the ends of beams is small. The

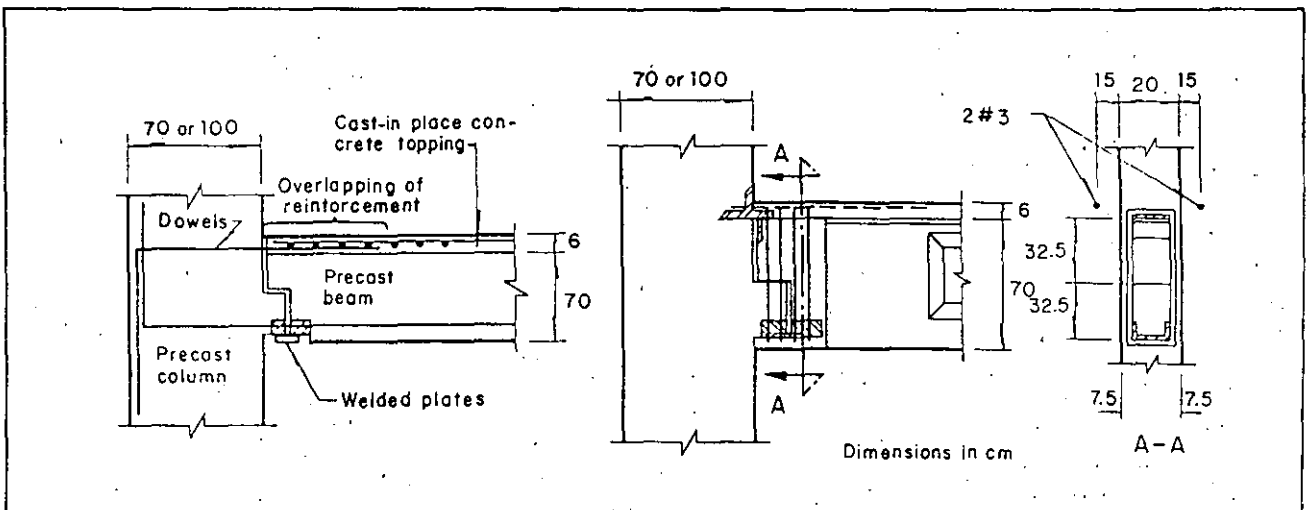


Fig. 16. Details of beam-to-column joint in the IMP Building.

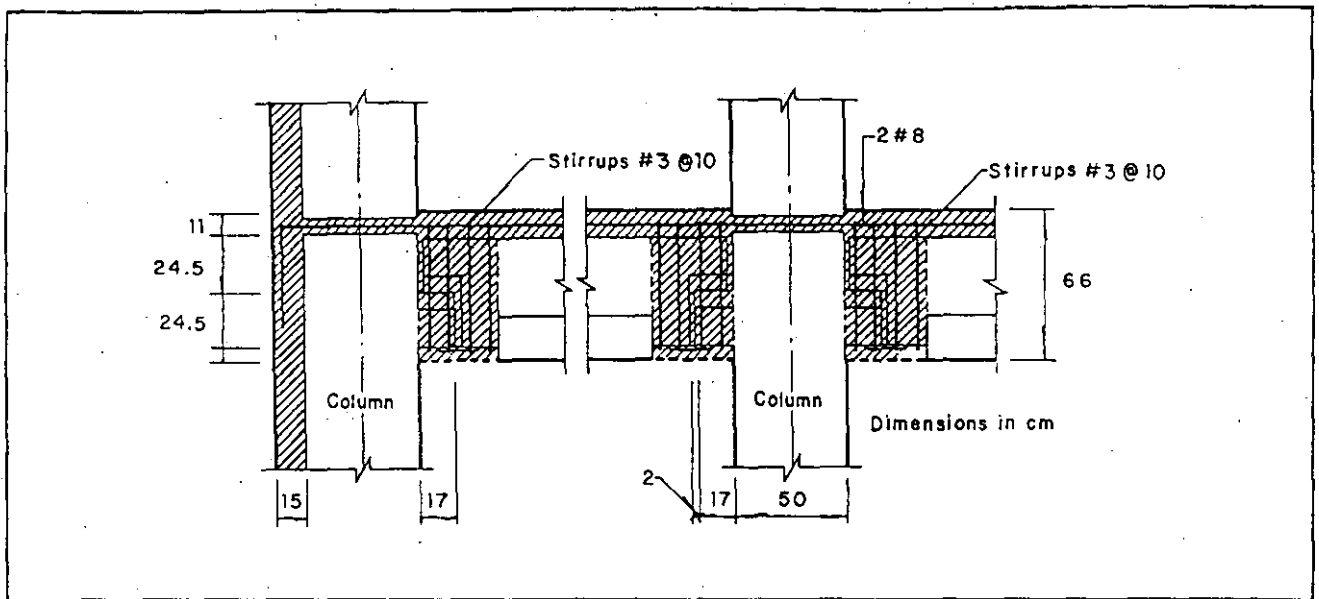


Fig. 17. Details of beam-to-column joint in the SMO Building.

perimeter frames are completely infilled with masonry walls, which contribute significantly to the lateral stiffness.

The analyses showed almost no effect of soil-structure interaction and that the building is very flexible in the transverse direction. Nevertheless, under the effect of the VIV record, the lateral displacements remained within allowable limits and the moments in the beams did not exceed the flexural strength, thus explaining the lack of damage to the building.

- The IMP Building has five stories and a basement and is located in the so-called transition zone, which has about 10 m (32.8 ft) of clay deposits over firm soil. The structure is completely precast, with only one long span in the transverse direction and 10 short spans [5 m (16.4 ft) each] in the longitudinal direction. The floor system is composed of prestressed T-beams with a compression topping reinforced with mild steel to provide continuity with the columns (see Fig. 16).

The analyses showed that the building is rather flexible in both directions and that, under the effects of the VIV ground motion, neither the allowable displacements nor the strength of the members were exceeded. This building did not suffer any damage from the earthquake.

- Finally, the SMO Building is a completely precast eight-story structure which has double T-beams overlaid with a 6 cm (2.4 in.) thick concrete topping, providing diaphragm action of the floor and continuity with the columns. A detail of the beam-to-column connection is shown in Fig. 17.

The analyses of this building were made for the CU record (obtained on firm ground) and indicated a very small response, not exceeding allowable values. Accordingly, no signs of damage were observed in this building.

DISCUSSION OF THE RESULTS

The five buildings whose seismic responses were analyzed in detail are representative of the different techniques used for prestressed concrete construction in Mexico City. They are mainly frame structures with prestressed concrete beams and non-prestressed columns. Beams were either cast-in-place and post-tensioned, or precast and prestressed.

Frame members were rather slender, giving rise to flexible structures with long vibration periods, which are particularly susceptible to the type of ground motion induced in the soft clays of Mexico City. In four of the five buildings, masonry walls filled

the exterior frames adjacent to other constructions. These walls significantly increased the lateral stiffness and strength of the structure. Therefore, these buildings were much stronger in one direction, i.e., perpendicular to the street, than in the other direction.

Analytical models adequately estimated the dynamic properties of these buildings when proper consideration was made of the contribution to the stiffness by the floor system, of the stiffening effect of masonry infills and of the deformations of the base of the buildings on soft soils.

The vibration periods of the first modes computed analytically were very similar to those measured by ambient vibration tests on the structure. The average error was only 1 percent with a standard deviation of 2 percent. When the masonry infills were included in the models, the vibration periods decreased by as much as 40 percent, corresponding to a two-fold increase in the lateral stiffness. On the other hand, the displacements and rocking at the base of the buildings were significant only for slender buildings on thick strata of soft soil. The maximum increase in the period due to this effect was about 30 percent.

Damping coefficients measured by ambient vibration techniques varied between 2 and 5 percent, with an average of 3 percent. These values are

very similar to those that have been determined in non-prestressed, reinforced concrete buildings. It must be emphasized that ambient vibration tests correspond to very low stress levels in the structural members, and that for larger vibrations, as those induced by severe earthquakes, both the damping and period increase. Then, the damping coefficient of 5 percent, which is generally assumed for seismic design, appears reasonable.

Since there were no instruments to measure the responses of the buildings or the motions induced at their bases, no quantitative comparison can be made between the actual and the computed responses to the 1985 earthquake. Furthermore, significant variations in ground motions originated by the same earthquake, even between nearby sites, make it difficult to estimate the shaking experienced by a particular building. For these reasons, only very general conclusions can be drawn.

Three of the five buildings were located in areas where the amplitude of the ground shaking in 1985 was moderate. Therefore, the analyses showed that the response should have remained in the linear elastic range of behavior, which is in agreement with the lack of damage experienced by the buildings.

Another building (TAM), with a post-tensioned flat plate system, was particularly flexible and weak in one direction. The analyses showed that it should have undergone large inelastic deformations if it were affected by the ground motion measured in the most damaged area. It is assumed that its good behavior is partially due to a structural capacity in excess of that computed by analytical methods, and mainly to the fact that the ground shaking at this particular site was weaker than in the critical area.

The most interesting case is that of the QRO Building, which is located in an area where the ground motion was

particularly strong. The lack of severe damage in this building can probably be explained by the fact that the energy induced by the shaking was mainly dissipated by the nonlinear deformations between the foundation and the soil, rather than by inelastic behavior in the structure.

CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

It is important to emphasize that the five prestressed concrete frame structures showed good behavior under a severe earthquake, without any sign of distress in the joints or elsewhere. This suggests that, by following the much stricter code practice now accepted for this type of structure, an adequate safety level can be obtained for even the most severe seismic conditions.

On the other hand, particular care must be given to some structural design features which were common to the buildings under study, as well as to most prestressed concrete buildings in Mexico. These features must be significantly improved in order to attain an adequate seismic safety level.

The structural system must be laterally stiffer and stronger than that provided by the rather slender frame members typically used in the buildings under consideration. This can be attained by using more robust columns and beams, but, preferably, by adding stiffening members such as shear walls or braces. The advantage of having stiff structures is particularly important for buildings located on soft soil, where the long periods prevailing in the ground motion particularly affect flexible structures.

Flexural capacity at beam-to-column joints must be increased, especially with regard to positive moments. The concept of partial prestressing, in which the capacity to resist seismic effects is mainly assigned to mild steel reinforcement, must be favored because of the greater ductility and continuity that can

be obtained from this method as compared with full prestressing.

Reinforcement detailing in beams, columns and joints must be improved to attain larger ductilities. In particular, the confinement of concrete and longitudinal steel in sections of possible formation of plastic hinges must be achieved using closely spaced transverse reinforcement.

When precast concrete elements are used in floor slabs, measures must be taken to ensure that they constitute a stiff horizontal diaphragm — for example, by casting a thick reinforced concrete topping. Otherwise, in-plane distortion of the slabs and a concentration of lateral forces in some frames could occur.

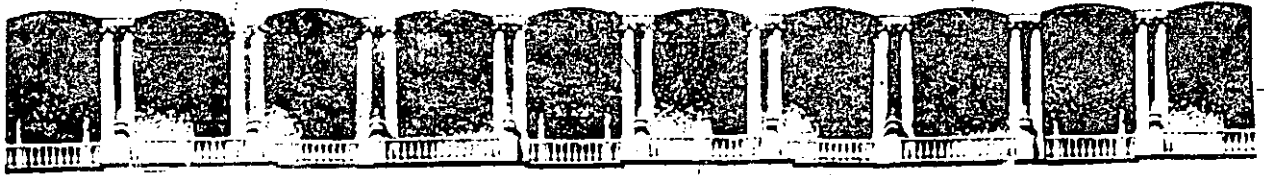
The importance of instrumenting prestressed concrete buildings to record their responses to seismic effects must be emphasized. Only in this way could the analyses and design methods discussed be fully validated. The frequent seismic activity in the Mexico City Valley and the large variety of types of structures existing in the area make it a particularly convenient site for seismic instrumentation of buildings.

ACKNOWLEDGMENT

This paper is based on the work performed by the first author for his doctoral dissertation at the Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (Paris) under the supervision of Professor Bernard Halphen. The ambient vibration tests of the five buildings were performed at the Institute of Engineering at UNAM, under the direction of David Muriá-Vilá, and with sponsorship of the Mexican Association of Prestressed and Prefabricated Concrete Producers. The assistance of Jorge Avila, of the Institute of Engineering, in the analyses of the buildings is also greatly appreciated, as well as the careful revision of the manuscript by Sergio Alcocer.

REFERENCES

1. Blakeley, P., "Prestressed Concrete Seismic Design," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, V. 6, No. 1, 1973, pp. 2-21.
2. Rosenblueth, E., and Meli, R., "The 1985 Earthquake: Causes and Effects in Mexico City," *Concrete International*, V. 5, No. 6, May 1986, pp. 23-34.
3. Fintel, M., "Performance of Precast and Prestressed Concrete in the Mexico Earthquake," *PCI JOURNAL*, V. 31, No. 1, January-February 1986, pp. 18-42.
4. Camba, J. L., "Comportamiento de las Estructuras de Concreto Presforzado en la Ciudad de México Durante el Sismo de 1985" (Behavior of Prestressed Concrete Structures in Mexico City During the 1985 Earthquake), *IMCYC Review*, No. 186, Mexico, November 1986.
5. Meli, R., and Avila, J. A., "The Mexico Earthquake of September 19, 1985, Analysis of Building Response," *Earthquake Spectra*, V. 5, No. 1, February 1989, pp. 1-18.
6. Meli, R., "Seismic Design of Masonry Buildings — The Mexican Practice," *Proceedings, Fifth North American Masonry Conference*, V. 1, Urbana, IL, June 1990, pp. 1-12.
7. Camba, J. L., "Comportement Face aux Seismes de Cinq Batiments en Béton Précontraint Situés dans la Ville de Mexico" (Seismic Behavior of Five Prestressed Concrete Buildings Situated in Mexico City), Doctoral Dissertation, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, October 1991.
8. Dowrick, D. J., *Earthquake Resistant Design*, Second Edition, John Wiley & Sons, New York, NY, 1987.
9. Muriá-Vilá, D., "Características Dinámicas de Tres Edificios de Concreto Presforzado en la Ciudad de México" (Dynamic Characteristics of Three Prestressed Concrete Buildings in Mexico City), Institute of Engineering, UNAM, Interim Report No. 9711, August 1989.
10. Singh, S. K., Lermo, J., Domínguez, T., Ordaz, M., Espinoza, J. M., Mena, E., and Quaas, R., "A Study of Amplification of Seismic Waves in the Valley of Mexico with Respect to a Hill Zone Site," *Earthquake Spectra*, V. 4, No. 4, November 1988, pp. 653-674.



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

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

MODULO III: DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

REFUERZOS DE ESTRUCTURAS

ING. OSCAR DE LA TORRE RANGEL

EVALUACION Y REPARACION ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS

Ing. Oscar de la Torre Rangel.
Gerente General - Proyecto Estructural, S.A. México, D.F. (1994)

A). EVALUACION ESTRUCTURAL

A.1 RECONOCIMIENTO Y EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO GENERAL.

- A.1.1 Reconocer hundimientos y desplomes generales, referenciando aristas de fachadas con las edificaciones vecinas, y observando grietas, ondulaciones o corrimientos en banquetas, calles y posibles movimientos relativos en las juntas con colindantes.
- A.1.2 Identificar el sitio con respecto a la zonificación del Reglamento de Construcciones.
- A.1.3 Identificar presencia de edificaciones o de instalaciones importantes cercanas, como metro, lumbreras, drenaje profundo, subestaciones, pozos profundos, torres de transmisión, edificios altos dentro de la manzana con posibles pilotes de punta.
- A.1.4 Ubicándose en la azotea del inmueble, reconocer posibles movimientos en las juntas con colindantes, rotura de tapajuntas, golpes entre edificios, materiales atrapados entre edificaciones vecinas.
- A.1.5 Verificar el uso del área útil de cada piso, el tipo de cancelería, así como sus movimientos, fractura de vidrios, fractura de recubrimientos, corrimientos en plafones, falla de instalaciones hidráulicas y sanitarias, y funcionamiento de elevadores o montacargas.
- A.1.6 Verificar en el cubo de escaleras fisuras o fracturas de recubrimientos, muros y rampas.
- A.1.7 Verificar el interior del cubo de elevadores y muros del sótano, para reconocer fracturas, desplomes, deformaciones de guías mecánicas y fugas de agua.
- A.1.8 Investigar el tipo de documentación disponible y propósito futuro de propietario en cuanto al uso del inmueble y posibilidades de adecuación al nuevo reglamento.

PROPOSITOS Y OBJETIVOS EN ESTA ETAPA

- 1). Definir la categoría del inmueble (A) ó (B), así como la posibilidad de una nueva imagen arquitectónica y cambio de uso de áreas.
- 2). Conocer la documentación disponible.
- 3). Establecer y programar los estudios y trabajos siguientes:

3). Establecer y programar los estudios y trabajos siguientes:

- 3.a. Levantamiento geométrico estructural, plomos y niveles.
- 3.b. Levantamiento de fisuras y daños estructurales y de recubrimientos.
- 3.c. Sondeos y calas para conocer selectivamente armados y calidad de materiales.
- 3.d. Sondeos y calas para conocer el tipo de cimentación.
- 3.e. Exploración del subsuelo.
- 3.f. Sondeos y calas para identificar el tipo de "empaque" entre muros y estructura.
- 3.g. Sondeos y calas retirando recubrimientos, para detectar fisuras de losas en especial en las cercanías con elementos de rigidez (cubos de elevadores y escaleras y colindancias), para establecer si el trabajo como diafragma horizontal las hubiera provocado. Ver tabla anexa y comentarios sobre el tamaño de fisuras y grietas. (hojas 9 y 10)

4). Definir si las deformaciones generales de la estructura, durante eventos sísmicos provocaron los daños visibles en recubrimientos, acabados y grietas estructurales, así como en muros de relleno o de rigidez. El propietario debe conocer las deformaciones límites que establece el reglamento, y se decidirá de común acuerdo la estrategia y posibilidades de reparación local y/ó reestructuración.

Si no hubiera daños visibles, y las fisuras no son debidas a movimientos sísmicos, debe plantearse la conveniencia de preparar documentación suficiente, que deje constancia de la capacidad estructural, para futuras acciones sísmicas.

A.2 EVALUACION DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL BAJO ACCIONES SISMICAS

A.2.1. Edificaciones con muros de carga.

Si la edificación tiene menos de 13 metros de altura cabe la posibilidad de que cumpla o pueda fácilmente adecuarse, para que cumpla con las condiciones de aplicabilidad del método simplificado de análisis, previsto en el reglamento, en cuyo caso, no es necesario verificar la seguridad contra el volteo, ni calcular deformaciones horizontales, ni tomar en cuenta efectos de torsión.

Sólo tiene que verificarse que la suma de resistencias de muros en cada piso sea igual o mayor que la carga actuante sísmica factorizada en cada dirección principal.

A.2.2 Evaluación simplificada de estructuras de concreto.

Para edificaciones de mediana altura se ha desarrollado en Japón un procedimiento para evaluación de la capacidad sísmica de edificios existentes de concreto reforzado, y que ha sido adaptado para su uso en México por la UAM Azcapotzalco.

El resultado estimado para un edificio, no representa el nivel o rango de comportamiento sísmico, pero sí un índice que representa la potencial capacidad contra una intensidad sísmica en forma cualitativa.

Básicamente este procedimiento originado en Japón, se ha estado aplicando para edificios de 6 pisos o menos, con un sistema estructural a base de marcos con columnas o traveses de concreto con o sin muros de cortante.

Para edificios de más de 30 años, con deterioro severo, con exposición eventual a fuego, con concretos de muy baja resistencia o con un sistema estructural híbrido o sin definición clara, el procedimiento o norma Japonesa no es aplicable.

El procedimiento de evaluación desarrollado en la UAM Azcapotzalco y derivado de la norma japonesa, consiste en definir el coeficiente sísmico reducido por ductilidad correspondiente a la condición de falla, denominado coeficiente de resistencia " k_i ", y expresado como sigue:

$$k_i = \frac{(V_R)_i}{(V_A)_i} S$$

en donde:

$(V_R)_i$ es la fuerza cortante resistente en el entrepiso i
 $(V_A)_i$ es la fuerza cortante actuante en el mismo entrepiso i
 S factor correctivo

Suponiendo que la falla de entrepiso, se localiza en los elementos verticales de sustentación, la fuerza cortante resistente se calcula mediante la combinación de su resistencia proporcionalmente a sus rigideces, (Iglesias, UAM 1987)

Recientemente los mismos estudios en la UAM han tratado de simplificar las evaluaciones, de tal forma que para un edificio típico de mediana altura con materiales comunes en nuestro medio $(V_R)_i$ se calcula multiplicando las áreas transversales de los elementos estructurales verticales del entrepiso, por el esfuerzo cortante resistente promedio para cada una de las piezas estructurales de que se trate.

La fuerza cortante actuante $(V_A)_i$ para el mismo entrepiso i estudiado, se calcula con el método estático del reglamento de construcciones, aplicando el factor de carga que le corresponda, según la categoría de la edificación.

$$(V_A)_i = (F.C.) \frac{\sum_{j=i}^n \omega_j h_j}{\sum_{j=1}^n \omega_j h_j} W_{TOT}$$

n = número de pisos
 ω_j = peso del piso j

h_j = altura del piso j desde el nivel del terreno

(F.C.) = Factor de carga (1.1)

W_{TOT} = peso total de la estructura

El factor correctivo (S), toma en cuenta la influencia que sobre la resistencia tienen las irregularidades geométricas, problemas de cimentación, afectaciones de estructuras colindantes y el deterioro propio de la estructura.

Este procedimiento ha sido empleado en un número importante de edificaciones para el D.F., y reducido a 162 casos para fines de zonificación sísmica en el D.F., y ha sido calibrado satisfactoriamente con evaluaciones detalladas.

Recientemente en la misma UAM, se han hecho estudios complementarios mediante los cuales se pueden estimar también en forma aproximada los desplazamiento y el período fundamental de las estructuras típicas del D.F.

En el proceso de evaluación simplificada, aparece una clasificación de daños causados por sismo, que es básica también en la norma japonesa, y que puede dar una buena idea y ayudar al ingeniero estructurista para tomar su decisión final ó dictámen de una edificación, por lo que se reproduce a continuación:

TIPO DE DAÑO	DESCRIPCION
0 No estructural	Daños unicamente en elementos no estructurales.
1 Estructural ligero	Grietas de menos de 0.5 mm. de ancho en elemntos de concreto. Grietas de menos de 3.0 mm de ancho en muros de mampostería.
2 Estructural fuerte	Grietas de 0.5 a 1.0 mm de ancho en elementos de concreto. Grietas de 3 mm a 10 mm de ancho en muros de mampostería.
3 Estructural grave	Grietas de más de 1 mm de ancho en elementos de concreto. Aberturas en muros de mampostería. Desprendimiento del recubrimiento en columnas. Aplastamiento del concreto, rotura de estribos y pandeo del refuerzo en vigas, columnas y muros de concreto. Agrietamiento de capiteles. Desplomes en columnas. Desplomes del edificio en más del 1% de su altura. Hundimiento o emersión de más de 20 cms.

Si el menor de los valores k_i , corresponde sensiblemente al coeficiente sísmico reducido por ductilidad de acuerdo al reglamento, deberá identificarse en ese piso (i), el grado de daños existentes en la edificación, ya que este valor representa un índice de las condiciones de falla.

Las conclusiones que el ingeniero estructurista, y el director responsable de obra puedan dar al propietario, deben apearse al Reglamento de Construcciones, para poder tomar la decisión y responsabilidad compartida que cada uno de los casos amerita.

A.2.3 Evaluación detallada

Es cada vez más fácil, con programas para computadoras P.C. realizar el análisis estructural de la edificación, en forma espacial, más confiable a medida que los datos recabados geométrico-elásticos lo sean.

Los resultados de deformaciones entre pisos consecutivos, así como los elementos mecánicos de trabes, columnas, muros y acciones sobre la cimentación, serán correlacionados con los daños observados para un coeficiente sísmico dado por el reglamento en vigor y servirán al ingeniero estructurista para proponer al propietario la acción a tomar, ya sea de reparación local, demolición o reestructuración.

Personalmente estimo "razonable", atender a la respuesta de deformación, más que a la capacidad estructural de trabes, columnas y muros para decidir la mejor forma de reestructuración, pero el "arte" de cada estructurista puede variar según el caso a tratar. A continuación se presentan conceptos generales de reestructuración y detalles constructivos que he tratado de agrupar y precisar cada vez más, esperando aportaciones y comentarios de colegas.

B) REFUERZO DE ESTRUCTURAS

B-1). INTRODUCCION

Los conceptos, estudios y trabajos siguientes, pueden confundirse, pero tratan de conseguir una respuesta aceptable de una estructura existente ante la acción de fuerzas horizontales sísmicas.

B.1.1 REHABILITACION	(RETROFITTING)
B.1.2 REPARACION	(REPAIR)
B.1.3 REFORZAMIENTO	(STRENGTHENING)
B.1.4 RIGIDIZACION	(STIFFENING)

Estos estudios y trabajos representan un arte personal o de grupo, que rápidamente se están convirtiendo en una ciencia, debidamente apoyada por:

- INVESTIGACION Y ENSAYES.
- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS EFICIENTES Y REALIZABLES.
- VERIFICACION DEL COMPORTAMIENTO POST SISMOS.

A medida que crece el apoyo técnico y variedad de soluciones, así como materiales nuevos, se pueden idear mejores y más numerosas soluciones para lograr el objetivo final que es el comportamiento o respuesta aceptable de la estructura.

B.2). OBJETIVO

Lograr un mejor comportamiento o respuesta estructural, ante futuras acciones sísmicas.

El concepto del comportamiento o respuesta estructural debe definirlo el estructurista de común acuerdo con el propietario y/o usuarios, para establecer o definir la solución de refuerzo o rehabilitación.

La respuesta de una estructura puede modificarse, para cubrir diferentes requerimientos, desde la seguridad de vidas humanas, hasta el control riguroso de daños en la propia estructura y sus elementos, accesorios o contenidos.

Por lo anterior, no existe la solución "óptima" o "única" que logre el objetivo establecido, pero al confrontar diversas experiencias y resultados, se pueden establecer los siguientes conceptos:

B.2.1 Diferentes criterios de comportamiento, llevan a diferentes conceptos de refuerzo.

B.2.2 Las condiciones del sitio pueden obligar a un tipo de soluciones.

B.2.3 Para estructuras de pocos pisos, pueden existir diferentes soluciones que llevan a comportamientos comparables.

B.2.4 Para estructuras de alturas mayores (no edificios altos) en suelos poco compresibles, el uso de muros de rigidez puede representar mejor solución que contraventeos diagonales, especialmente contra colapso.

B.2.5 El uso de elementos de rigidez como muros de concreto o mampostería enmarcados, no es compatible con el uso de contraventeo diagonal metálico en una misma estructura, ya que el trabajo eficiente de estos últimos, opera después que un elemento de rigidez ha sufrido daño.

B.3 PROCEDIMIENTOS PARA REFUERZO.

B.3.1 Sin cambiar el sistema resistente a fuerzas laterales.

B.3.1.1 Reforzando las losas para que su efecto como diafragma horizontal sea más eficiente, especialmente si sufrieron agrietamiento.

B.3.1.2 Reforzando trabes, columnas y/o muros existentes, para garantizar que su sección transversal, participe con toda su área e inercia, además de que resistan los elementos mecánicos que les correspondan.

B.3.1.3 Mejorando o rehaciendo la unión entre elementos estructurales existentes, para garantizar su trabajo de conjunto previsto en el diseño original o en la revisión.

B.3.1.4 Recimentando para reducir la amplificación de efectos, por volteo del conjunto o por desplazamiento excesivo de la cimentación.

B.3.2 Cambiando el sistema resistente a fuerzas laterales.

B.3.2.1 Introduciendo nuevos elementos a la estructura original, como muros de rigidez, contraventeos diagonales, columnas y travesaños nuevas.

B.3.2.2 Eliminando piezas estructurales del proyecto y construcción originales como muros, contraventeos, etc., de modo que no participen más para resistir fuerzas laterales.

B.3.2.3 Recimentando, para modificar las condiciones de apoyo de columnas, muros ó contraventeos así como para reducir las características de volteo y/o desplazamiento del conjunto.

En cualquiera de los dos procedimientos, el trabajo simultáneo entre diferentes piezas debe ser garantizado, a menos que se pretenda aprovechar las características de ductilidad de algunos elementos, cuya participación completa y eficiente, sucede después de que otras piezas o elementos han sufrido daño parcial "aceptable".

En general creo que es válido generalizar, que además de evitar colapso y salvar vidas humanas debe procurarse que el comportamiento estructural garantice la continuidad de funcionamiento en operación del inmueble, este concepto no es fácil asociarlo al aprovechamiento de ductilidad como se dijo en el párrafo anterior.

En todos los casos la "integración" o "incorporación" total y completa de nuevos elementos estructurales debe garantizarse, de tal modo que la estructura reforzada responda como si estas nuevas piezas hubieran estado presentes desde la construcción original.

Los siguientes croquis, esquemas, detalles y recomendaciones han sido propuestos por el autor, y construidos en diversas edificaciones, algunos de ellos sin respaldo suficiente de pruebas o investigaciones como pudieran desearlo otros estructuristas, y siempre serán objeto de adecuación y optimización para cada proyecto de refuerzo y ojalá en el futuro cercano, este arte llegue a convertirse en ciencia que aprovechemos todos.

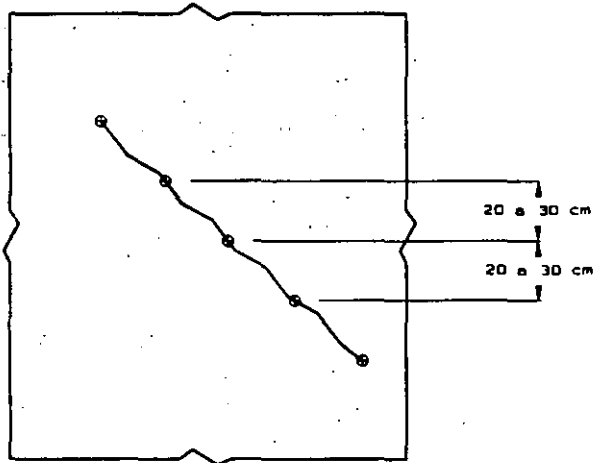
FISURAS Y GRIETAS

ANCHOS TOLERABLES EN FISURAS O GRIETAS EN CONCRETO ARMADO (A.C.I)

CONDICIONES EXTERNAS (EXPOSICION)	ANCHO TOLERABLE mm
AIRE SECO O MEMBRANA PROTECTORA	0.40
HUMEDAD - AIRE SECO SUELO (TIERRA)	0.30
PRODUCTOS QUIMICOS PARA DESHIELO	0.20
AGUA MARINA - BRIZA MARINA HUMEDECIDO - SECADO	0.15
MUROS DE CISTERNA O RETENEDORES DE AGUA	0.10

NOTAS SOBRE RELLENADO DE FISURAS O GRIETAS

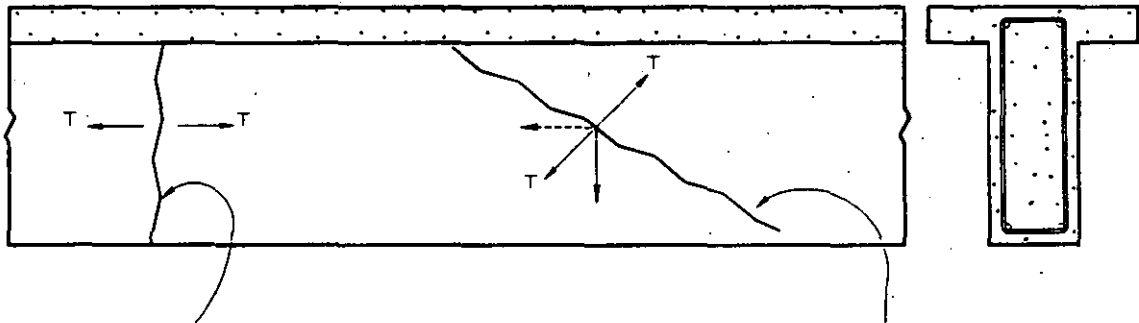
- 1.-) El rellenar fisuras de 0.5 mm y mayores, con resina epóxica, produce mayor seguridad sobre la suposición teórica de área completa e Inercia efectiva en la sección transversal.
- 2.-) El proceso de rellenado debe hacerlo personal especializado, con calafateo previo, para decidir inyección simple o a presión.
- 3.-) Después de efectuar un primer proceso de rellenado, es muy conveniente verificarlo, ya sea con ultrasonido o con extracción de muestras.



4.-) El proceso de rellenado de una fisura se hace de abajo hacia arriba, para evitar aire atrapado, calafateando previamente el tramo por inyectar.

Se inicia el relleno inyectándolo por el taladro 1, hasta que la resina se manifieste, escurriendo por el taladro 2.

Se repite el proceso para el rellenado del tramo 2 3 inyectándolo por el taladro 2, y así en tramos superiores hasta completar todo el desarrollo de la fisura.

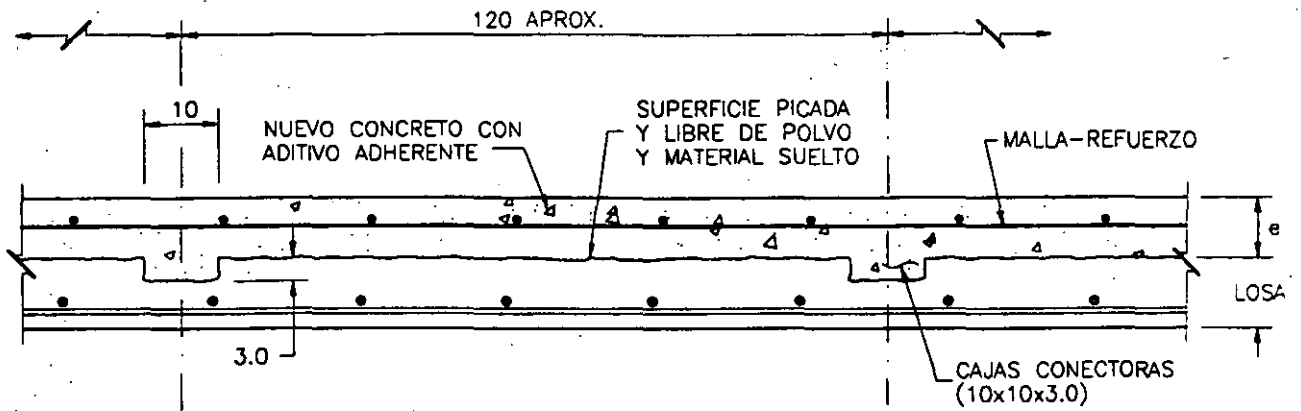


Grieta o fisura debida a contracción volumétrica; y es muy probable que se presenten durante el proceso de fraguado del concreto, por defecto de curado.

Generalmente no pasan a la losa y coinciden con la posición de los estribos.

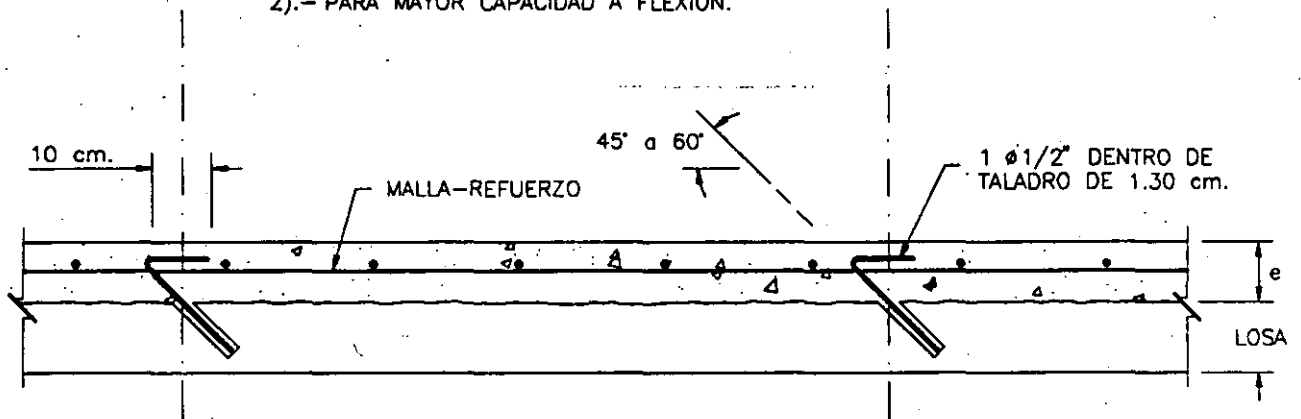
Grieta o fisura debida a una tensión diagonal que es la combinación de una fuerza de corte (vertical) y otra de contracción volumétrica y/o fuerza horizontal de trabajo bajo carga, especialmente por descimbrado prematuro.

Se presentan en las cercanías del apoyo de la trabe, y si aparecen después del proceso constructivo, por defecto de estribos y/o baja calidad del concreto, generalmente se prolongan a la losa.



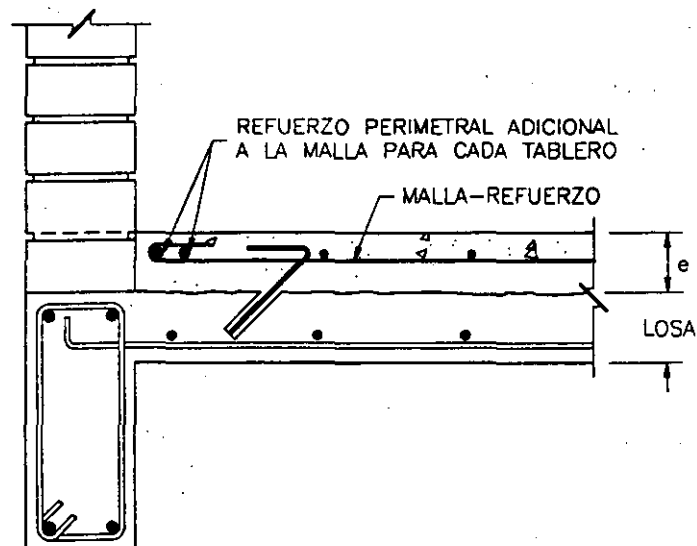
REFUERZO DE LOSA

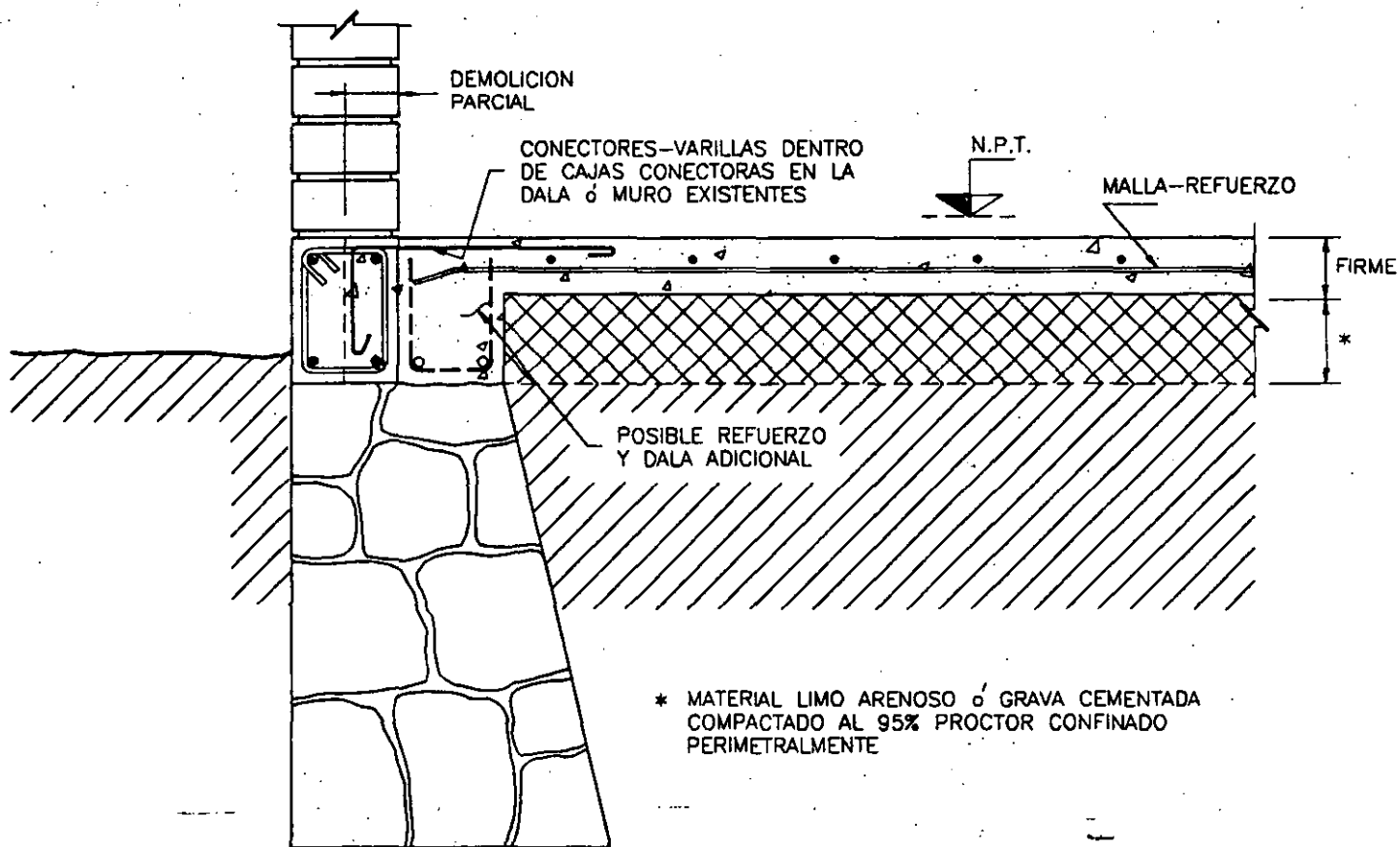
- 1).- PARA MEJORAR EL EFECTO DE DIAFRAGMA DE LA LOSA COMO ELEMENTO DE UNION ENTRE MARCOS Y MUROS.
- 2).- PARA MAYOR CAPACIDAD A FLEXION.



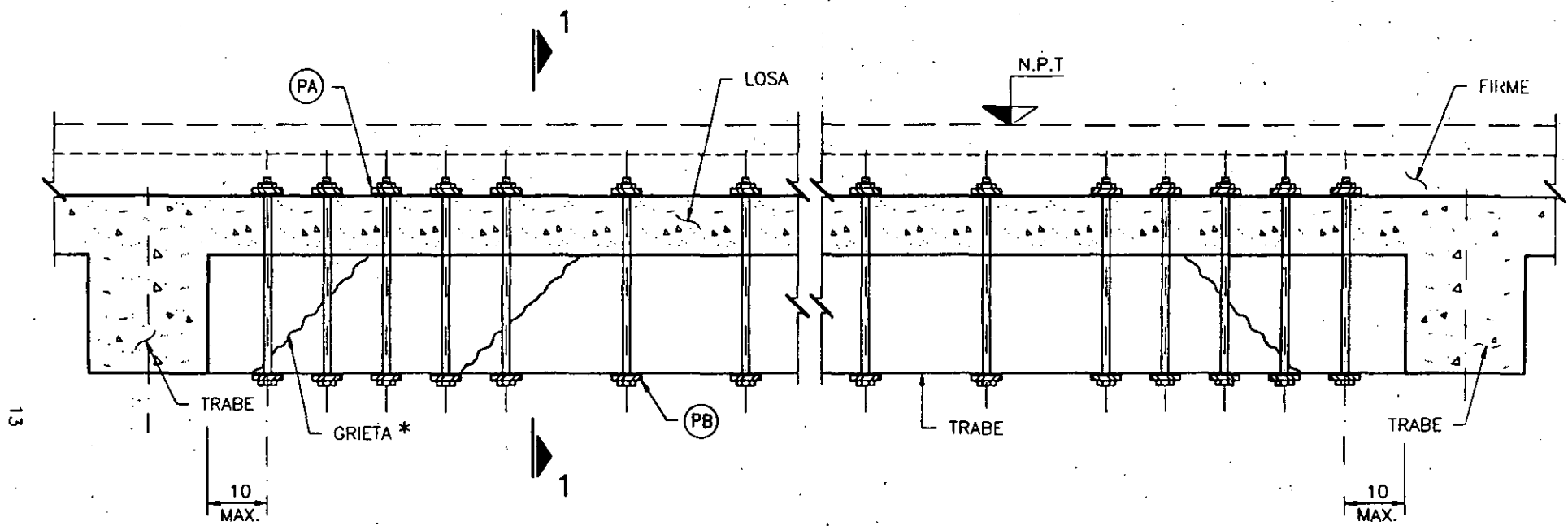
REFUERZO DE LOSA

CON CONECTORES METALICOS DOBLADOS ANTES O DESPUES DE COLOCAR LA MALLA-REFUERZO, EN LUGAR DE CAJAS CONECTORAS



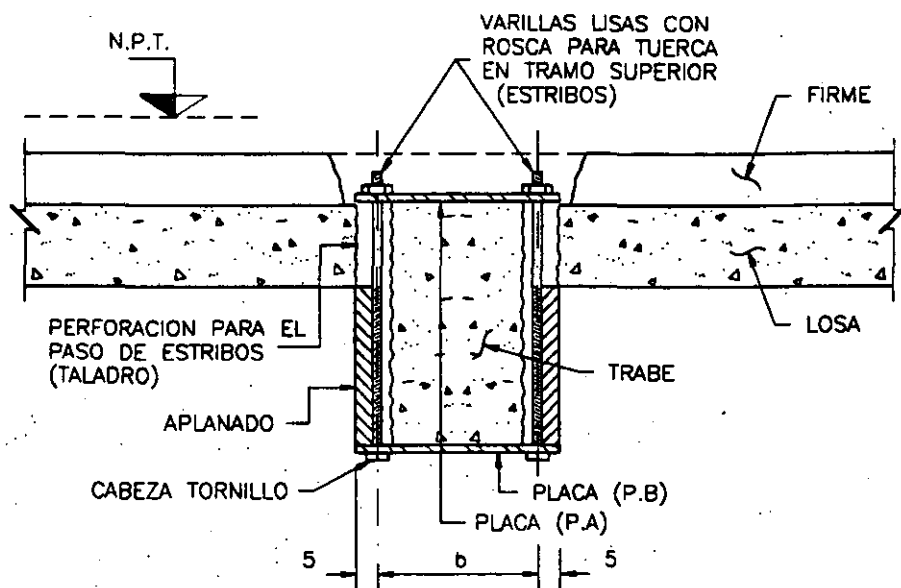


LOSA FIRME
REFUERZO A LA CIMENTACION



* GRIETAS DE 0.5 mm. Y MAYORES, RELLENARLOS CON RESINA EPOXICA (INYECCIONES POR TRAMOS DE 10 o 20 cm. DE ABAJO HACIA ARRIBA, PREVIO CALAFATEO)

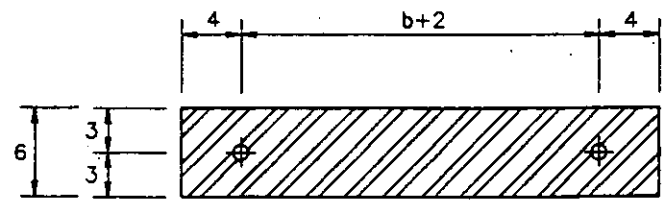
VISTA LATERAL
ELEVACION
REFUERZO DE TRABE - ESTRIBOS EXTERIORES



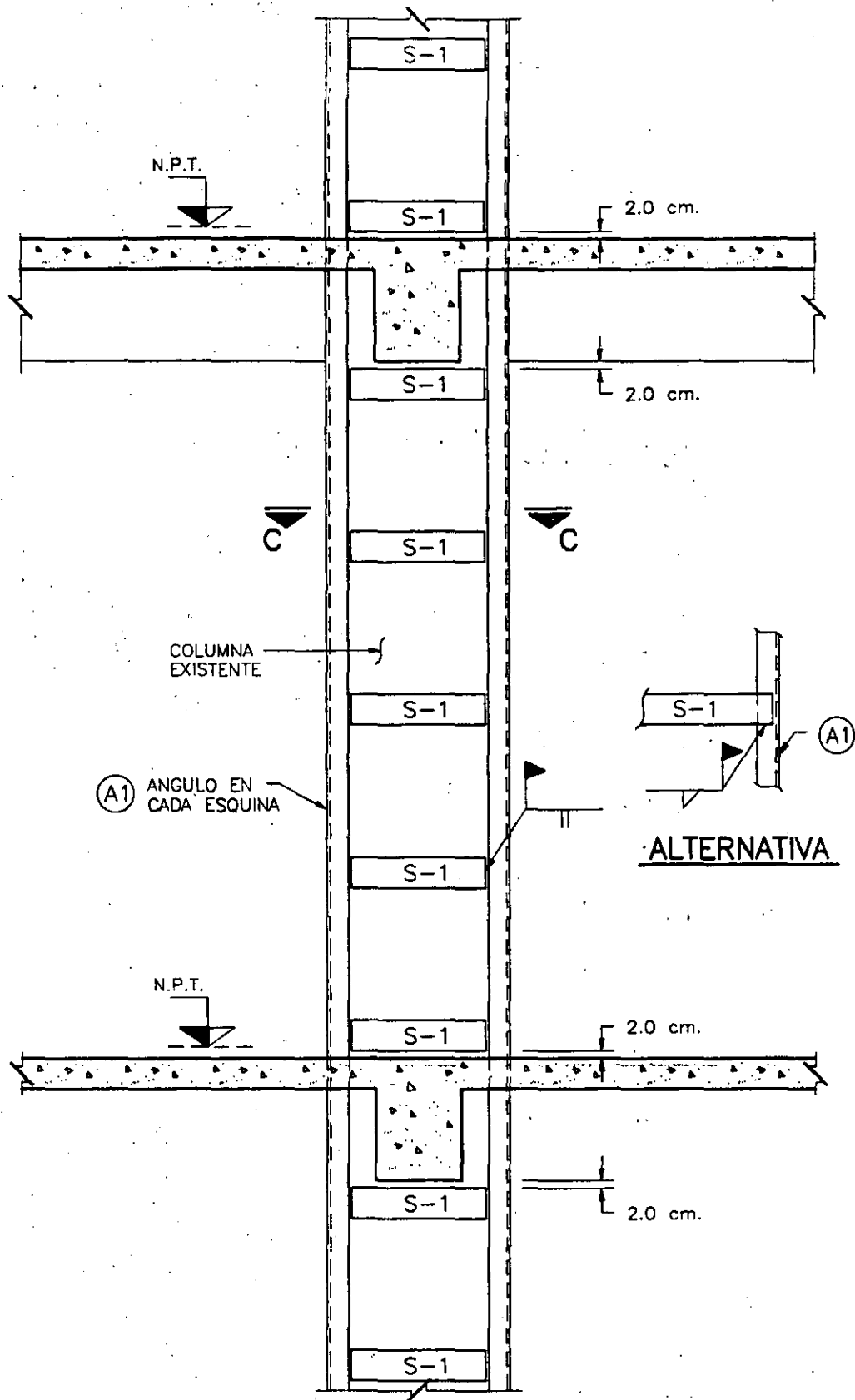
C O R T E 1 - 1
R E F U E R Z O D E T R A B E

PROCEDIMIENTO PARA LA COLOCACION DE ESTRIBOS EXTERIORES EN FALLAS POR TENSION DIAGONAL

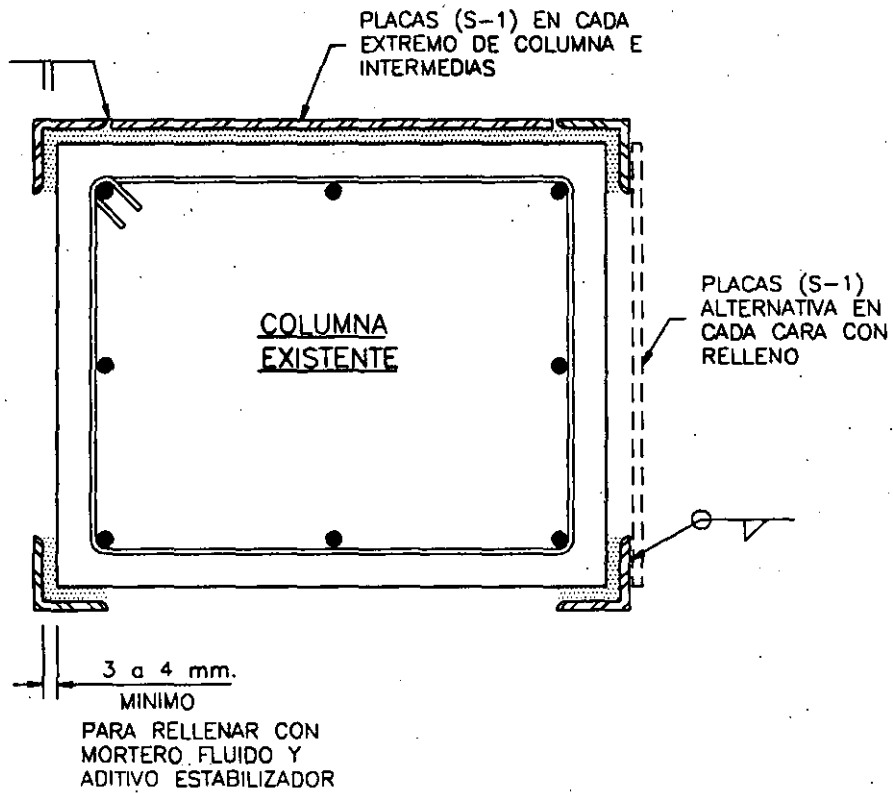
- 1.- DEMOLER EL PISO PARA DESCUBRIR LA LOSA.
- 2.- TALADRO PARA EL PASO DE VARILLAS LISAS CON ROSCA EN SUS EXTREMOS SUPERIORES (ESTRIBOS).
- 3.- HABILITACION DE PLACAS (P.A) Y (P.B) PERFORADAS Y DE VARILLAS CON CABEZA DE TORNILLO Y ROSCA PARA TUERCA.
- 4.- COLOCACION DE PLACAS Y VARILLAS LISAS. PINTAR CON PINTURA ANTICORROSIVA (2 MANOS) LAS PLACAS Y VARILLAS, PREVIAMENTE.
- 5.- COLOCACION DEL RELLENO DE PERFORACION Y NUEVO N.P.T.
- 6.- APLANAR CON MORTERO LAS CARAS DE LA TRABE HASTA AHOGAR TOTALMENTE LAS VARILLAS LISAS, EN TODA LA EXTENSION QUE OCUPEN LOS ESTRIBOS ADICIONALES, USAR TELA DE GALLINERO PARA REFORZAR ESTE APLANADO.



PLACA (P.A) Y (P.B)
(e=0.6 cm) (1/4") MINIMO



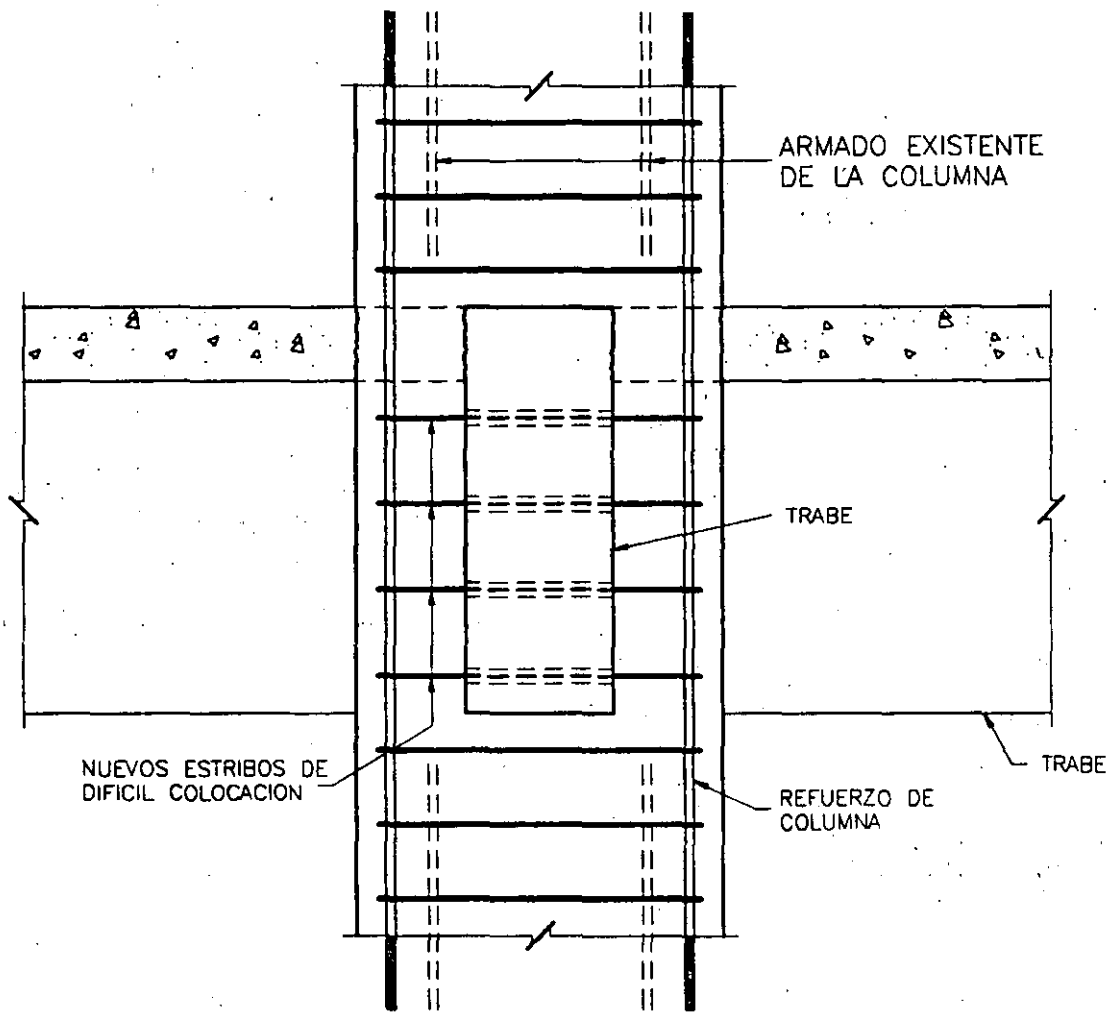
REFUERZO PARA COLUMNA "ENCAMISADO METALICO"
E L E V A C I O N



S E C C I O N C - C
REFUERZO DE COLUMNA

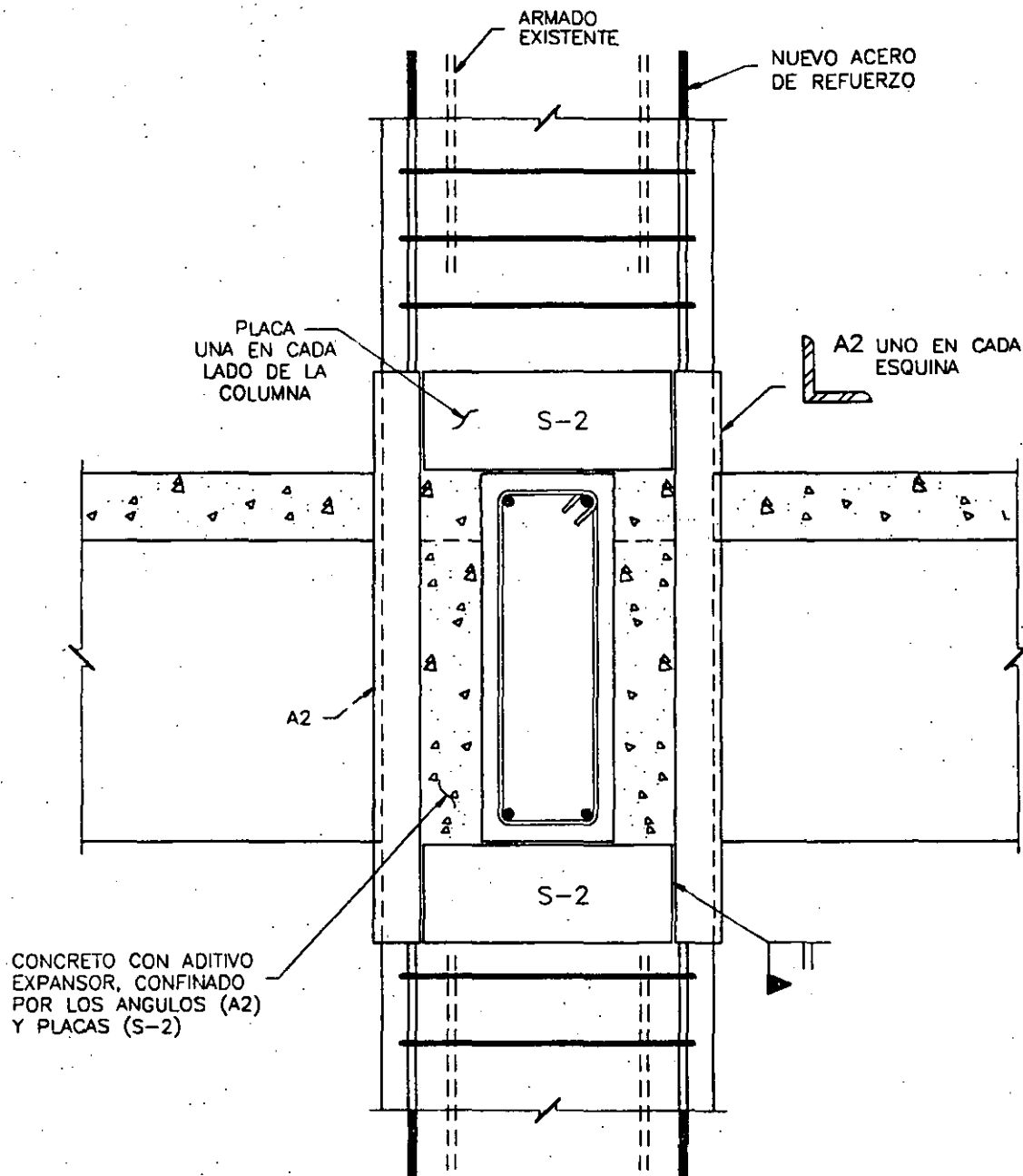
P L A N T A

ANGULOS EN LAS ESQUINAS Y PLACAS
EN CELOSIA EN CADA CARA



REFUERZO DE COLUMNA

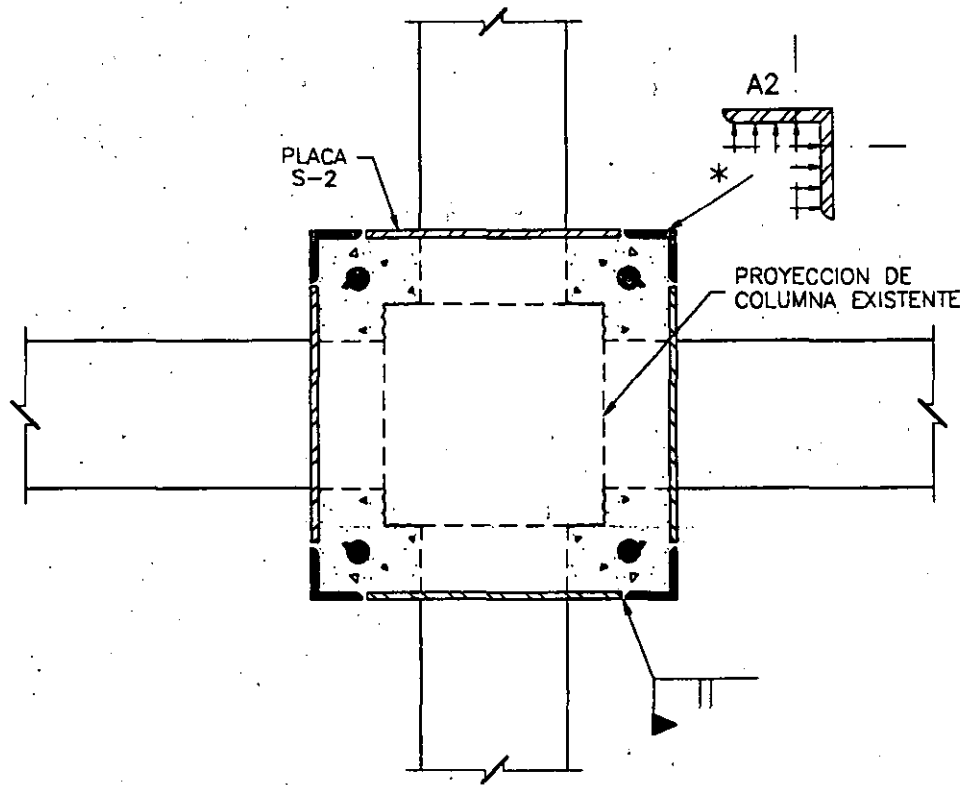
AGREGANDO ARMADO EXTERIOR Y AUMENTANDO
SECCION DE CONCRETO



REFUERZO DE COLUMNA

ELEVACION

ELIMINANDO ESTRIBOS EN EL TRAMO DE TRABES

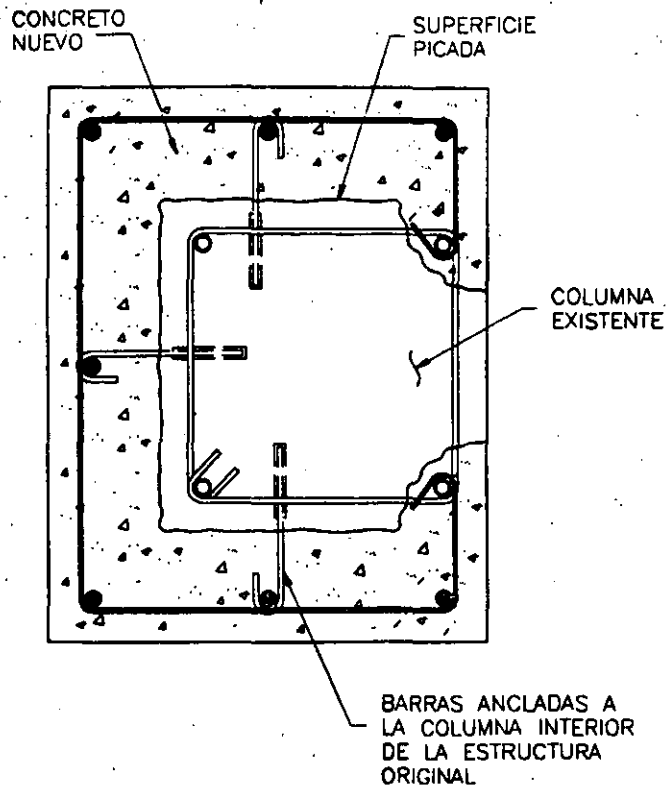


* LA FUERZA DE CONFINAMIENTO QUE TEORICAMENTE PROPORCIONAN
 LOS ESTRIBOS ELIMINADOS, PROVOCA FLEXION EN CADA ANGULO (A2)

REFUERZO DE COLUMNA

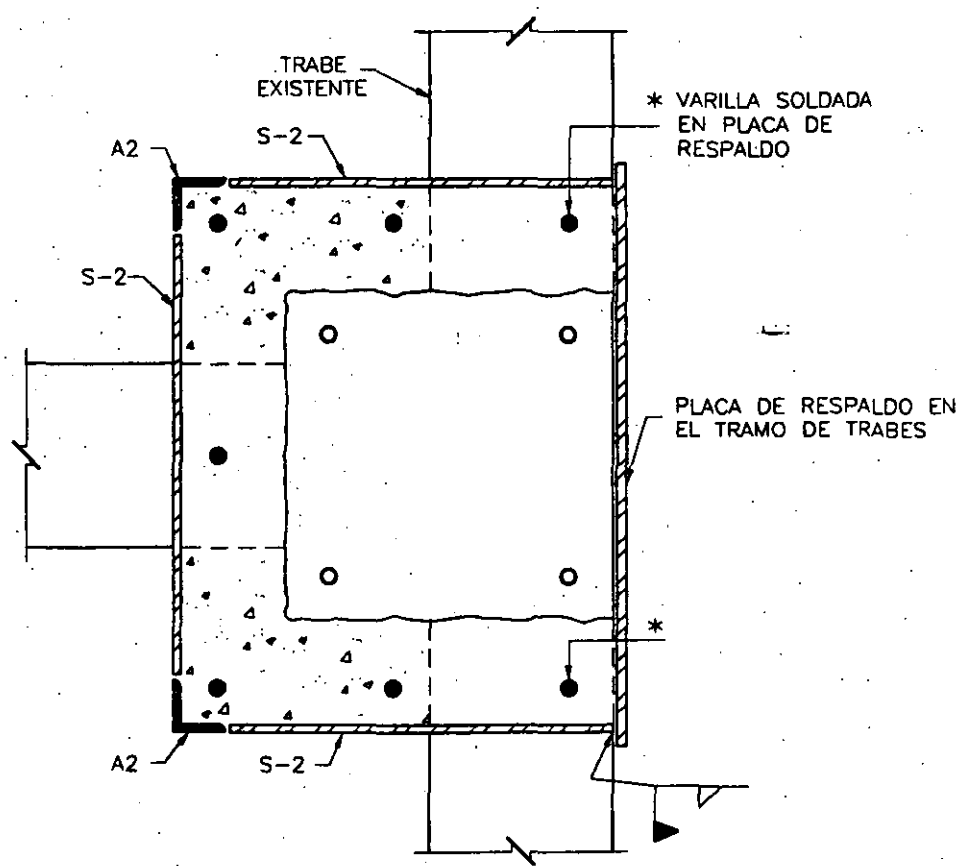
P L A N T A

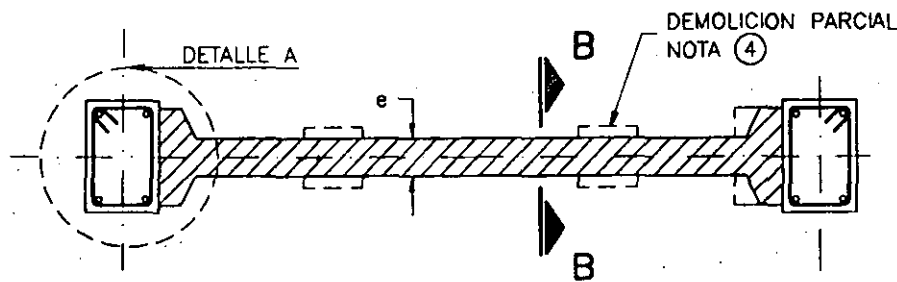
CONFINAMIENTO TRANSVERSAL CON 4 ANGULOS
 Y 8 PLACAS EN LA ZONA DEL NUDO CON TRABES



REFUERZO PARA COLUMNA (COLINDANCIA)

P L A N T A



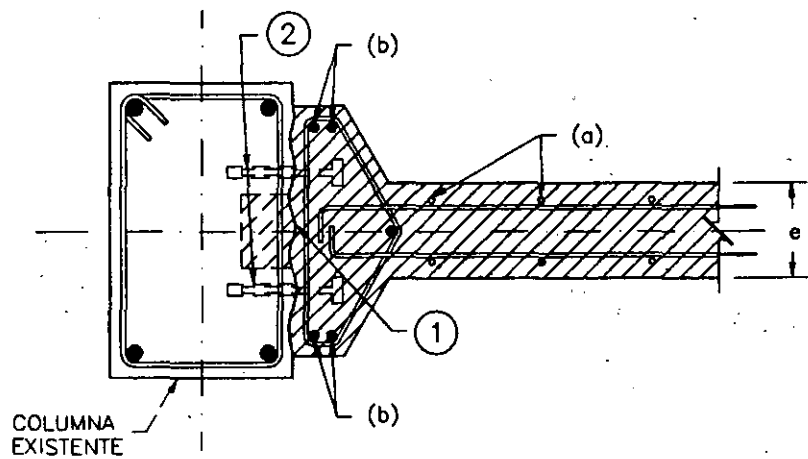


P L A N T A
NUEVO MURO DE CONCRETO - RIGIDEZ ADICIONAL
A LA ESTRUCTURA

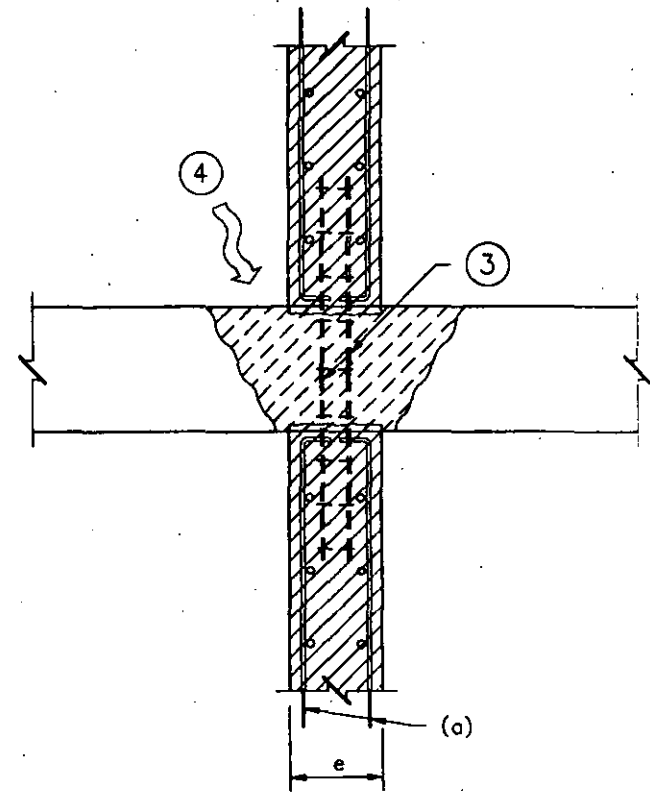
N O T A S

- 1).- SUPERFICIE PICADA Y LIMPIA DE TODO MATERIAL SUELTO Y POLVO. POSIBLE FORMACION DE "CAJAS" EN LA COLUMNA EXISTENTE PARA SER RELLENADAS CON EL NUEVO COLADO.
- 2).- TALADROS PARA COLOCAR PERNOS DENTRO DE TAQUETES, QUE SERVIRAN COMO CONECTORES ENTRE EL NUEVO MURO DE RIGIDEZ Y LA COLUMNA EXISTENTE.
- 3).- ARMADO FORMADO POR 4 VARILLAS EN FORMA DE PEQUEÑO "CASTILLO" COLOCADO EN LA POSICION DE VENTANAS PARA COLADO.
- 4).- COLADO DEL MURO INFERIOR A TRAVES DE VENTANAS QUE SE FORMARAN DEMOLIENDO LA ESTRUCTURA EXISTENTE.

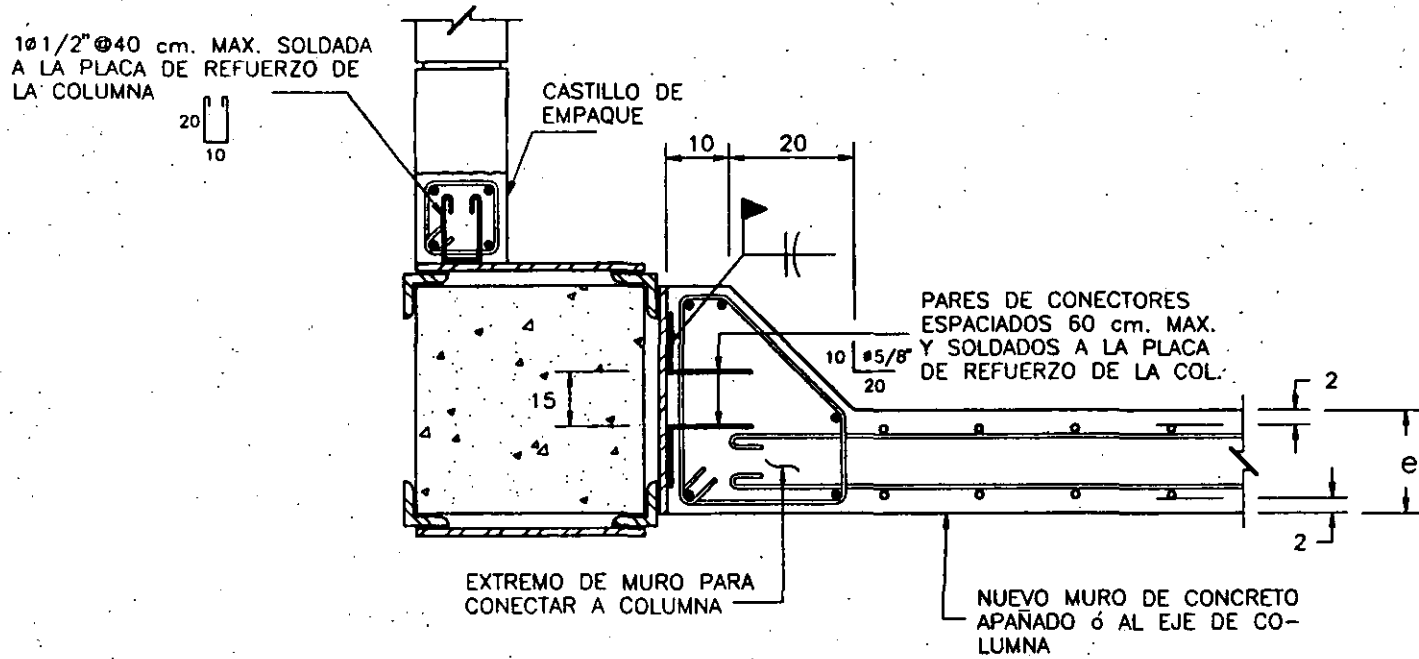
21



DETALLE A

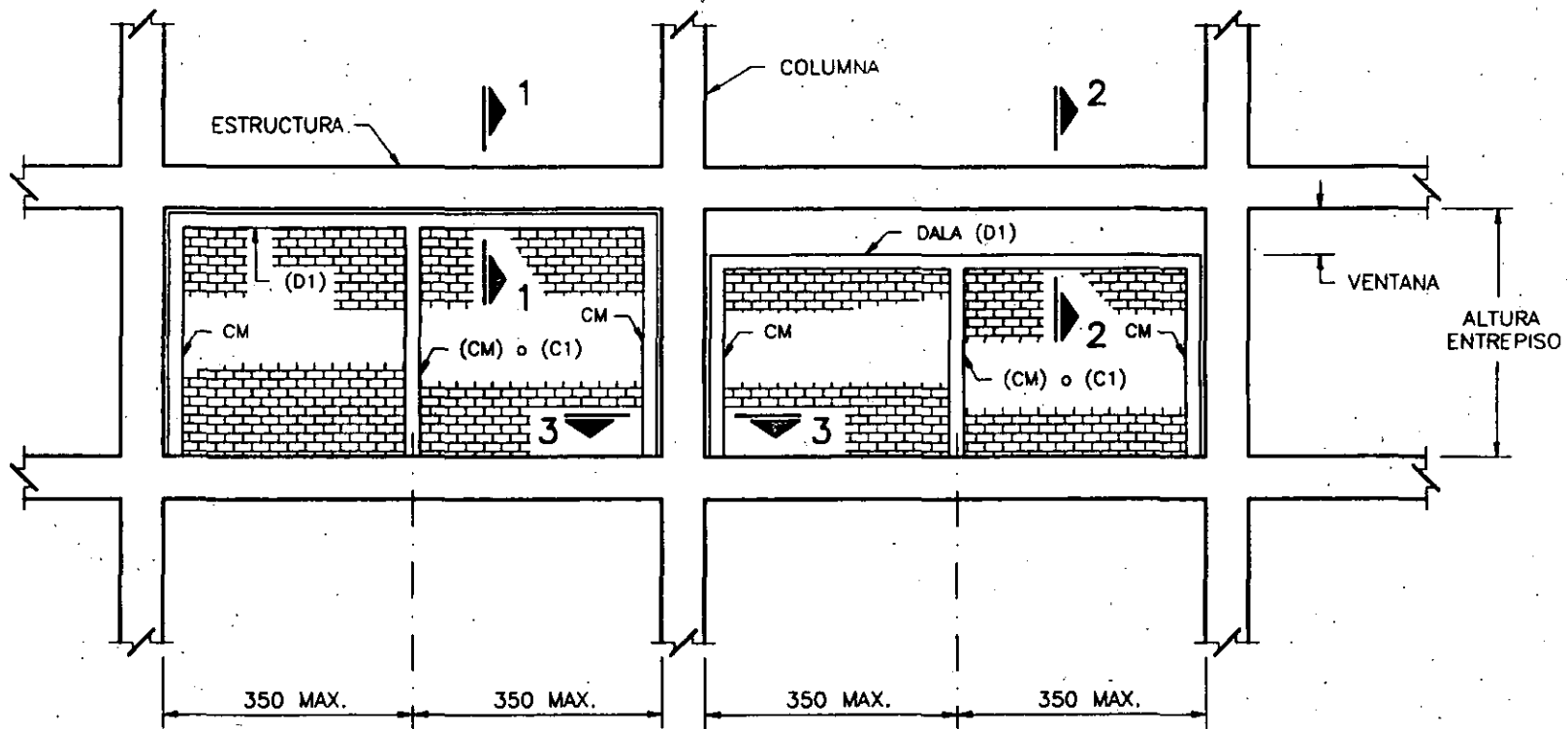


C O R T E B - B

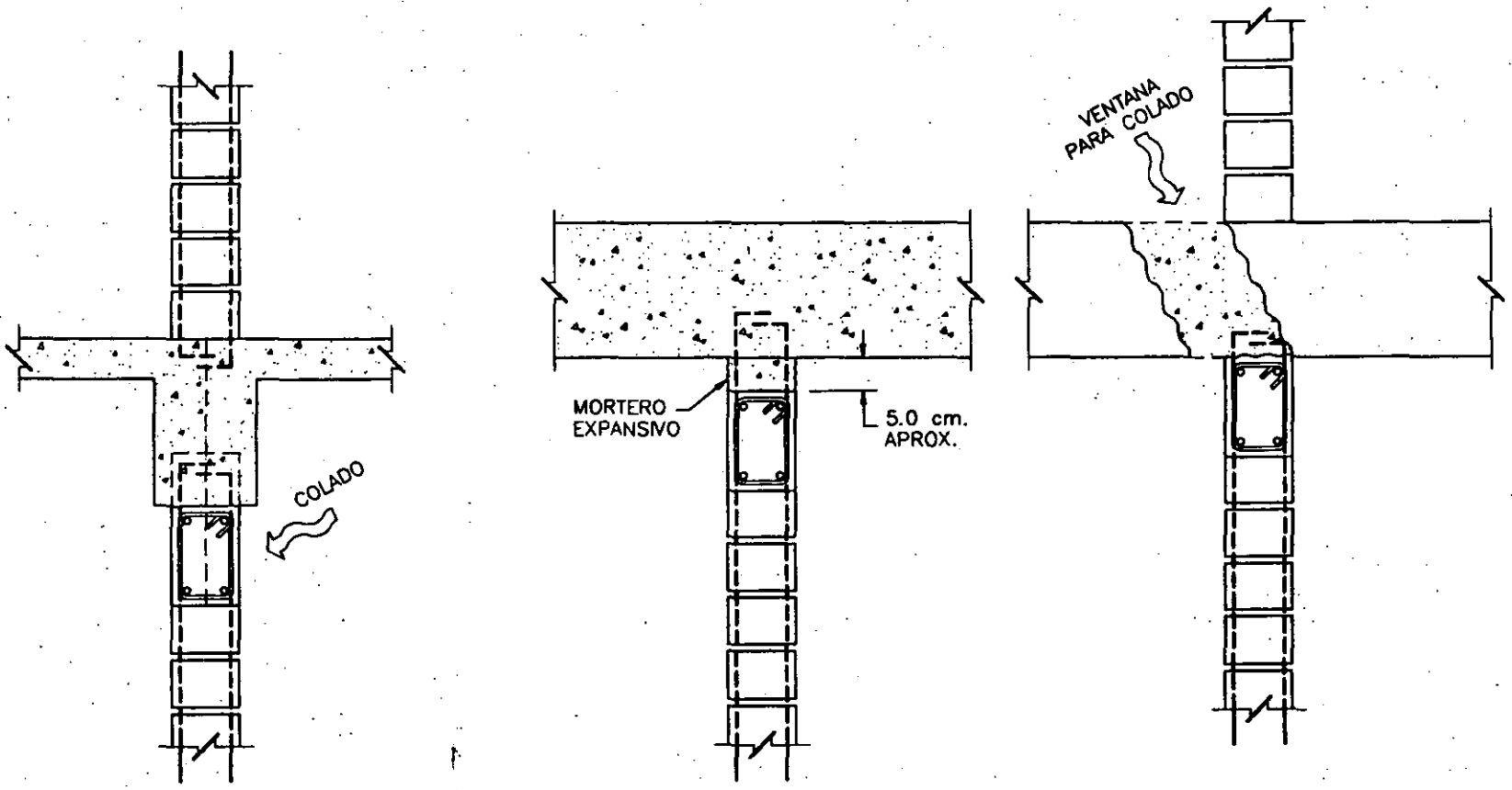


UNION DE MUROS A COLUMNA

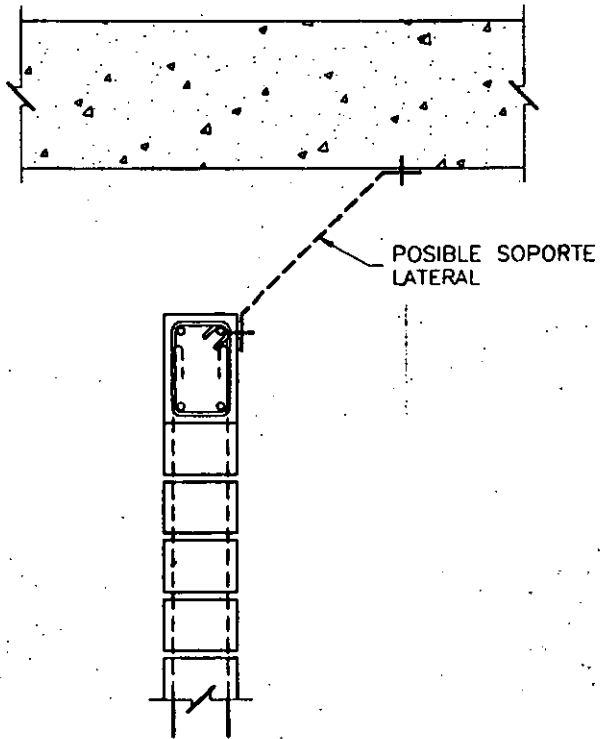
P L A N T A



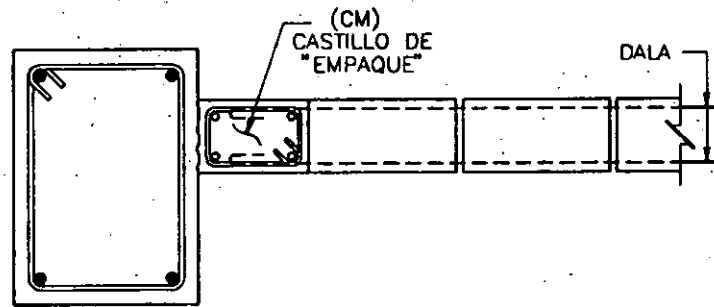
MUROS DE MAMPOSTERIA PARA
RELLENO ó RIGIDIZACION
ELEVACION



C O R T E 1 - 1
MURO DE RIGIDEZ "EMPACADO"
CONTRA LA ESTRUCTURA EXISTENTE

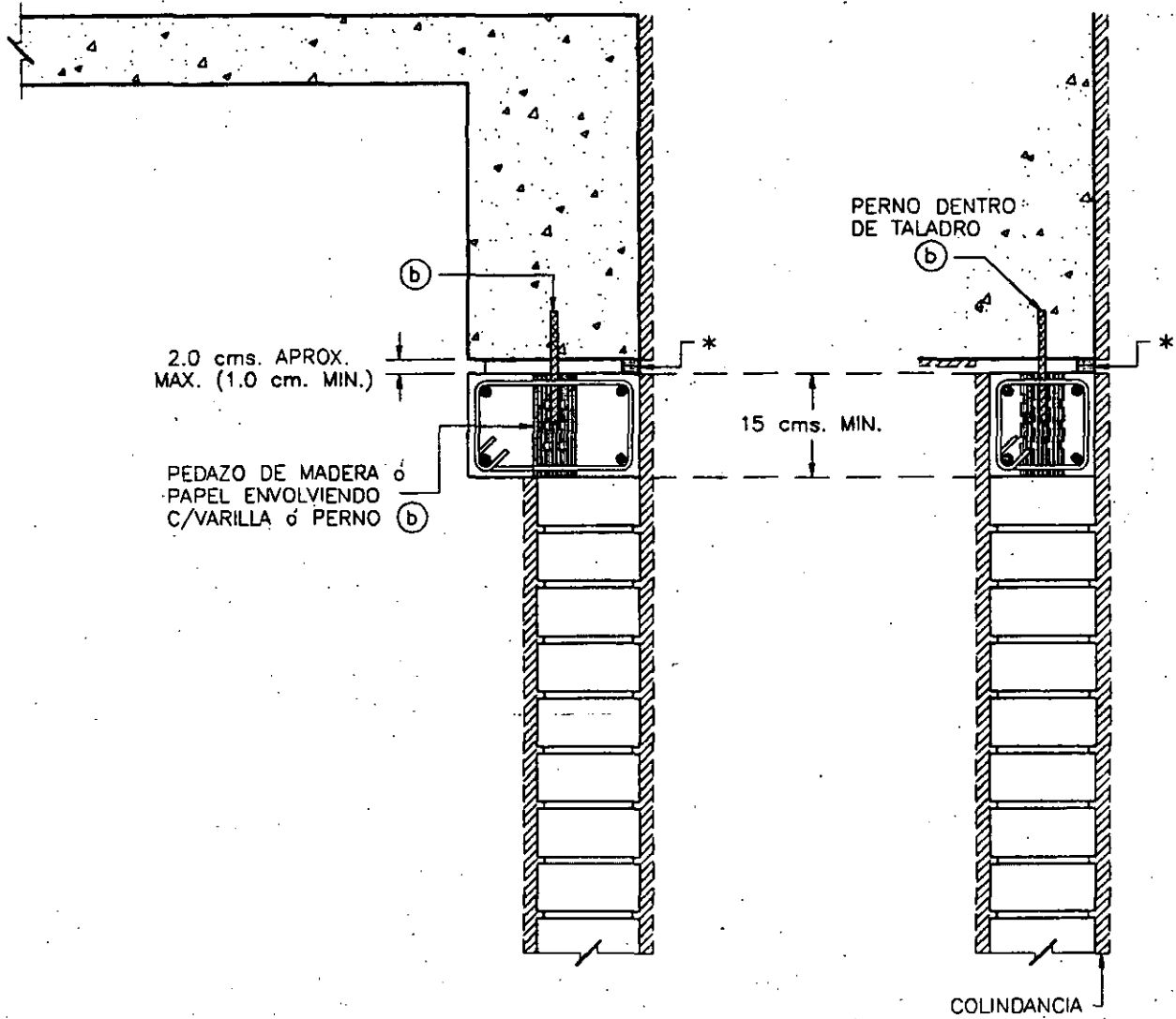


CORTE 2 - 2
ELEVACION
MURO DIVISORIO

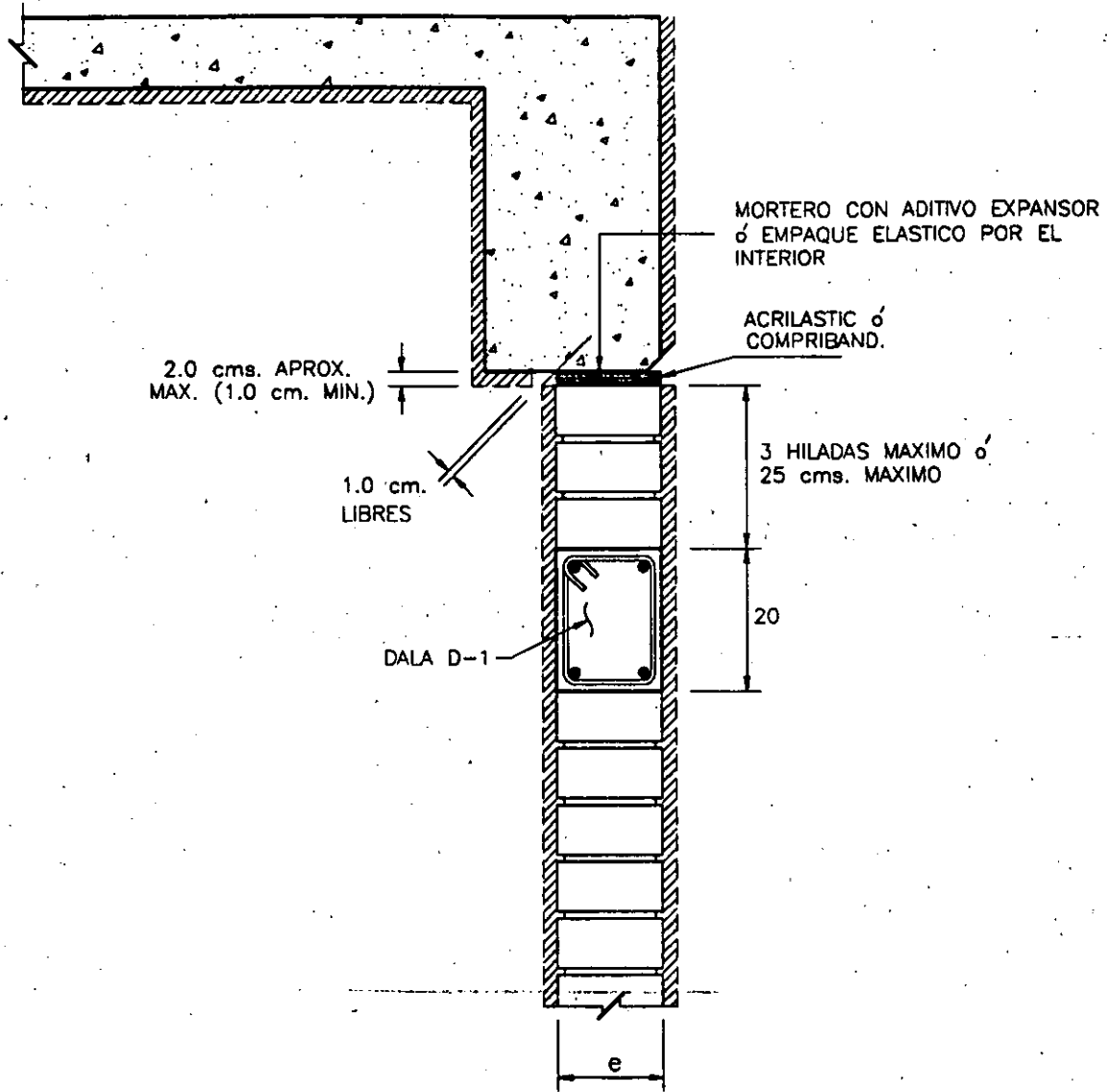


CORTE 3 - 3
PLANTA
PARA MURO DE RIGIDEZ

* SISMOFLEX ó
COMPRIBAND

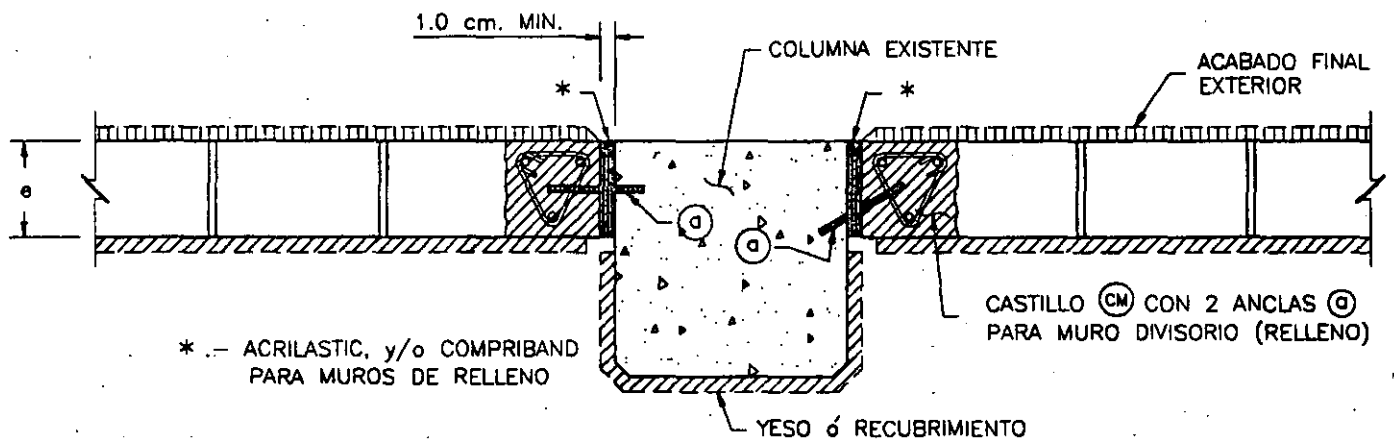


ALTERNATIVA CORTE 1 - 1
MURO DIVISORIO



DALA D-1 ANCLADA 25 cms. MINIMO
 EN CASTILLOS EXTREMO (CM)

ALTERNATIVA CORTE 1-1



* .- ACRILASTIC, y/o COMPRIBAND
PARA MUROS DE RELLENO

CASTILLO (CM) CON 2 ANCLAS (A)
PARA MURO DIVISORIO (RELLENO)

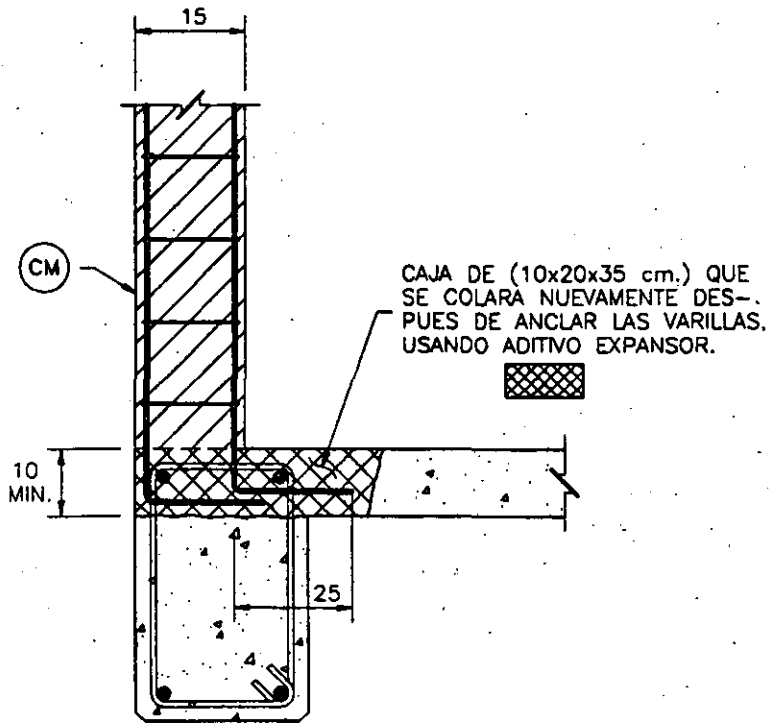
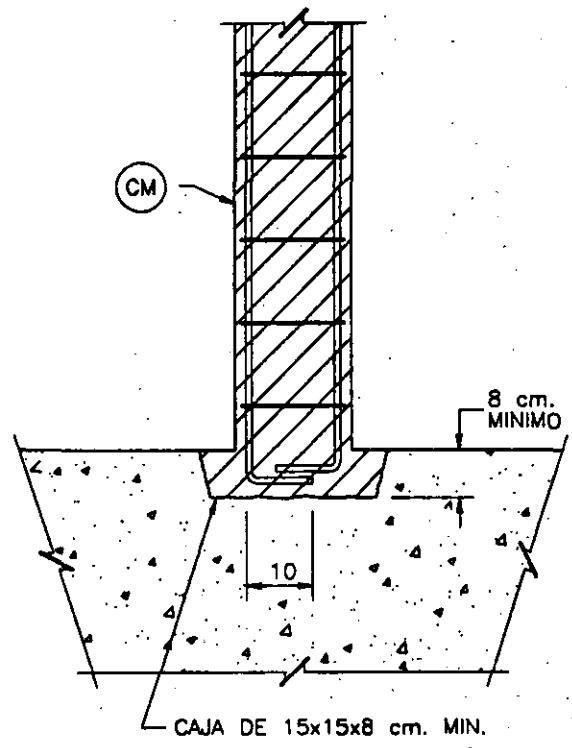
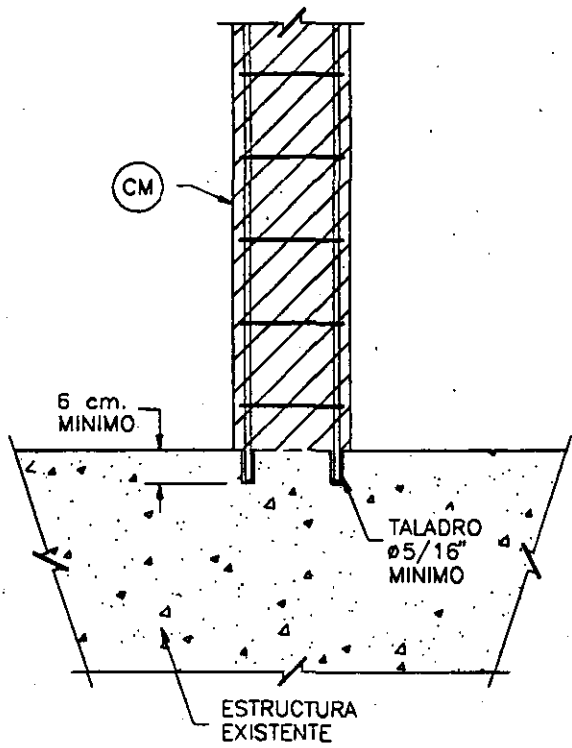
YESO ó RECUBRIMIENTO

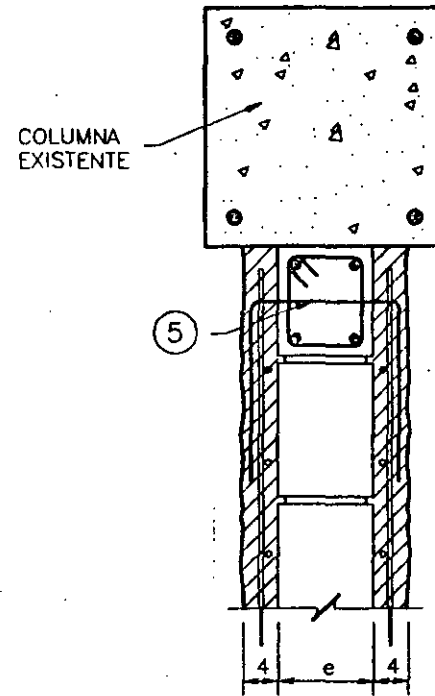
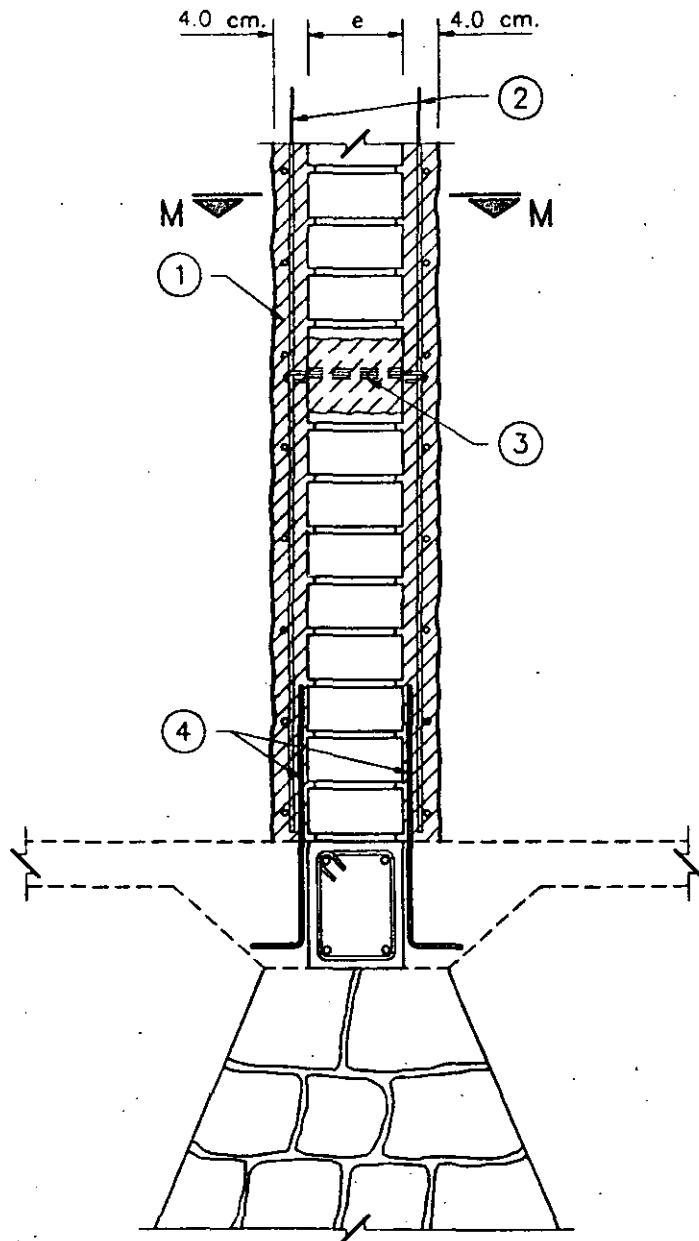
ANCLAS (A) (ø 1/2" MIN.) COLOCADAS DENTRO DE TALADROS ø 1/2" EN
COLUMNA EXISTENTE (3 MIN. @ 80 cm. APROX.)

PARA MUROS DE RIGIDEZ (EMPACADOS), ELIMINAR EL MATERIAL DEFORMABLE *
COLANDO EL CASTILLO CONTRA LA COLUMNA.

C O R T E 3 - 3
P L A N T A

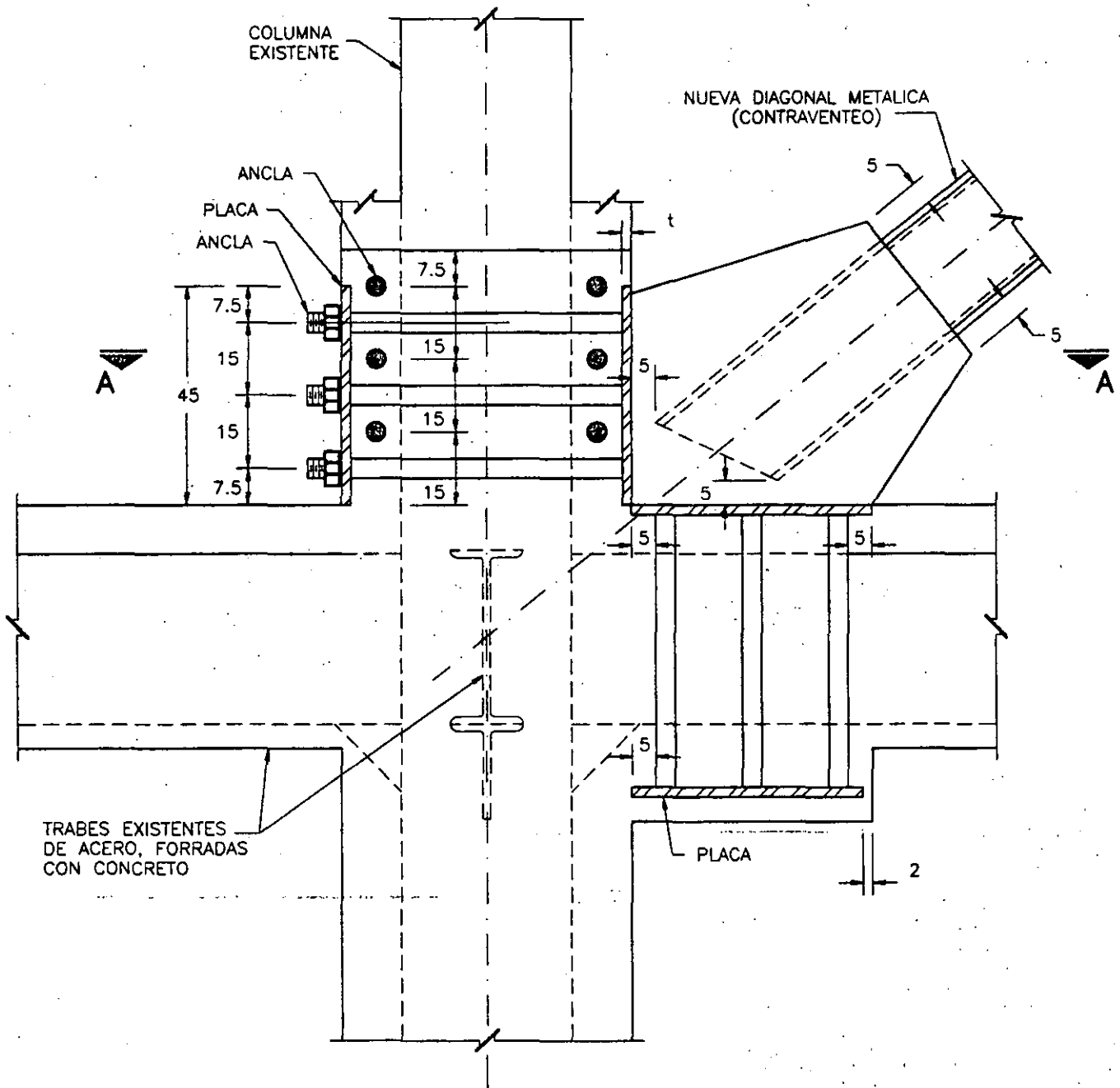
ANCLAJE PARA CASTILLOS



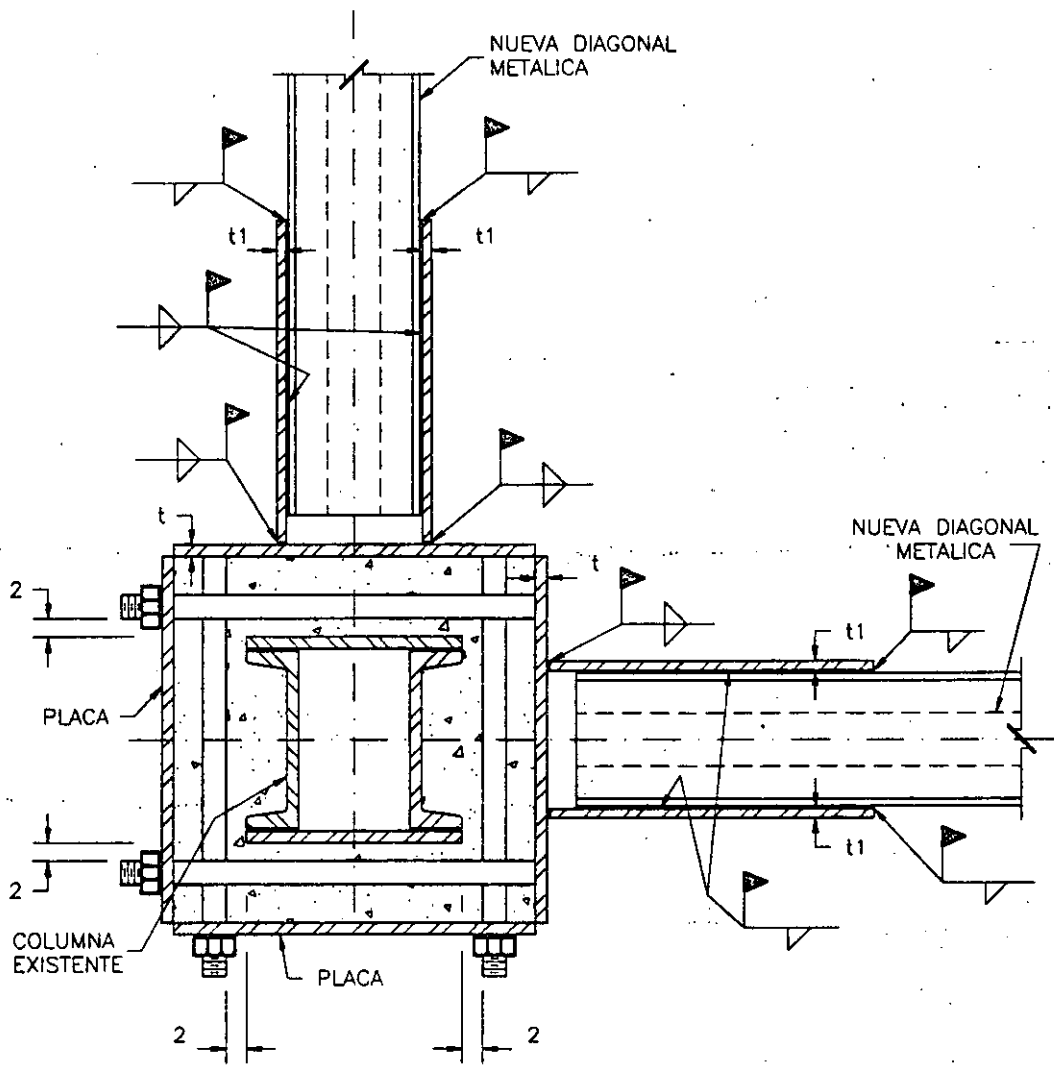


C O R T E M - M
RECUBRIMIENTO ARMADO PARA
REFUERZO DE MAMPOSTERIA

- 1).- CAPA DE MORTERO LANZADA CONTRA EL MURO DE MAMPOSTERIA.
- 2).- MALLA ELECTROSOLDADA ó VARILLAS PARA ARMADO DE LOS APLANADOS.
- 3).- "GRAPA" PARA SUJETAR LAS DOS MALLAS, COLOCADA A TRAVES DE "CAJAS" O PERFORACIONES HECHAS EN EL PROPIO MURO, Y QUE A LA VEZ SERVIRAN COMO CONECTORES. (ESPACIADA 80 cm. Ⓢ MAX.)
- 4).- VARILLAS ANCLADAS A EL ELEMENTO ESTRUCTURAL EXISTENTE PARA TRASLAPARSE CON LA MALLA.
- 5).- LAS DOS CAPAS DE MORTERO $f'c=100 \text{ Kg/cm}^2$ MINIMO DEBERAN REMATARSE EN SU EXTREMO SUPERIOR HORIZONTAL Y EN SUS EXTREMOS VERTICALES, CONTRA LA ESTRUCTURA EXISTENTE, Y DE PREFERENCIA INTEGRANDO EL ARMADO A DALAS Y CASTILLOS DEL PROPIA.



PREPARACION PARA RECIBIR
DIAGONAL METALICA (CONTRAVENTEO)
E L E V A C I O N



C O R T E A - A
P L A N T A

BIBLIOGRAFIA

1. "Repair and Strengthening of Reinforced Concrete, Stone and Brick-Masonry Buildings". Proc. Building Construction Under Seismic Conditions in the Balkan Region, Vol. 5, United Nations Development Programme, Vienna 1983.
2. Hernández B, O. "Procedimientos de Reparación de Estructuras Dañadas por Sismo" (primera etapa). Departamento del Distrito Federal. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica. México, D.F., Abril 1981.
3. Pinkham, C.W, y Hart, G.C. "A Methodology for Seismic Evaluation of Existing Multistory Residential Buildings". Department of Housing and Urban Development. Office of Policy Development & Research. Junio 1977.
4. Hirosawa, M. et al. "Analysis on Damage of the Kurayoshi Higashi City Office Building During the Tottori Earthquake of 1983". Building Research Institute, Japón, Diciembre 1984.
5. Hirosawa, M. et al. "Analysis on Damage of the Namioka Town Hospital Building During the 1983 Nihonkai-Chubu Earthquake and Retrofit Design of the Building". Building Research Institute, Japón, Agosto 1985.
6. Loera, S. "Manual para Evaluar Daños Causados por Sismos en Edificios de Concreto Reforzado", Departamento del Distrito Federal, México, Marzo 1982.
7. Mendoza, C.J. "Manual para Evaluar Daños causados por Sismos en Estructuras de Mampostería". Departamento del Distrito Federal, México, Mayo 1982.
8. Petrovski, J. "Metodología y Procedimientos para la Evaluación de Daños Producidos por Terremotos". Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Yugoslavia, 1983.
9. Okada, T. "Standard for Evaluation of Seismic Capacity of Existing Reinforced Concrete Building". Japan Building Disaster Prevention Association. Tokio, 1977.
10. Iglesias, J. (UAM Atzacapotzalco-México) 1987. Estudio de las Intensidades del Sismo del 19 de Septiembre en México, D.F.
11. McKenzie, G.H.F., et al. "Guidelines and Procedures for Strengthening of Buildings" Procc. 8 WCEE, Vol. 1, San Francisco, E.U.A. 1984.
12. Kahn, L. F. "Shotcrete Retrofit for Unreinforced Brick Masonry" Proc. 8WCEE, Vol. 1, San Francisco, E.U.A. 1984.
13. Hutchison, D.L. et al. "Laboratory Testing of a Variety of Strengthening Solutions for Brick Masonry Wall Panels". Proc. 8WCEE, Vol. 1, San Francisco, E.U.A., 1984.
14. Giangreco, E. et al. "Stress Analysis and Strengthening Techniques of Masonry Buildings" Proc. 8WCEE, Vol. 1, San Francisco, E.U.A. 1984.
15. Takaki, M. y Ikeda, A. "Evaluation & Strengthening of a Existing Reinforced Concrete School Building" Procc. 8WCEE, Vol. 1, San Francisco, E.U.A. 1984.
16. Kawabata, S. et al. "A Case Study of Seismic Strengthening of Existing Reinforced Concrete Buildings in Shizuka Prefecture, Japan", Proc. 8WCEE, Vol. 1, San Francisco E.U.A. 1984.

17. Endo, T. et al. "Practice of Seismic Retrofit of Existing Concrete Structures in Japan" Proc. 8WCEE, Vol. 1, San Francisco, E.U.A. 1984.
18. Higashi, Y. et al. "experimental Studies on Retrofitting of Reinforced Concrete Buildings Frames" Proc. 8WCEE. Vol. 1, San Francisco, E.U.A. 1984.
19. Yüzügüllü, O. "Bolted Connections for Precast R:C: Panels Used for Repair and/or Strengthening" Proc. 8WCEE, Vol. 1 San Francisco, E.U.A., 1984.
20. Van Gemert, D:A: "Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Plates by Epoxy-Bonded Steel Plates" Proc. 8WCEE Vol. 1, San Francisco, E.U.A. 1984.
21. Alcocer, S.M., & J:O. Jirsa 1991. Reinforced Concrete Frame Connections Rehabilitated by Jacketing. PMFSEL Report No. 91-1, Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, The University of Texas at Austin.
22. Jirsa, J.O. 1987. Repair of damaged buildings - Mexico City. Proc. Pacific Conference on Earthquake Engineering: 1, 25-34, New Zealand.
23. Rosenblueth, E., & R. Meli 1986. The 1985 earthquake: Causes and effects in Mexico City. Concrete International: 8(5), 23-34
24. Altin, S. 1990. Strengthening of R/C frames with R/C infills. Ph. D. thesis, Middle East Technical University, Ankara, Turkey.
25. Ersoy, U. and Tankut, T. 1991. Jacketed columns subjected to combined axial load and reversed cyclic bending. 6. Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, Canada: 631-638.
26. Tankut, T. and Ersoy, U. 1991. Behavior of repaired/strengthened R/C structural members. American Concrete Institute Special Publication SP-128, Detroit, Michigan: 1257.1276.
27. Badoux, M. 1987. Seismic retrofitting of reinforced concrete structures with steel bracing systems. Ph. D. Dissertation. The University of Texas at Austin. Austin, Texas, USA.
28. Bass, R., Carrasquillo, R. and Jirsa, J:O. 1989. Shear transfer across new and existing concrete interfaces. ACI Structural Journal Vol. 86. No. 4, July-August: 383.393.
29. Bush, T., Jones, E. & Jirsa, J:O. 1991. Behavior of RC frame strengthened using structural steel bracing: ASCE Structural Journal Vol. 117, No. 4:1117.1128.
30. Gaynor, P. 1988. The effect of openings on the cyclic behavior of reinforced concrete infilled shear walls. M.Sc. Thesis. The University of Texas at Austin. Austin, Texas, USA.
31. Tomazevic, M., Sheppard, P. (1982) The strengthening of stone-masonry buildings for revitalization in seismic regions, 7th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 5, Athens, pp. 275-282.
32. Tomazevic, M., Weiss, P., Velechovsky, T. and Apih, V. (1991) The strengthening of stone masonry walls with grouting. Structural Repair and Maintenance of Historical Buildings II, Vol. 2: Dynamics, Stabilisation and Restoration, Computational Mechanics Publication, Southampton, Boston, pp. 215-225.



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

COMPORTAMIENTO DE MATERIALES Y ELEMENTOS

MODELOS ANALITICOS / MATEMATICOS DE EDIFICIOS

M. EN I. JOSE LUIS TRIGOS

**Profesor, Facultad de Ingeniería, UNAM
Ingeniero Civil, Consultor
Apartado 74 - 171, México D. F. 09080
(525) 689 - 6888 FAX 689 - 6639**

MEXICO

FI UNAM DEC DISEÑO SISMICO EDIFICIOS JL TRIGOS COMPORTAMIENTO MATERIALES Y ELEMENTOS 1/8

COMPORTAMIENTO DE MATERIALES

PROPIEDADES CUASIESTATICAS.

PROPIEDADES DINAMICAS.

ACERO ESTRUCTURAL

CONCRETO REFORZADO.

MAMPOSTERIA.

MADERA.

SUELOS.

ELECCION DE MATERIALES ESTRUCTURALES.

PROPIEDADES CUASIESTATICAS

CURVAS ESFUERZO · DEFORMACION UNITARIA.

- . **RESISTENCIA.**
 COMPORTAMIENTO ELASTICO
- . **RIGIDEZ.**
- . **RESILIENCIA.**
 COMPORTAMIENTO INELASTICO
- . **DUCTILIDAD.**

ACCIONES MECANICAS.

- . **FUERZA AXIAL.**
- . **FUERZA CORTANTE.**
- . **MOMENTO FLEXIONANTE.**
- . **MOMENTO TORSIONANTE.**
- . **COMBINACIONES.**

PROPIEDADES DINAMICAS

EFFECTOS DE FATIGA.

EFFECTOS DE CHOQUE E IMPACTO.

PROPIEDADES DE AMORTIGUAMIENTO.

. AMORTIGUAMIENTO VISCOSO.

. AMORTIGUAMIENTO HISTERETICO.

. AMORTIGUAMIENTO DE COULOMB.

COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS

FUERZAS AXIALES.

FUERZAS CORTANTES.

MOMENTOS FLEXIONANTES.

MOMENTOS TORSIONANTES.

ACERO ESTRUCTURAL

COMPORTAMIENTO.

CARGA AXIAL.

FLEXION.

FLEXOCOMPRESION.

CONEXIONES.

EFFECTOS DE CARGAS REPETIDAS.

CONCRETO REFORZADO

COMPORTAMIENTO.

CARGA AXIAL.

FLEXION.

FLEXOCOMPRESION.

CORTANTE.

CONEXIONES.

EFFECTOS DE CARGAS REPETIDAS.

MAMPOSTERIA

COMPORTAMIENTO.

. PIEZAS.

. MORTEROS.

. ACERO DE REFUERZO.

. MAMPOSTERIA.

ENSAYES DE PILAS.

ENSAYES DE MUROS.

ELECCION DE MATERIALES ESTRUCTURALES

ALTA DUCTILIDAD.

ALTA RELACION RESISTENCIA / PESO.

HOMOGENEIDAD.

ORTOTROPIA.

FACILIDAD PARA HACER CONEXIONES DE RESISTENCIA PLENA.

MODELOS ANALITICOS / MATEMATICOS DE EDIFICIOS

INFORMACION BASICA.

INTERACCION CON OTRAS DISCIPLINAS.

ESTRUCTURACION.

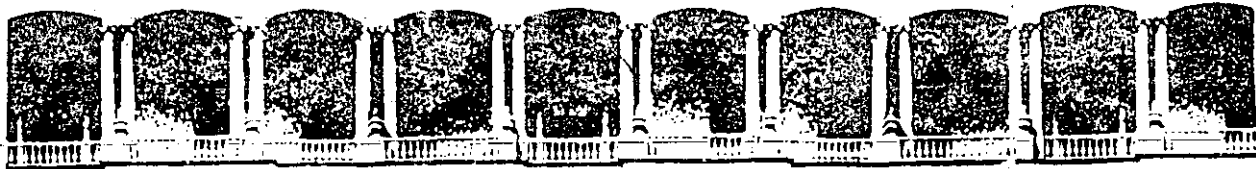
PROPIEDADES GEOMETRICAS Y MECANICAS.

CONDICIONES Y COMBINACIONES DE CARGA.

MODELOS ANALITICOS.

MODELOS MATEMATICOS.

APLICACIONES



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

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

MODULO III: DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

**COMPORTAMIENTO DE MATERIALES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES ANTE
CARGAS REPETIDAS**

DR. ROBERTO MELI PIRALLA

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

TEMA 1: COMPORTAMIENTO DE MATERIALES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES ANTE CARGAS REPETIDAS (Texto: Capítulo 13 de la Ref. 1 pp 381 a 422)

1. *Características que definen la respuesta sísmica*

La respuesta sísmica de una estructura depende de sus características carga-deformación ante cargas dinámicas alternadas.

La filosofía implícita en los reglamentos de diseño admite que las estructuras sobrepasen el intervalo de comportamiento elástico bajo el efecto del sismo de diseño. Interesa por tanto el comportamiento hasta la ruptura.

La respuesta de la estructura completa depende de la de los elementos que la componen y esta de la de las secciones y de los materiales. Es necesario entonces conocer las relaciones esfuerzo-deformación de los principales materiales y elementos estructurales.

Una relación carga-deformación típica ante carga monótonicamente creciente se muestra en la fig 1. Los parámetros de la curva que interesan son rigidez, resistencia y ductilidad. De la rigidez dependen no solo las deformaciones que va a presentar la estructura bajo una acción dada, sino también la magnitud de la acción sísmica que esta va a tener que soportar. De la ductilidad depende esencialmente la capacidad de disipar la energía del sismo. Para muchos materiales es válida una idealización elastoplástica de la relación carga-deformación.

El factor de ductilidad Δ_u / Δ_y es la medida más común de la ductilidad; un material frágil tiene factor de ductilidad cercano a uno, como por ejemplo el concreto no reforzado sujeto a tensión; el acero de grado estructural puede alcanzar factores de ductilidad superiores a 20.

La ductilidad de una estructura en su conjunto es generalmente mucho menor que la ductilidad local que puede desarrollar una sección: depende del número de secciones que entran en fluencia antes del colapso de la estructura,

fig 2. Para el comportamiento sísmico de una estructura interesa su ductilidad global; para lograr un factor de ductilidad global alto se requiere que las secciones individuales tengan ductilidades grandes y que en el mecanismo de colapso de la estructura intervenga el mayor número posible de articulaciones plásticas.

Ante repeticiones de cargas alternadas la relación carga-deformación se modifica en forma más importante mientras más se sobrepase el intervalo "Elastico" de comportamiento, fig 3b. Las curvas descendentes (de descarga) difieren cada vez más de las de carga y se forman "lazos" o ciclos histeréticos. La respuesta sísmica depende fundamentalmente del área incluida en los lazos histeréticos que define la energía disipada por la estructura y por tanto su amortiguamiento histerético, fig 4.

En algunos materiales y en ciertos elementos estructurales las curvas histeréticas se asemejan a las de un comportamiento *elastoplástico* perfecto, fig 3c, en los que la curva para el primer ciclo de carga se mantiene aproximadamente constante ante repeticiones de ciclos y se tiene una gran capacidad de disipación de energía a través de ciclos histeréticos estables.

Otros materiales dan lugar también a ciclos histeréticos estables pero con una forma radicalmente distinta a la del primer ciclo y que incluye un área mucho menor que la que se tiene en un comportamiento *elastoplástico*, fig 3d; finalmente en otros casos se tiene un deterioro progresivo de rigidez y resistencia, fig 3e, que representa un daño irreversible en la estructura y una reducción progresiva de su capacidad de absorción de energía.

Se han propuesto diversos modelos teóricos del comportamiento histerético, los cuales se emplean para estudiar el comportamiento dinámico no lineal de estructuras (Masing, Ramberg-Osgood, Trilinear, etc).

El comportamiento sísmico en el intervalo inelástico depende esencialmente de las características de los ciclos histeréticos, el parámetro *ductilidad* no es suficiente para definir el comportamiento sísmico ya que a un mismo factor de ductilidad pueden corresponder capacidades muy distintas de disipación de energía.

Comportamiento ante cargas dinámicas y estáticas: La mayoría de los estudios sobre el comportamiento inelástico de estructuras se han realizado con ensayos ante pocos ciclos de carga estática alternadas. Se ha considerado siempre que esto es conservador con respecto al comportamiento ante cargas dinámicas, aunque hay algunos casos en que parece no ser así.

2. Comportamiento de materiales (medido en especímenes estándar)

a) Concreto simple (ref 2 pp 65 a 150)

La curva $\sigma-\epsilon$ en compresión y tensión, fig 5, muestra un comportamiento frágil en ambos casos. Las deformaciones de falla son pequeñas. El microagrietamiento causa desviaciones de la linealidad a partir de $0.4 f'_c$ y produce deformaciones irreversibles.

Efecto de la velocidad de carga, fig 6. Aumenta la resistencia y la rigidez, pero disminuye las deformaciones de falla, y vuelve más frágil el comportamiento.

Efecto del confinamiento en el concreto (ver ref 3 pp 20 a 30). Al aumentar el esfuerzo de confinamiento aumentan tanto la resistencia como la capacidad de deformación, fig 7; los resultados de ensayos de compresión triaxial son extrapolables para el estudio del efecto del confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal. La diferencia de eficacia de un zuncho espiral y de estribos se muestra en la fig 7b. Con espiral puede incrementarse resistencia y ductilidad; con estribos solo ductilidad, pero en forma mucho menor que con espiral.

Efecto de la repetición de carga, fig 8. Para repeticiones esfuerzos altos de compresión el concreto no confinado se deteriora rápidamente.

b) Acero estructural, de refuerzo y de presfuerzo (ref 4 pp 42 a 64)

La curva esfuerzo-deformación del acero depende de su composición química y del tratamiento a que haya sido sometido. El módulo de elasticidad es cons

tante. El esfuerzo de fluencia (real o aparente) aumenta con el contenido de carbono y puede incrementarse por una reducción de área o por torcido efectuado en frío, fig 9. La meseta de fluencia se pierde a medida que aumenta f_y y si se trabaja en frío. La relación f_u/f_y y la ϵ_u disminuyen al aumentar f_y . Los factores de ductilidad son siempre grandes, exceden de 10 aún para los aceros menos dúctiles.

El efecto de la velocidad de carga en la resistencia y en la ductilidad es poco importante.

Ante el efecto de cargas alternadas que exceden la fluencia, el límite de proporcionalidad se reduce y la σ - ϵ se hace más redondeada (efecto de Bauschinger); los ciclos son muy estables y no muestran deterioro (fig 10).

c) Otros materiales

En los metales el comportamiento es cualitativamente como el del acero.

En la mampostería varía mucho según los materiales que la compongan (piezas y morteros). La fig 11 muestra algunas curvas típicas para mampostería, ref 5. El comportamiento en general muy frágil, especialmente cuando se emplean materiales de alta resistencia. El comportamiento ante cargas alternadas muestra un deterioro total a menos que se cuente con un refuerzo adecuado.

Las propiedades de la madera varían según la especie, la densidad, el contenido de humedad y son muy sensibles a la velocidad de aplicación de la carga, fig 12. El modo de falla del material es muy frágil aunque las estructuras de madera pueden tener alta disipación de energía si se detallan adecuadamente las uniones (ver capítulo correspondiente).

3. Comportamiento de elementos estructurales

3.1 Vigas y columnas de concreto reforzado (ver ref 3 pp 195 a 169)

a) Flexión: La relación momento-curvatura de secciones de concreto

reforzado se obtiene a partir de las hipótesis básicas del comportamiento del concreto en flexocompresión. Las curvas de la fig 13 muestran la influencia en la resistencia y la ductilidad de las cuantías de acero de tensión y compresión en su relación con la cuantía balanceada. Se concluye que si la cuantía de refuerzo de tensión es muy inferior a la balanceada se obtienen grandes ductilidades (comparables a las del acero). El refuerzo de compresión es de gran ayuda en incrementar la ductilidad. El efecto del refuerzo transversal en la relación momento curvatura de vigas se ve en la fig 14. El confinamiento que esto proporciona aumenta la ductilidad cuando la falla es cercana a la balanceada.

b) *Flexocompresión:* La relación momento curvatura puede calcularse con el mismo procedimiento que para elementos en flexión. La ductilidad depende del nivel de carga axial (fig 15). Para falla de compresión la ductilidad es casi nula a menos que se cuente con confinamiento importante, fig 16. Para falla de tensión se tiene cierta ductilidad, pero solo para cargas axiales muy pequeñas esta es importante.

c) *Efecto de cargas repetidas en elementos en flexocompresión:* En flexión simple y con cuantías bajas de acero el comportamiento es cualitativamente como el del acero: gran ductilidad y poco deterioro. Puede predecirse con buena aproximación empleando las hipótesis para concreto en flexocompresión. El deterioro ocurre solo para deformaciones muy altas debido al pandeo del acero de compresión. La degradación es mucho mayor cuando hay esfuerzos cortantes altos en las secciones críticas (articulaciones plásticas) o también cuando hay posibilidad de deslizamiento de las barras por adherencia, ver fig 17. Importantes estudios al respecto han sido realizados en Berkeley (ref 6), y en Nueva Zelanda. Se recomiendan estribos poco espaciados para evitar pandeo de barras y para confinar el concreto, altas cuantías de acero de compresión y despreciar la contribución del concreto a la resistencia en cortante. En el tema de estructuras de concreto se tratará con mayor detalle este punto.

Cuando hay cargas axiales importantes la ductilidad es baja y el deterioro ante repetición de cargas es importante, fig 17c.

d) *Contante, torsión y adherencia.* El modo de falla ante cortante y torsión es netamente frágil; aún cuando exista refuerzo transversal se gana poca ductilidad y el deterioro es muy rápido. Algo similar es el comportamiento cuando hay problemas de adherencia. Por tanto deben tomarse factores de seguridad mayores contra estos efectos que contra flexión.

3.2 *Elementos de concreto presforzado* (ver ref 7 pp 49 a 81)

Su comportamiento no difiere mucho del reforzado: pueden alcanzarse las mismas ductilidades siempre que la cuantía de refuerzo sea baja ($q \approx 0.2$) y el nivel de carga vertical también. El admitir que ante el sismo de diseño fluya el acero de presfuerzo es debatible, porque si fluye se pierde el presfuerzo y es difícil restaurarlo.

Ante cargas repetidas el comportamiento es distinto: fig 18; se tiene mucho menos disipación de energía; por tanto para resistir un mismo sismo se requiere mayor resistencia o mayor deformación inelástica que en concreto reforzado, fig 19.

El empleo de elementos continuos presforzados es poco usual.

3.3 *Elementos de acero estructural* (ver ref 8 pp 125 a 159)

El comportamiento en flexión es sumamente dúctil, pero la ductilidad puede verse afectada por pandeo local o pandeo lateral después de la fluencia, fig 20. El efecto de Bauschinger suaviza el acero y lo hace más propenso al pandeo. Hay que restringir las dimensiones de las secciones para asegurar la plastificación total sin que ocurra pandeo o colocar atiesadores poco espaciados. Secciones compactas. En columnas la capacidad de rotación es muy reducida. La práctica recomendable es sobrediseñar las columnas de manera que las articulaciones plásticas se formen en las vigas.

Ante cargas alternadas los ciclos son muy estables (si no hay problemas de pandeo) y hay gran disipación de energía, fig 21.

Hay que tener cuidado con las uniones: deben sobrediseñarse porque normalmente son menos dúctiles que las secciones de las vigas.

3.4 Muros

Son elementos que proporcionan gran rigidez a las estructuras y frecuentemente se requieren en edificios de mediana o gran altura para limitar las deflexiones a valores admisibles.

a) *Muros de concreto* (ver ref 3 pp 610 a 660). Su comportamiento depende esencialmente de su relación altura a longitud H/L (o más correctamente de $\frac{M}{VL}$). Usualmente $H/L > 2$ y son por lo tanto elementos de flexión con bajos niveles de carga axial. Se comportan como vigas; mucha ductilidad, fig 22. Ante cargas alternadas su absorción de energía es alta y su deterioro bajo si rige flexión, fig 23. Si rige cortante mucho deterioro, fig 24. En muros bajos rige cortante casi siempre y la falla es poco dúctil y hay mucho deterioro. Problemas en las vigas que acoplan los muros entre sí o con marcos (se verán con más detalle en el tema de Estructuras de Concreto).

b) *Muros de mampostería*: (ver ref 9). Son elementos rígidos y frágiles; aceptan muy poca deformación lateral. Requieren de confinamiento y/o refuerzo para tener cierta ductilidad, fig 25. Tienen mucho deterioro especialmente si las piezas son huecas. Pueden diseñarse para que rija flexión, entonces el comportamiento puede ser mucho más favorable.

REFERENCIAS

1. N M Newmark y E Rosenblueth "Fundamentals of Earthquake Engineering" Prentice Hall, 1971
2. A M Neville "Properties of Hardend Concrete" en *Reinforced Concrete Engineering*, editado por B Bresler. Vol 1, Cap 3, J Wiley, 1974
3. R Parks y T Paulay "Reinforced Concrete Structures" J Wiley, 1975
4. J F McDermott "Reinforcing Steel" en *Reinforced Concrete Engineering* Vol 1 Cap 2 editado por B Bresler, J Wiley, 1974
5. R Mali y A Payer "Propiedades Mecánicas de la Mampostería" Instituto de Ingeniería, Informe No. 288 (Jul 1971)
6. V V Bertero y E P Popov "Hysteretic Behavior of Ductile Moment-Resisting Reinforced Concrete Frame Components" Report No EERC 75-16 Univ of California, Berkeley, 1975
7. R W G Blakeley "Prestressed Concrete Design" en *Structural Design for Earthquakes*, publicado por Centre for Continuing Education, The University of Auckland N. Zeland 1972
8. G W Butcher "Steel Design" en *Structural Design for Earthquakes*, publicado por Centre for Continuing Education, Univ of Auckland, N Z 1972
9. R Mali "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", Instituto de Ingeniería, Informe No. 352 Abr 1975

REFERENCIAS ADICIONALES

J A Blume, N M Newmark y L H Corning "Design of Multistory Reinforced Concrete Building for Earthquake Motions" Portland Cement Association, 1961

D J Dowrick "Earthquake Resistant Design", J Wiley, 1977

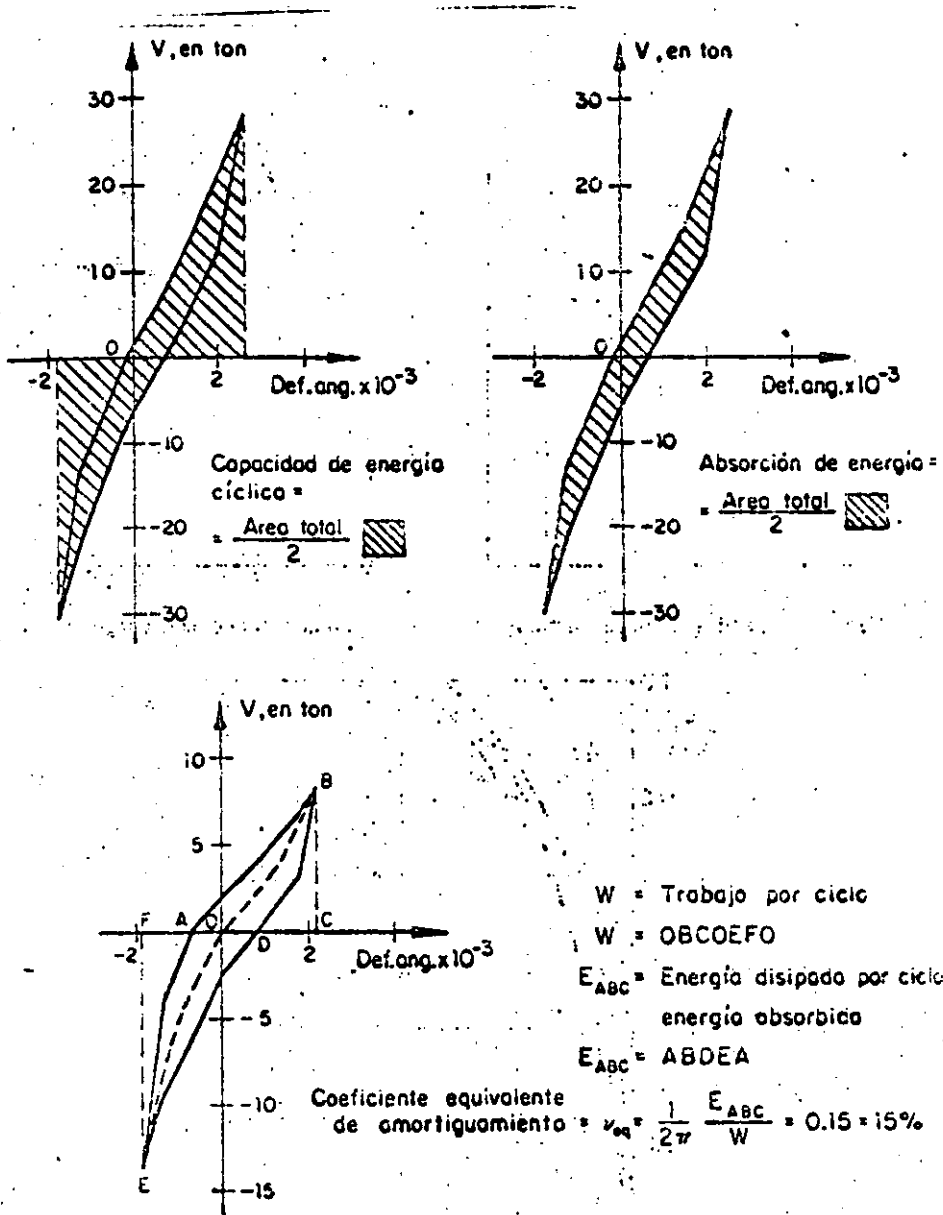
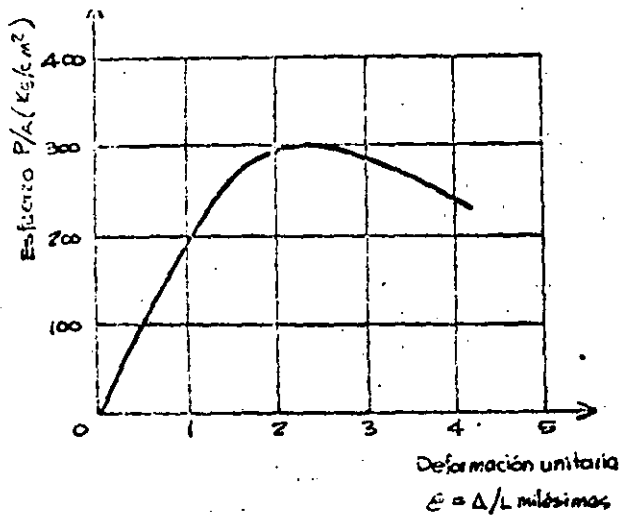
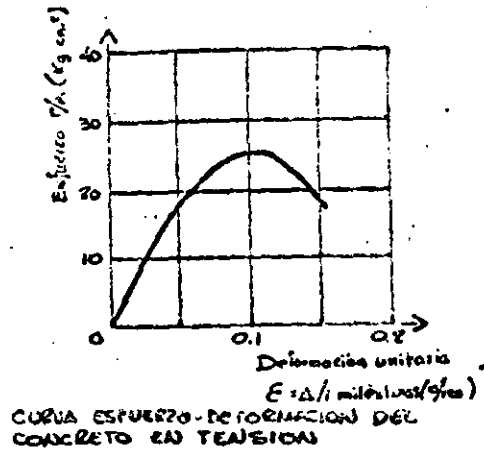


Fig 4 Definición de términos relacionados con la capacidad de disipación de energía



CURVA ESFUERZO-DEFORMACION DEL CONCRETO EN COMPRESION



CURVA ESFUERZO-DEFORMACION DEL CONCRETO EN TENSION

Fig 5 Curvas esfuerzo deformación del concreto simple

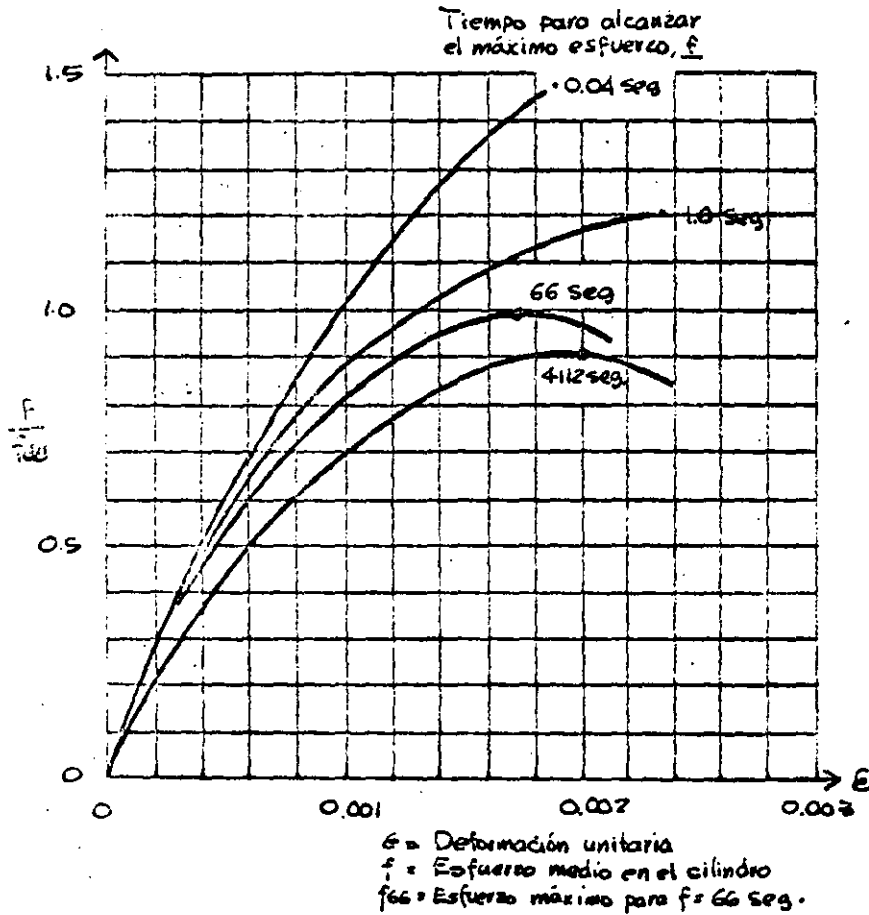
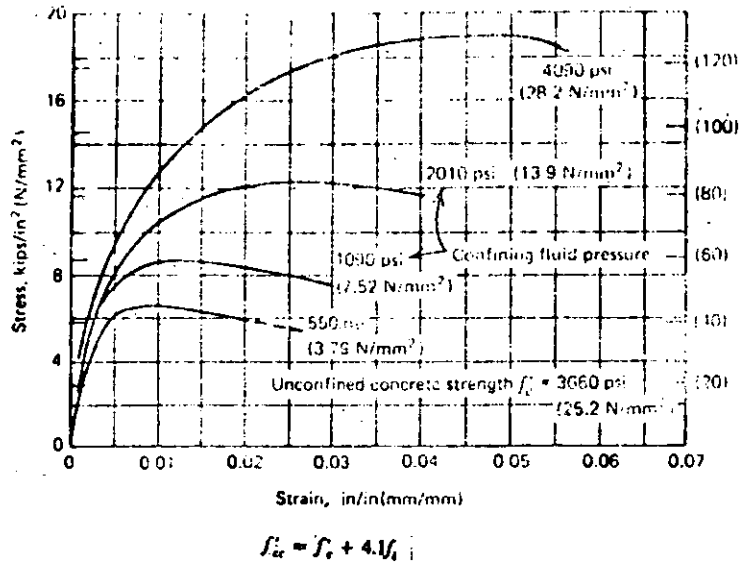
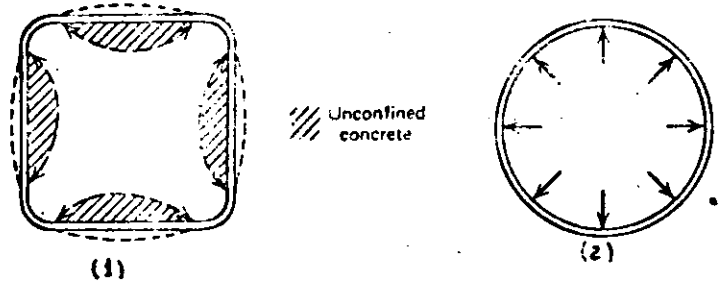


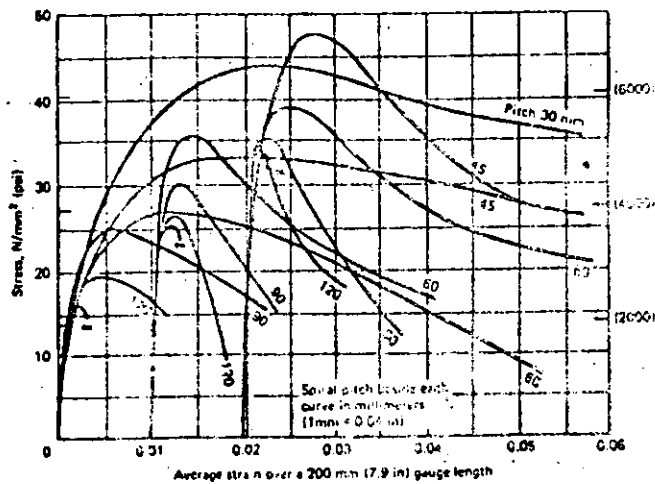
Fig 6 EFECTO DE LA VELOCIDAD DE CARGA (Hatanó²¹)



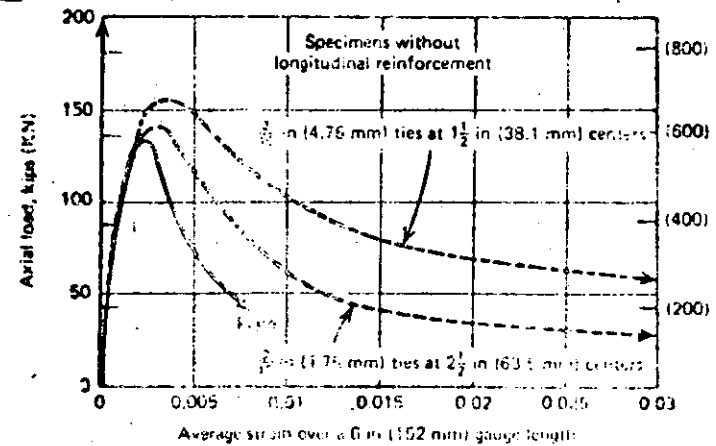
a) Resultados de ensayos a compresión triaxial



b) Confinamiento proporcionado por estribos (1) y por hélices (2)



c) Curvas esfuerzo deformación de cilindros de concreto reforzados con hélices 6.5 mm de diámetro, de acero grado estructural y distintos espaciamientos



d) Curvas esfuerzo deformación de prismas de concreto con diversos contenidos de estribos

Fig-7 -- Efecto del confinamiento en la curva esfuerzo deformación del concreto

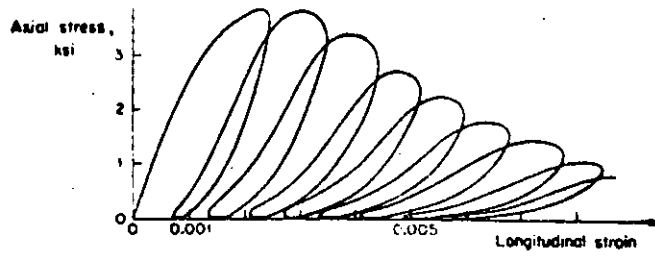


Fig 8 Efecto de la repetición de esfuerzos de compresión en el concreto simple

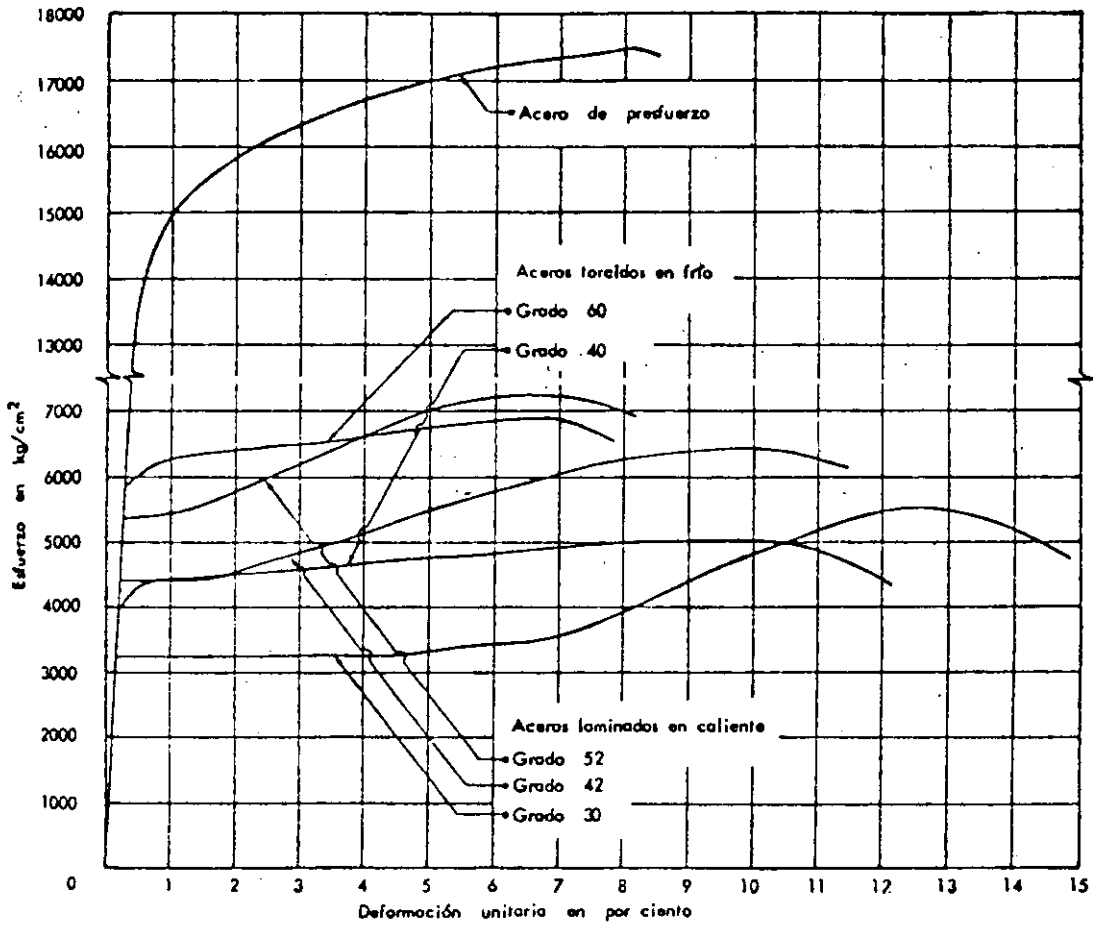


Fig 9 Curvas típicas esfuerzo-deformación para distintos tipos de acero de refuerzo

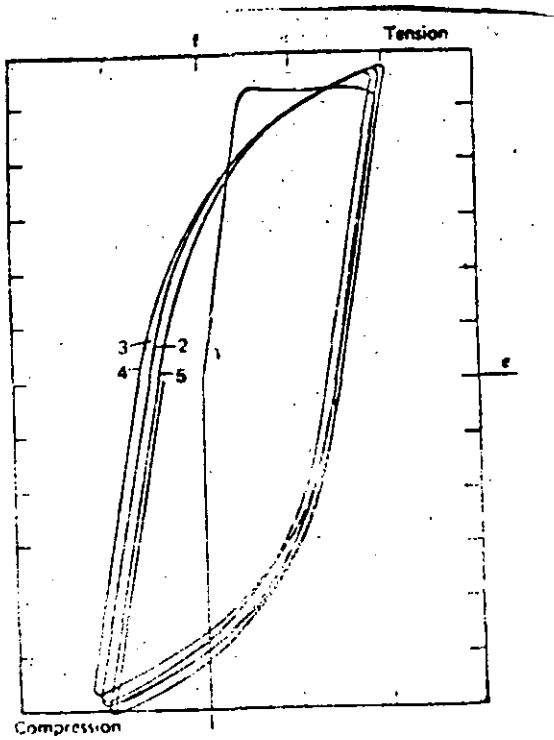


Fig 10 Ciclos histeréticos en una barra de refuerzo

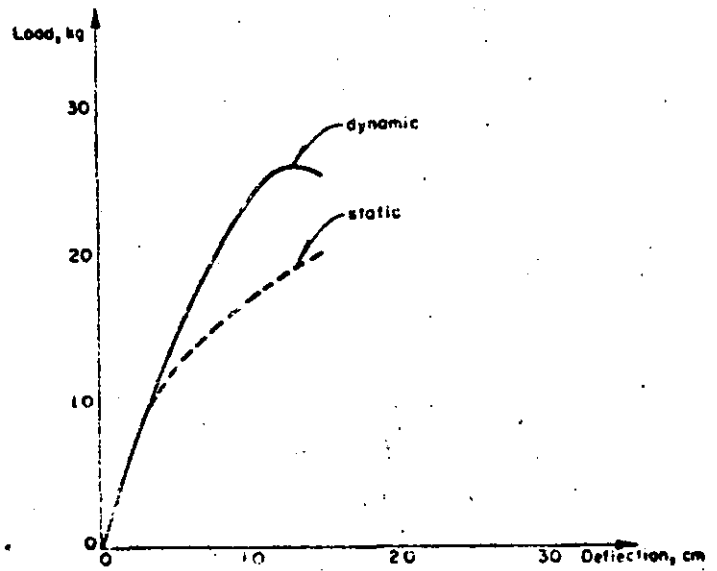


Fig 12 Curvas carga-deformación estática y dinámica para la madera

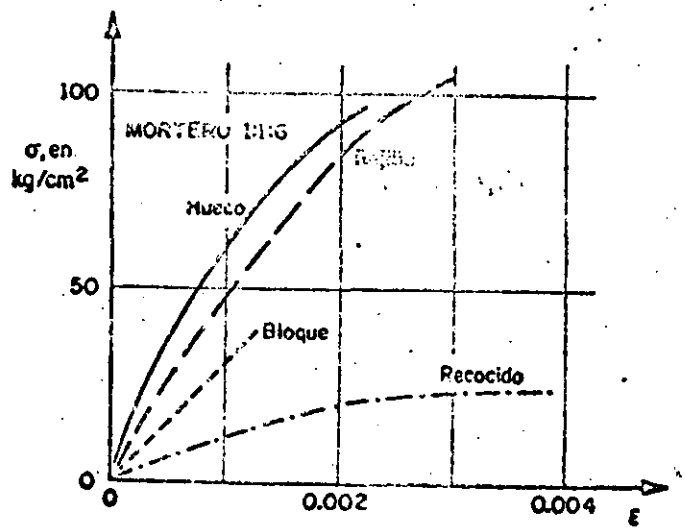
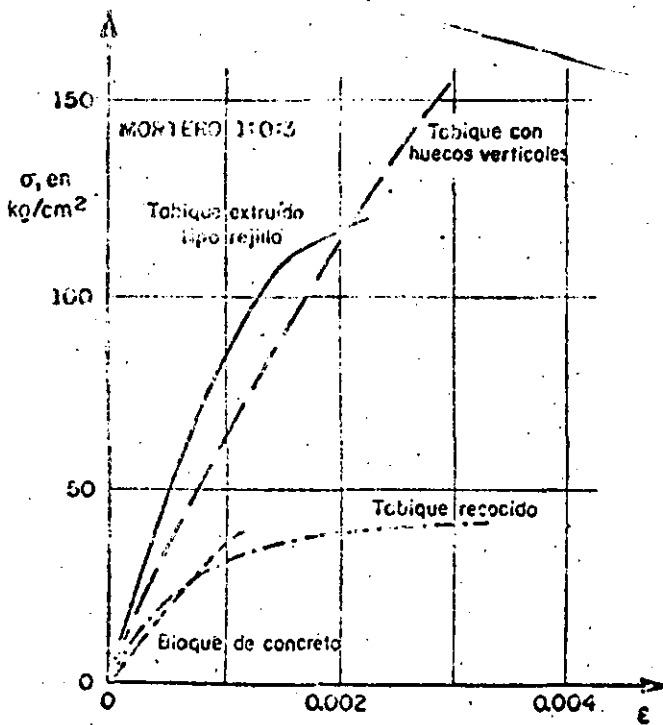


Fig 11 Curvas carga-deformación para mampostería en compresión

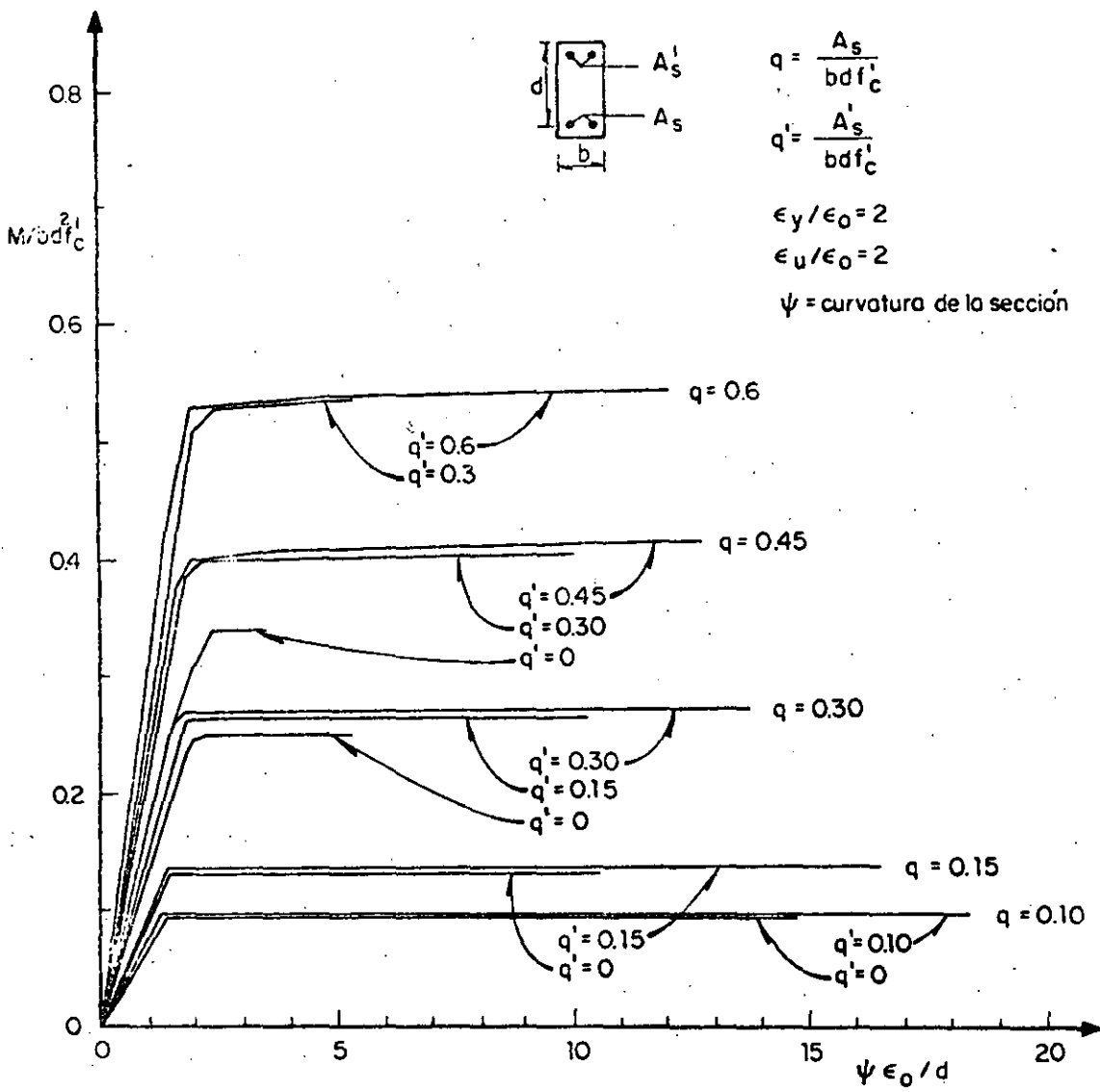
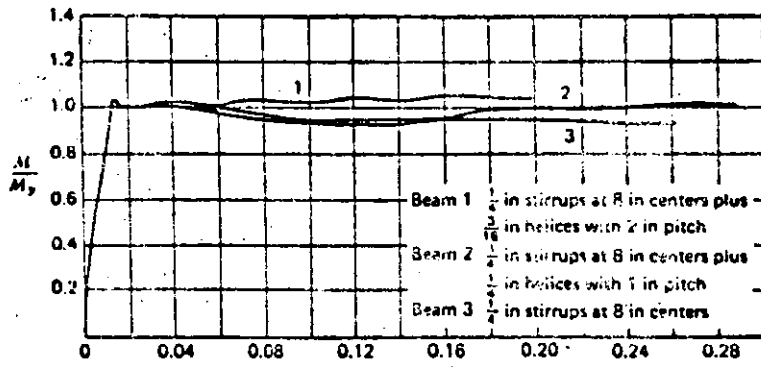
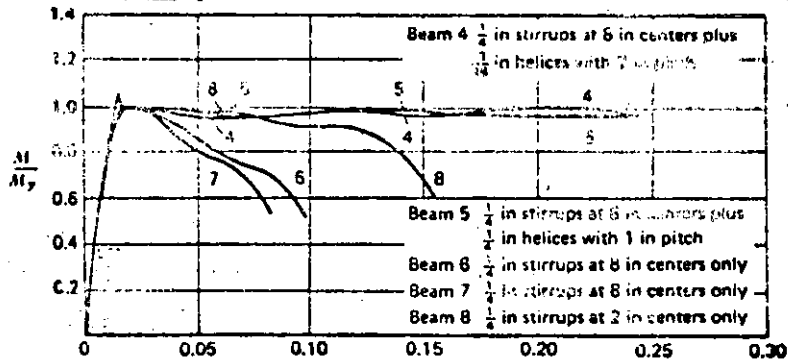


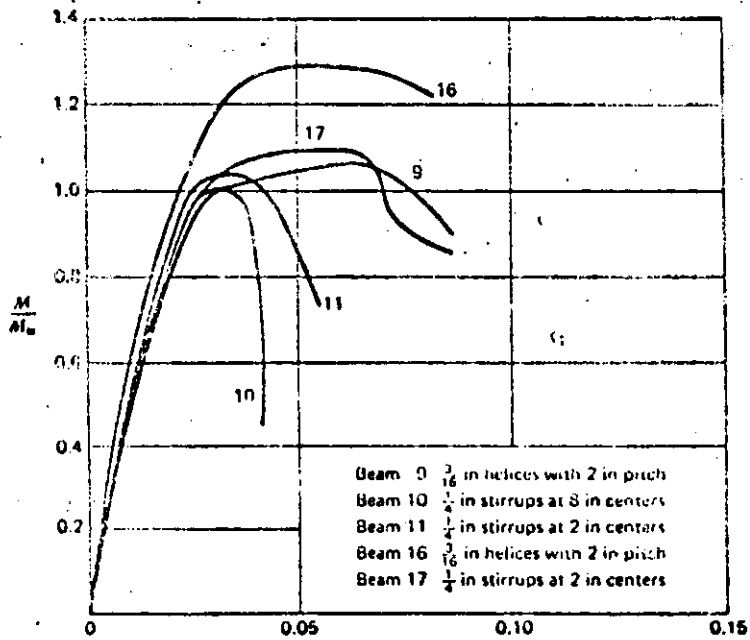
Fig 13 Relaciones Momento-Curvatura para secciones de concreto reforzado sujetas a flexión



a) Vigas subreforzadas

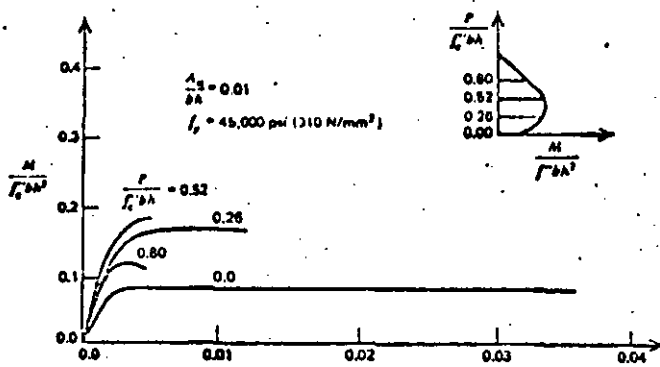


b) Vigas con falla balanceada

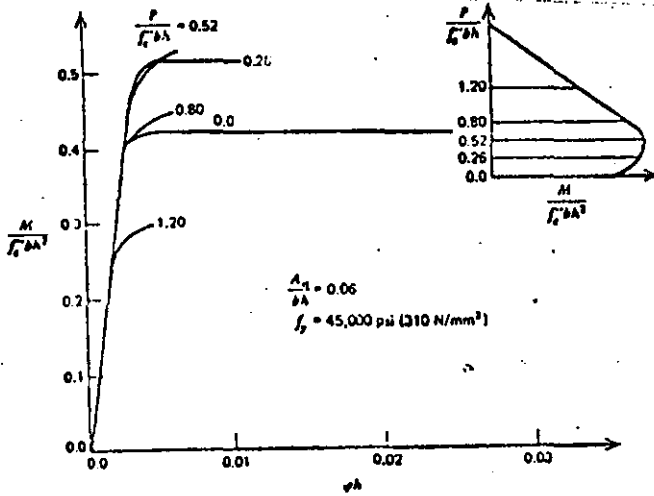


c) Vigas sobreforzadas

Fig 14 Efecto del refuerzo transversal en la relación momento-curvatura de concreto reforzado sujeto a flexión



a) Columna con baja cuantía de refuerzo



b) Columna con alta cuantía de refuerzo

Fig 15 Relaciones momento-curvatura de secciones de concreto sujetas a flexocompresión

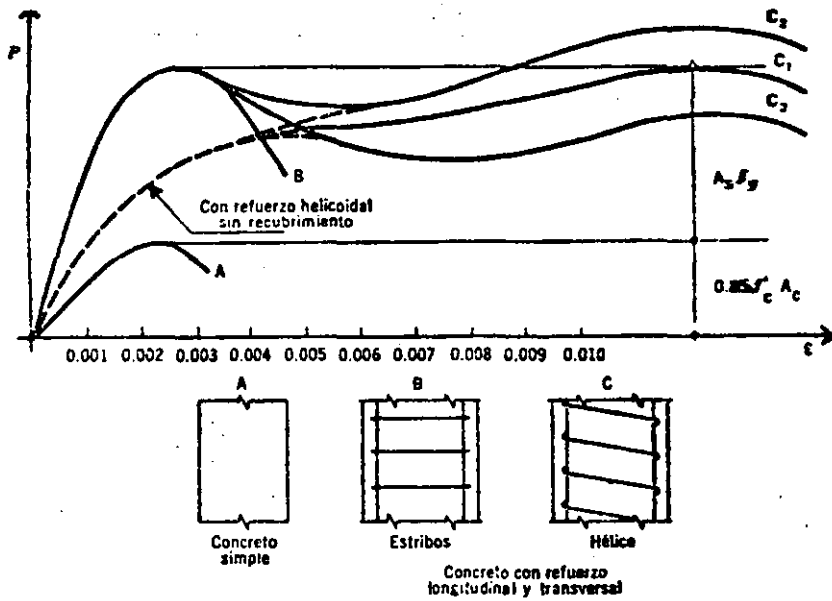
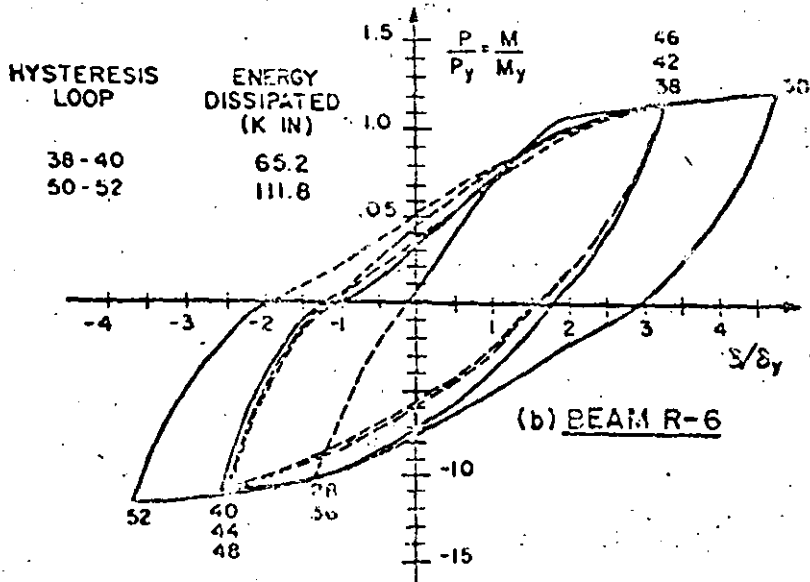
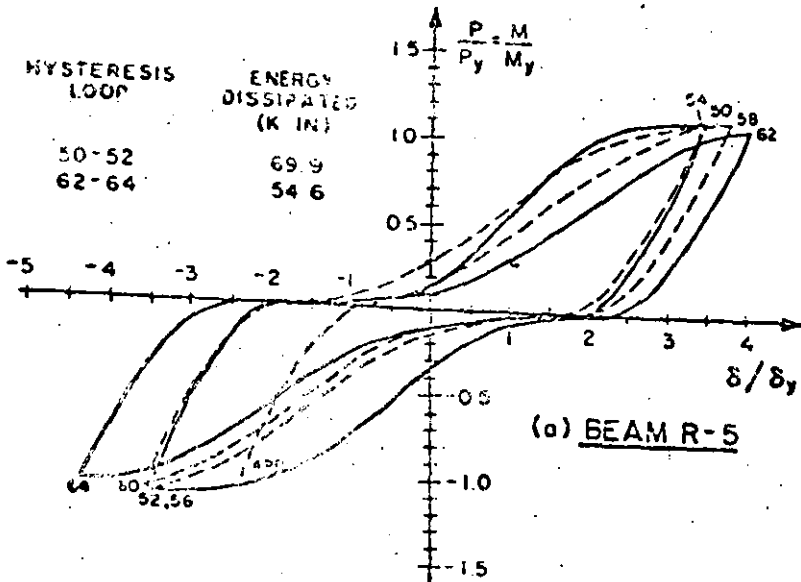


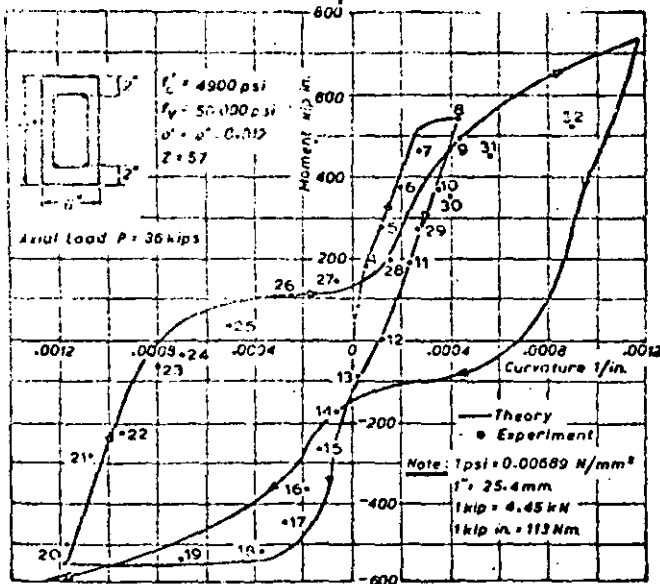
Fig 16 Efecto de confinamiento en la ductilidad de columnas



a) Falla por flexión con esfuerzos cortantes bajos

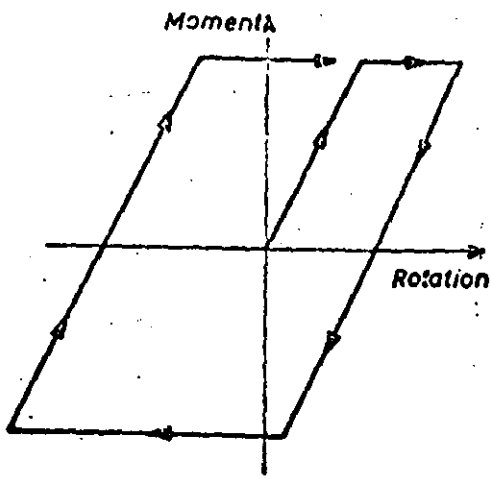


b) Falla por flexión con esfuerzos cortantes altos

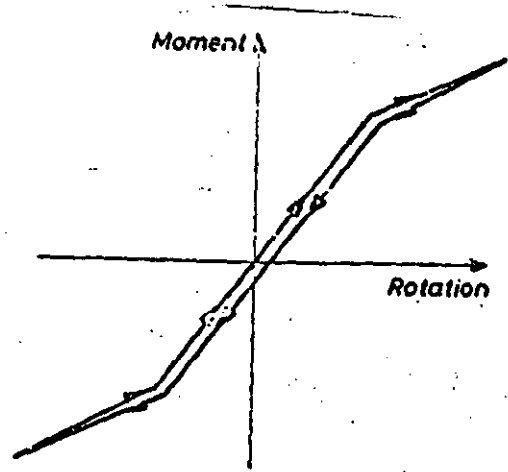


c) Columna con carga axial baja

Fig 17 Comportamiento histerético de secciones de concreto reforzado



a) Concreto reforzado



b) Concreto presforzado

Fig 18 Comparación del comportamiento histerético del concreto reforzado y presforzado

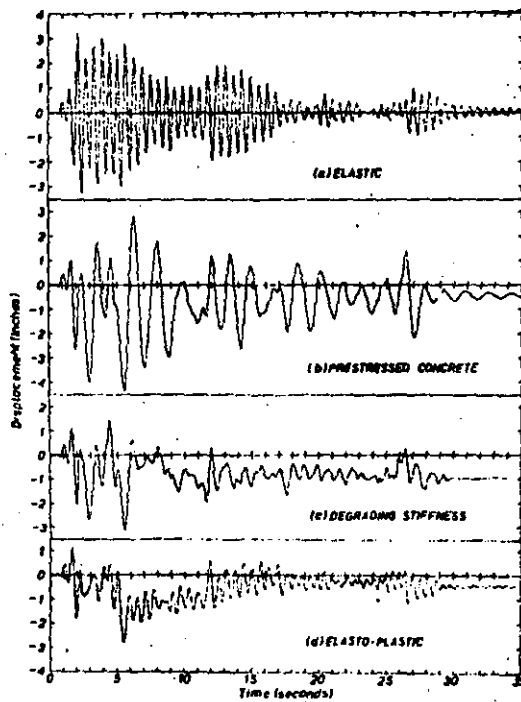
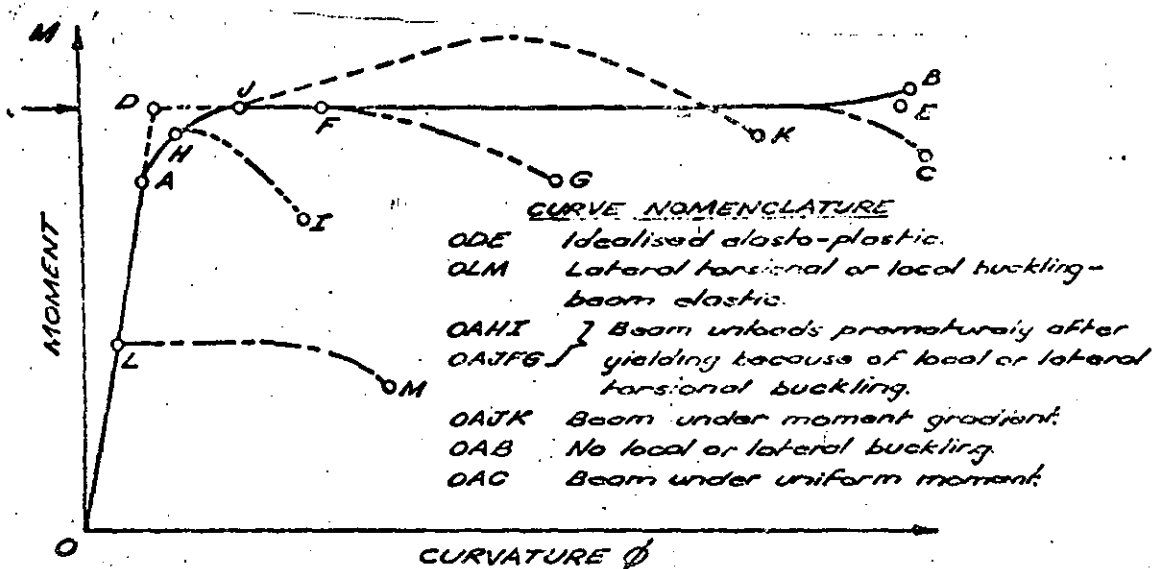


Fig 19 Comparación de deformaciones ante un sismo de un elemento de concreto reforzado y uno presforzado



a) Vigas

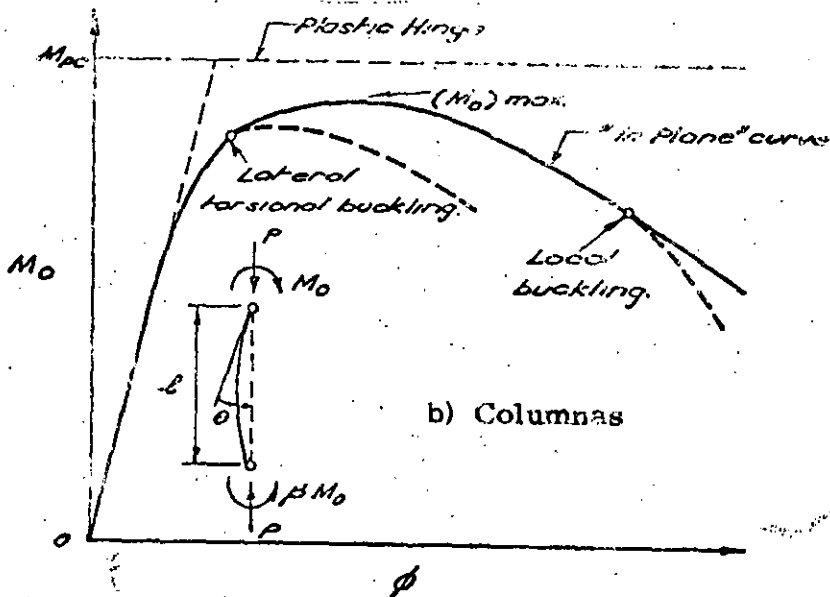


Fig 20 Relaciones momento-curvatura idealizadas en elementos de acero estructural

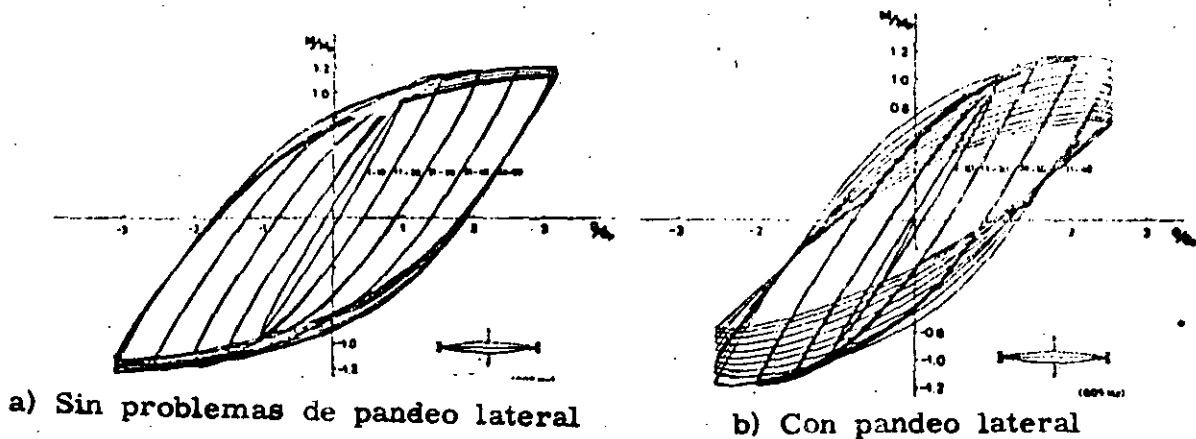
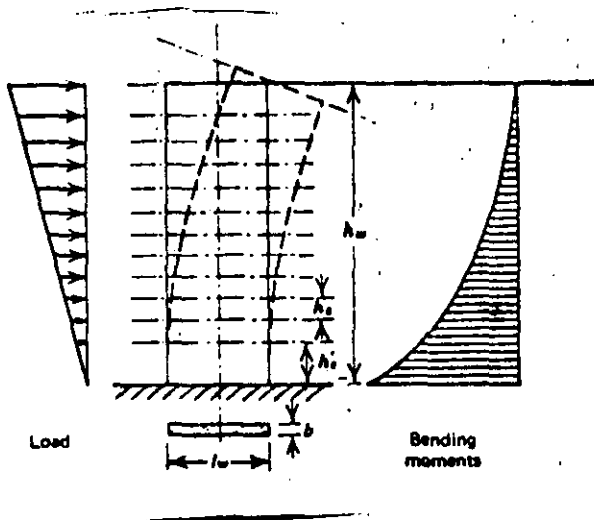
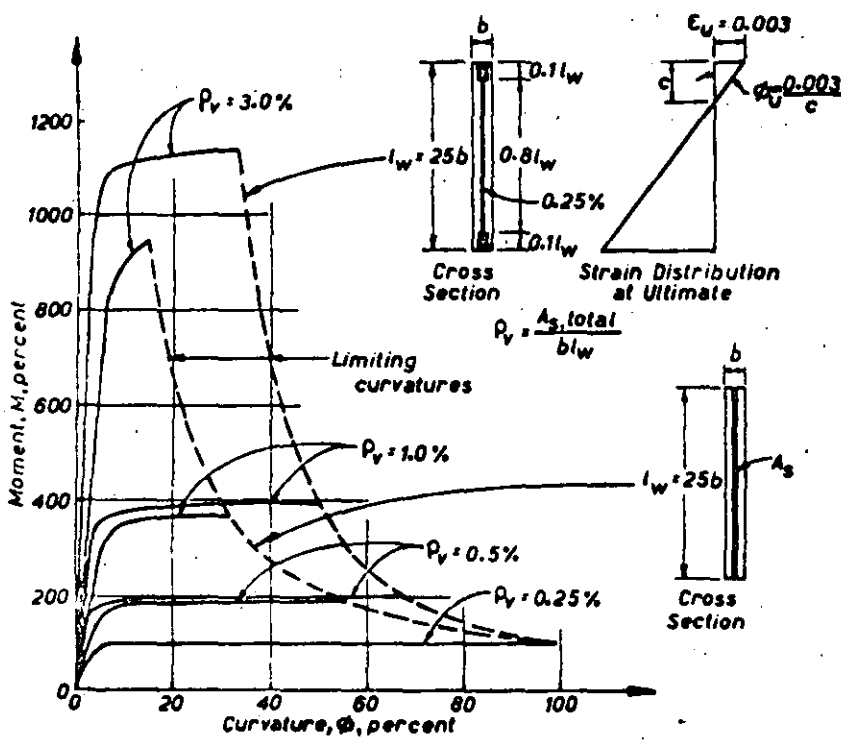


Fig 21 Comportamiento histerético de elementos de acero estructural

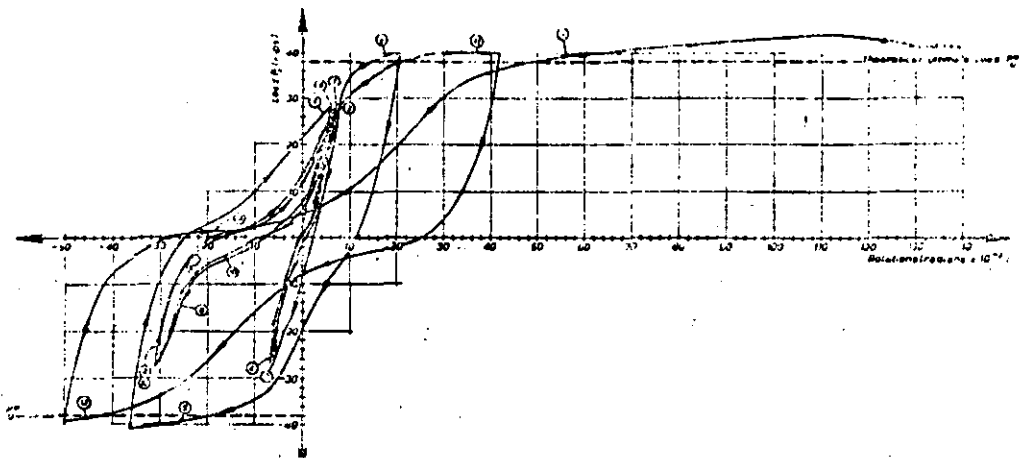


a) Deformaciones

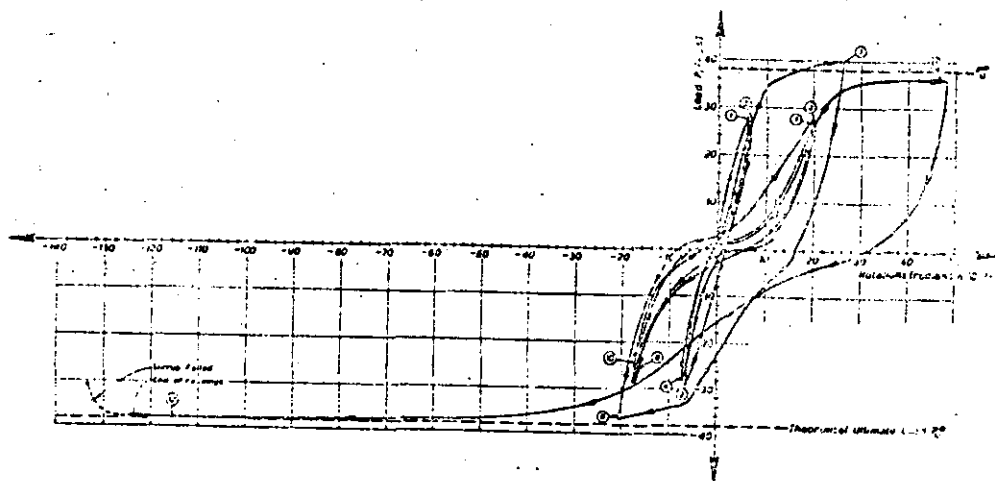


b) Relación momento-curvatura para distintas cuantías de refuerzo

Fig 22 Comportamiento de muros altos sujetos a cargas laterales

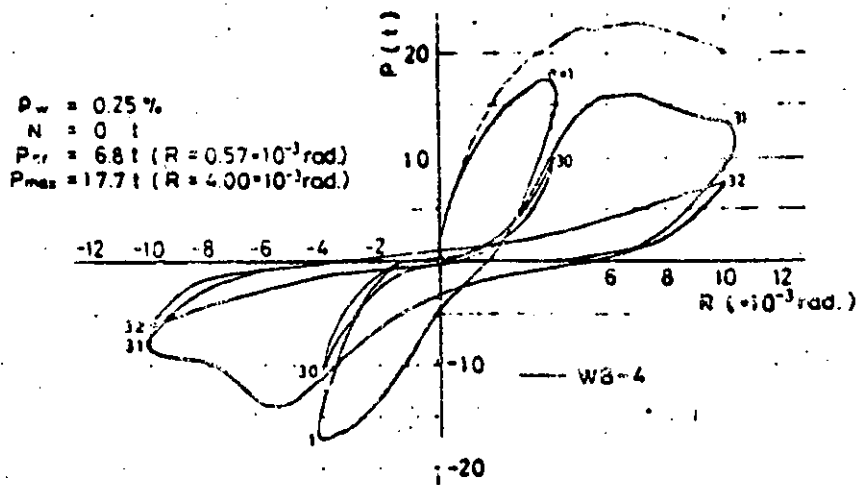


a) Falla por flexión sin agrietamiento diagonal

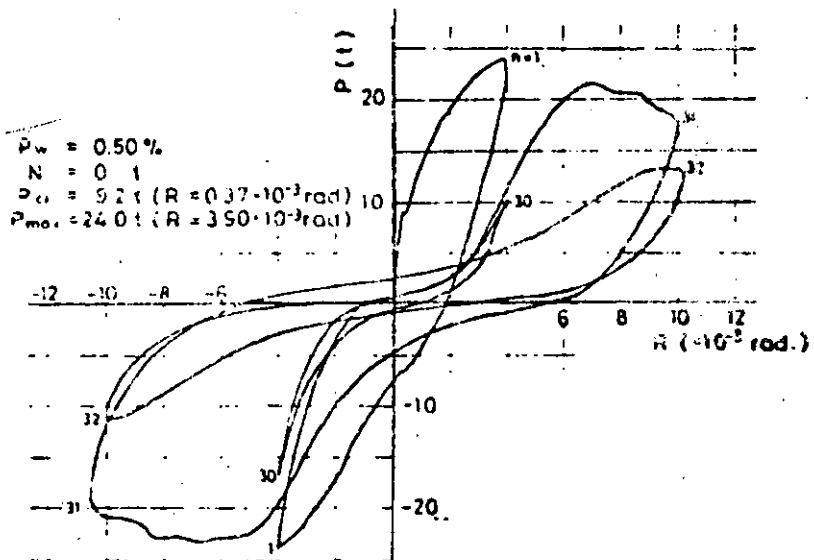


b) Falla por flexión después de agrietamiento diagonal

Fig 23 Ciclos histeréticos para muros cortos con falla por flexión

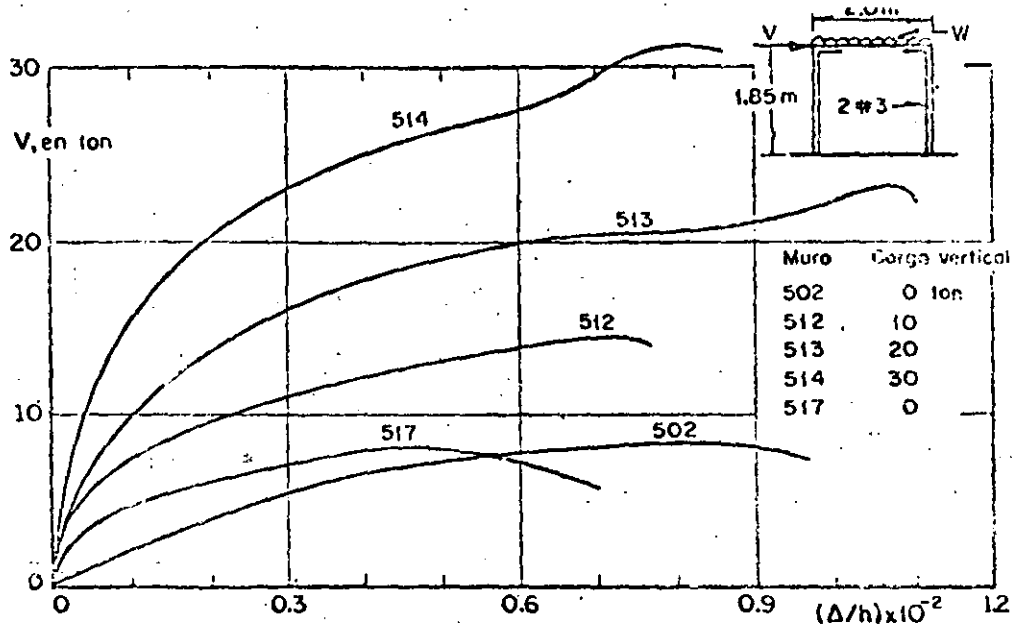


a) Cuantía de refuerzo horizontal 0.25%

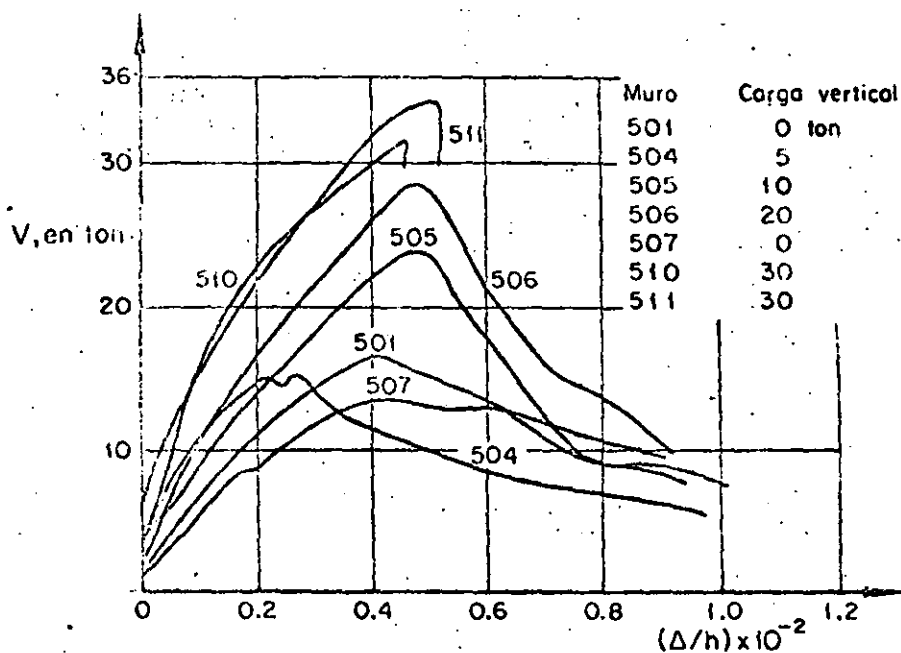


b) Cuantía de refuerzo horizontal 0.50%

Fig 24 Ciclos histeréticos en muros cortos con falla por cortante

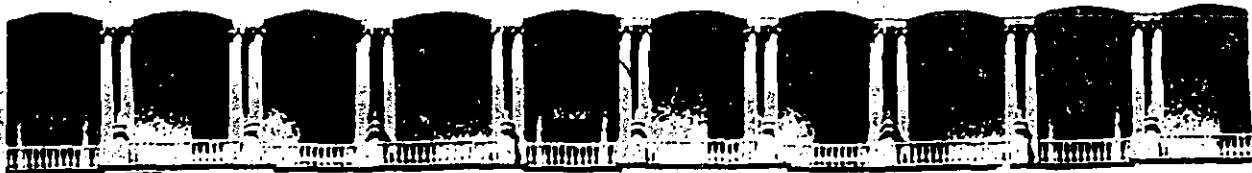


Muros de bloque de concreto. Falla en flexión. Efecto de la carga vertical



Muros de bloque de concreto. Falla en tensión diagonal. Efecto de la carga vertical

Fig 25 Curvas Carga deformación para muros de mampostería



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

CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

DISEÑO SISMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO

Sergio M. Alcocer

1. DESCRIPCION DEL EDIFICIO
2. ESTRUCTURACION
3. DIMENSIONAMIENTO (DISEÑO PRELIMINAR)
4. ANALISIS ESTRUCTURAL
5. DISEÑO
6. INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

1. DESCRIPCION DEL EDIFICIO

- Centro de Salud: Grupo A
- Seis pisos más un sótano
- Altura de entrepiso: sótano y planta baja: 4.5 m
resto: 3.6 m
- Area total construída: 5440 m² (7 niveles)
- Zona III, D.F.
- Ver planta anexa

2. ESTRUCTURACION

a) Material

Concreto reforzado: economía

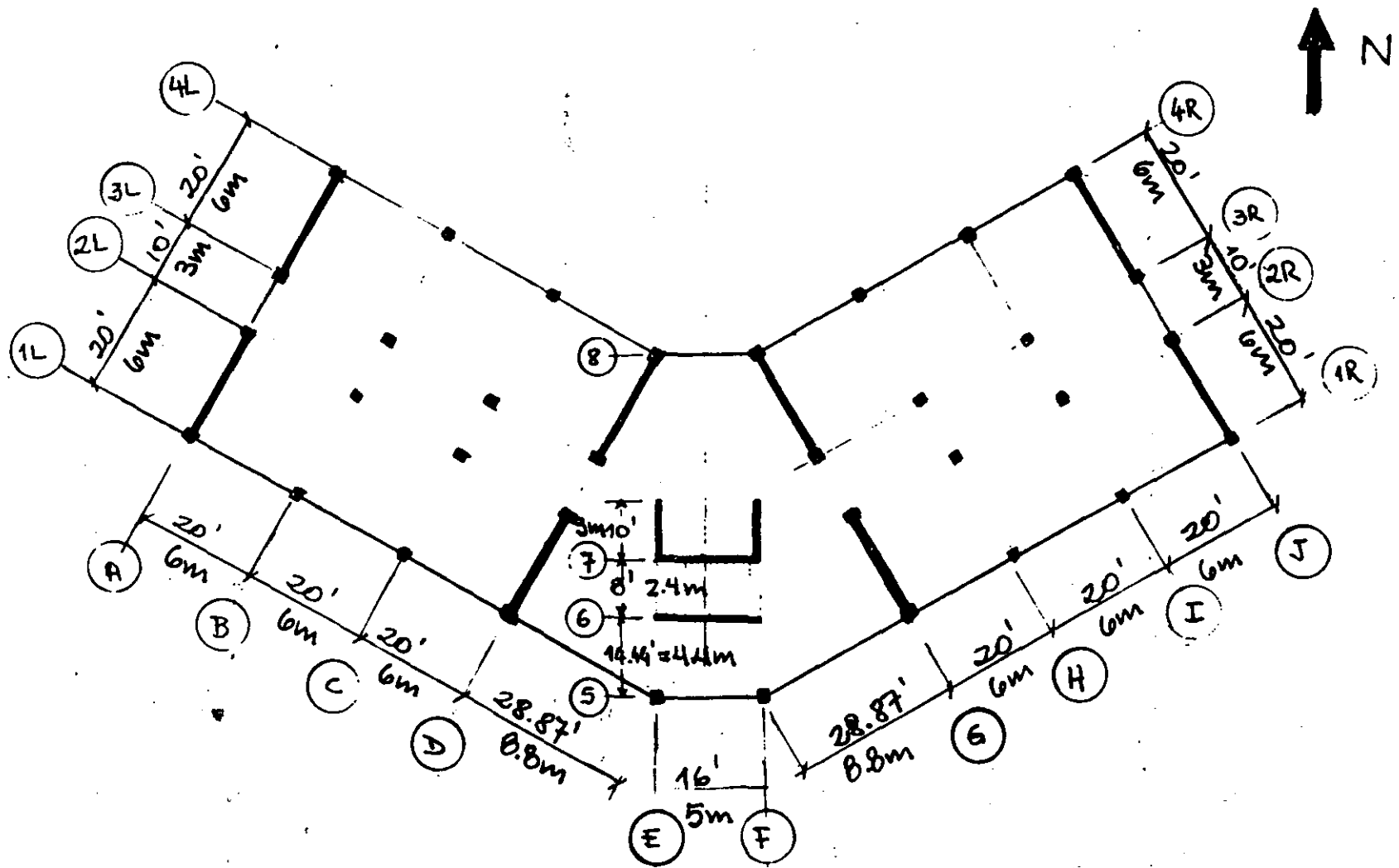
- + resistencia de diseño del concreto a la compresión: $f_c' = 300 \text{ kg/cm}^2$: clase 1
- + resistencia de fluencia del acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

b) Estructuración

- marcos dúctiles: RDF, Q = 4
- muros, Q = 3
- marcos-muros, Q = 3 **

Sistema resistente de fuerzas laterales:

- muros acoplados en la dirección NS
 - núcleo de elevadores y escaleras en la dirección EW
- **** Los muros acoplados controlan desplazamientos de las alas



PLANTA DEL EDIFICIO

Sistema resistente de cargas gravitacionales

Marco

- losa en dos direcciones
- vigas interiores y de fachada
- columnas

Cajón de cimentación

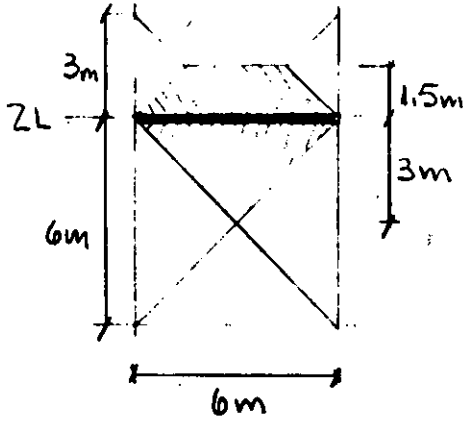
- losa y contratrabes
- muro perimetral de contención

Muros divisorios

- no formarán parte del sistema resistente a sismo

c) VIGAS

Puesto que se ha supuesto que la resistencia lateral será proporcionada por los muros, verificamos que una viga de 35x50 cm de sección pueda reforzarse para carga vertical



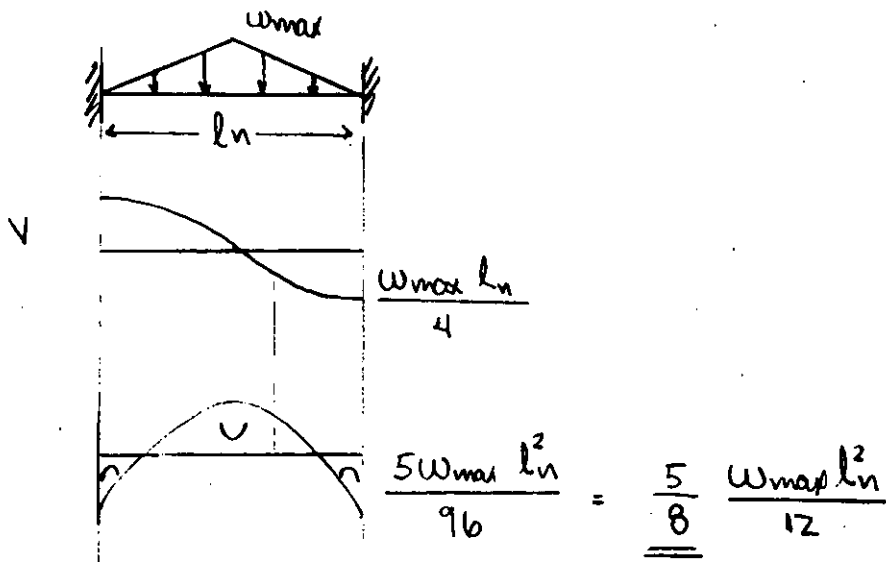
$$A_T = \frac{6^2}{4} + \frac{6+3}{2} \cdot 1.5 = 15.75 \text{ m}^2$$

$$A_{t\text{a cm}} = 500 \text{ kg/m}^2$$

(sin considerar columnas, muros concreto, vigas)
 $\gamma_{\text{c}} = 170 \text{ kg/m}^2$

Carga trapezoidal : tratada como uniforme

Carga triangular : transformar a carga equivalente uniforme que produzca los mismos momentos de empotramiento.



b) LOSA

De acuerdo a NTC 4.3.3 (Losas apoyadas en su perímetro)

$$h_{\min} = \frac{\text{perímetro tablero}}{300} \times 0.034 \sqrt[4]{f_s w}$$

$$\text{si } f_s > 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{y } w > 380 \text{ kg/m}^2$$

Sea el tablero entre los ejes: 1L-2L-A-B

+ 2 lados continuos de 6m

+ 2 lados discontinuos de 6m

$$\text{Perímetro} = 2 \times 6\text{m} + 2 \times 6\text{m} \times 1.25$$

↳ por ser discontinuos

$$= 27\text{m}$$

$$\text{si } f_s = 0.6 f_y = 0.6 \times 4200$$

$$\text{y } w = 720 \text{ kg/m}^2 \text{ (CM + CV media)}$$

$$h_{\min} = \frac{2700}{300} \times 0.034 \sqrt[4]{0.6 \times 4200 \times 720}$$

$$h_{\min} = 11 \text{ cm}$$

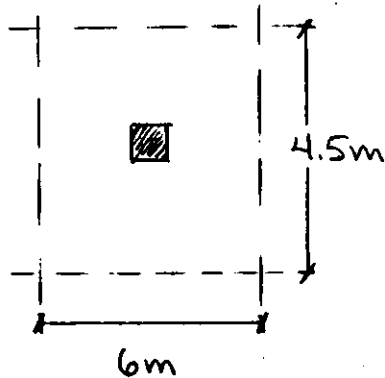
Puesto que en los ejes D, E, F, G no existe acción de marco usamos

$$h = 18 \text{ cm}$$

3: DIMENSIONAMIENTO (DISEÑO PRELIMINAR)

a) COLUMNAS

PARA UNA COLUMNA INTERIOR: CARGAS VIVAS MÁXIMA.
MUERTA



CV* $w_m = 170 \text{ kg/m}^2$ piso
 100 kg/m^2 azotea
 * según RDE Art 99

CM $w = 650 \text{ kg/m}^2$ piso
 500 kg/m^2 azotea

Carga Axial última en el sótano:

$$P_u = 1.4 \times 6 \times 4.5 \left[\underset{\substack{\text{CM} \\ \downarrow \text{6 pisos}}}{(0.65 \times 6 + 0.5)} + \underset{\text{CV}}{(0.7 \times 6 + 0.10)} \right]$$

$$P_u = 209 \text{ ton}$$

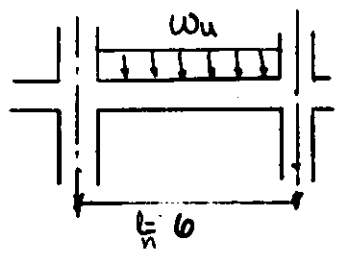
Nota La carga viva no se reduce pues $A_T = 6 \times 4.5 = 27 < 36 \text{ m}^2$

Si aceptamos $\sigma_{perm} = 100 \text{ kg/cm}^2$ (1000 ton/m²)

$$A = \frac{P_u}{\sigma_{perm}} = \frac{209}{1000} = 0.21 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow h = \sqrt{A} = 0.46 \text{ m}$$

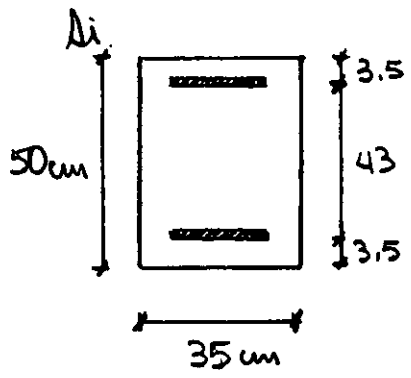
Usar columnas 45 x 45 cm | sección constante en la altura.



$$\begin{aligned}
 W_u &= 1.4 \left(500 \times 3 \times \frac{5}{8} + 500 \times 1.5 + \right. \\
 &\quad \left. + 0.35 (0.5 - 0.18) \times 2200 + 170 \times 3 \times \frac{5}{8} + \right. \\
 &\quad \left. + 170 \times 1.5 \right) = 3510.7 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

\downarrow W_{concreto}
 \downarrow W_{viga}

$$M_u = \frac{W_u l_n^2}{10} = \frac{3510.7 (6 - 0.45)^2}{10} = 10815 \text{ kg}\cdot\text{m}$$



$$d = 46.5 \text{ cm}$$

$$M_u = M_R = F_R \cdot 0.9d \cdot A_s \cdot f_y$$

$$A_{s \text{ req}} = \frac{M_R}{0.9 \cdot 0.9 \cdot 46.5 \cdot 4200}$$

$$A_{s \text{ req}} = 6.8 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{A_{s \text{ req}}}{bd} = 0.0042$$

Para uma seção balanceada (Equação 2.2, NTC)

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{4200}{f_y + 6000}$$

donde $f_c^* = 0.8 f_c = 0.8 \cdot 300 = 240 \text{ kg/cm}^2$
 y $f_c'' = 0.85 f_c^* = 204 \text{ kg/cm}^2$

$$\Rightarrow P_{bal} = \frac{204}{4200} \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.0229$$

Pero, según NTC 2.1.2.6,

$$P_{max} = 0.75 P_{bal} = 0.0171 > P_{req} \checkmark$$

Posiblemente una viga más pequeña sería adecuada. Sin embargo, los efectos sísmicos no se han considerado aún. El peralte, además, parece adecuado para un claro de 6m. $\left(\frac{l}{h} = \frac{600}{50} = 12 \right)$

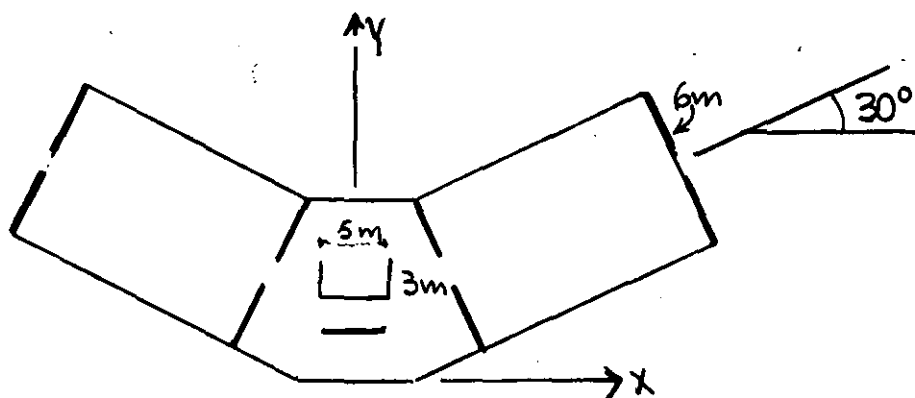
\Rightarrow Usar $35 \times 50 \text{ cm}$ para todas las vigas de las alas

Nota: se propuso 35cm. para que la relación entre los anchos de viga y columna (i.e., $35/45 = 0.78$) sea 75%, aprox.

d) MUROS

Se dimensionan los muros para resistir todo el cortante sísmico.

Croquis



Las fuerzas cortantes sísmicas totales son:

$$V_x = 237 \text{ ton}$$

$$V_y = 199 \text{ ton}$$

Criterio de Diseño: el esfuerzo cortante promedio en el concreto será menor que $0,5 \sqrt{f_c}$

tomado de la Ec. 2.18 ($V_{cr} = 0,5 F_{cr} b d \sqrt{f_c}$)
para $p \geq 0,01$

Criterio de Análisis: los muros "inclinados" participan en las resistencias sobre x y y en función de su área multiplicada por $\sin^2 30^\circ$ y $\cos^2 30^\circ$, resp.

Dirección X (la otra dirección nos dáta, por inspección)

$$A_{req} = \frac{1.1 \times 237000 \text{ kg}}{0.80} \frac{1}{0.5 \sqrt{240}} = 42070 \text{ cm}^2 = 4.2 \text{ m}^2$$

Si $t = 20 \text{ cm}$

$$A_{muro} = 8 \times (6 \times 0.20 \times \sin^2 30^\circ) + 2(5 \times 0.20) \\ = 4.4 \text{ m}^2 \checkmark$$

RESUMEN

Secciones constantes en la altura

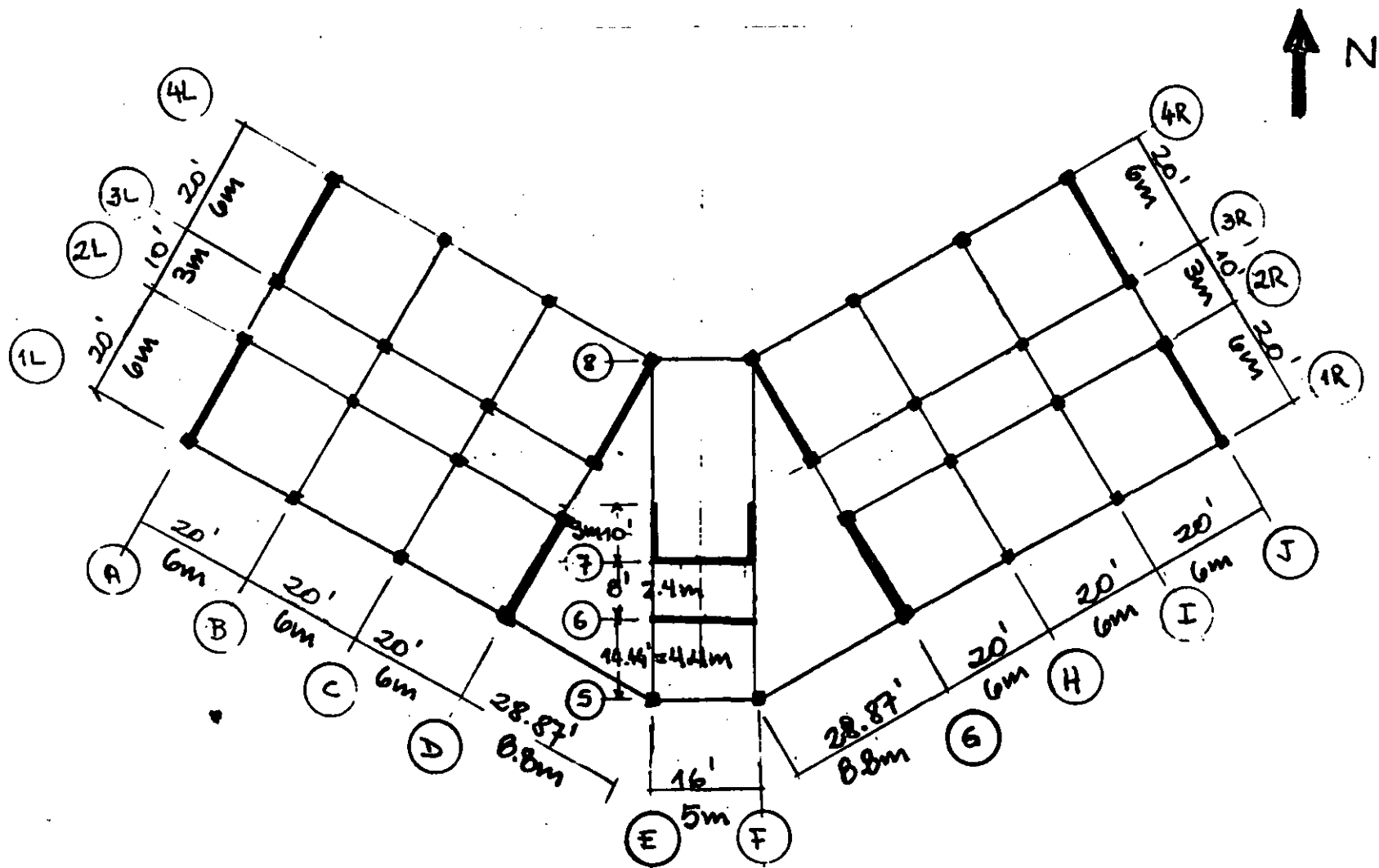
COLUMNAS : 45 cm x 45 cm

LOSA : 18 cm (t: espesor)

VIGAS : 35 cm x 50 cm (también contra trabas)

MUROS : 20 cm (t. espesor)

LOSA CIMENTACIÓN : 20 cm (espesor).



PLANTA DEL EDIFICIO

4. ANALISIS ESTRUCTURAL

Hipótesis

- análisis elástico
- losa: diafragma rígido, aunque la forma del edificio sugiere "aleteo" del edificio
- se supone que el cajón de cimentación es rígido
- los elementos no estructurales (muros divisorios) no se consideran en el análisis

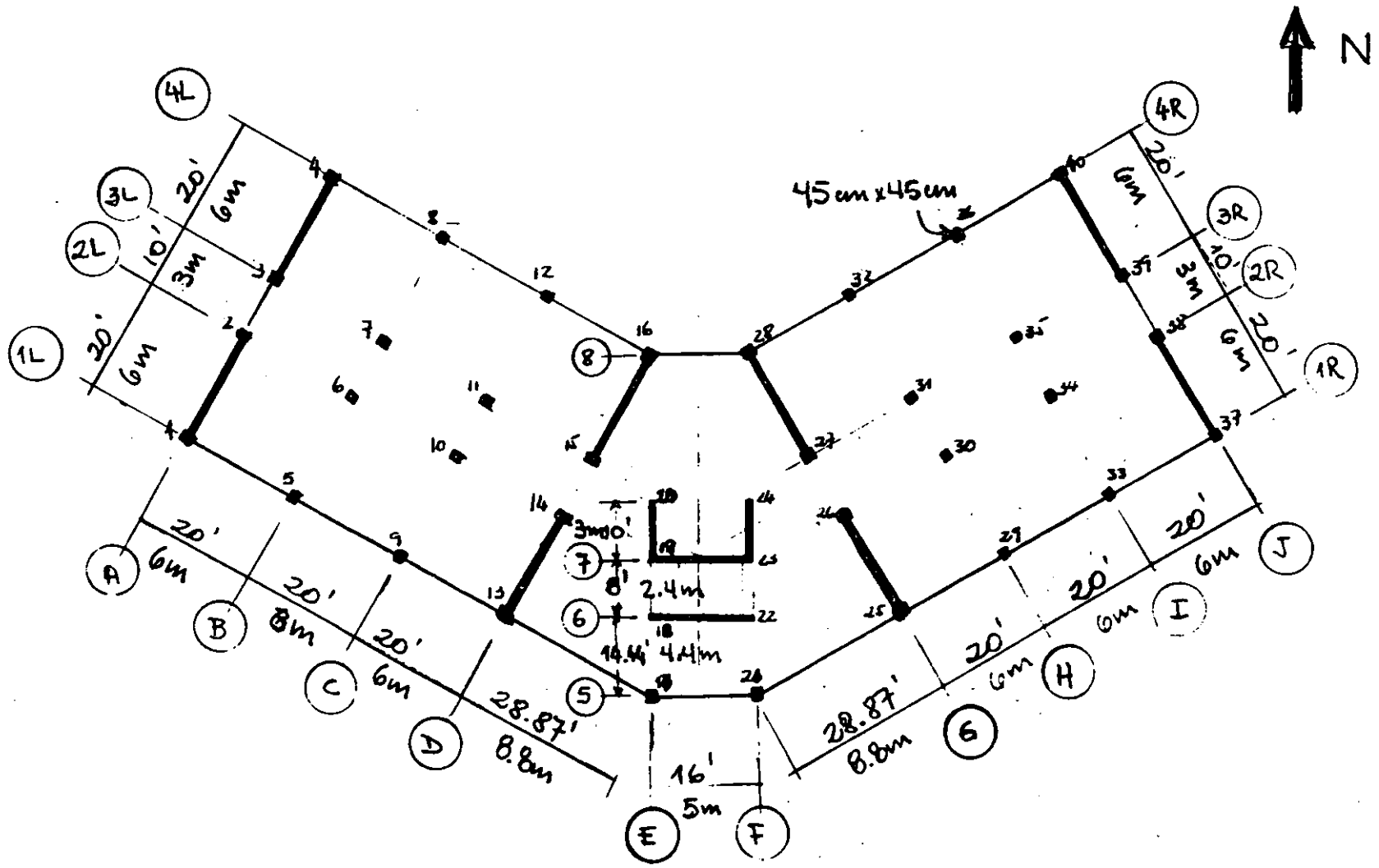
El edificio se modeló y analizó como estructura tridimensional usando el programa SUPER-ETABS

40 líneas de columna

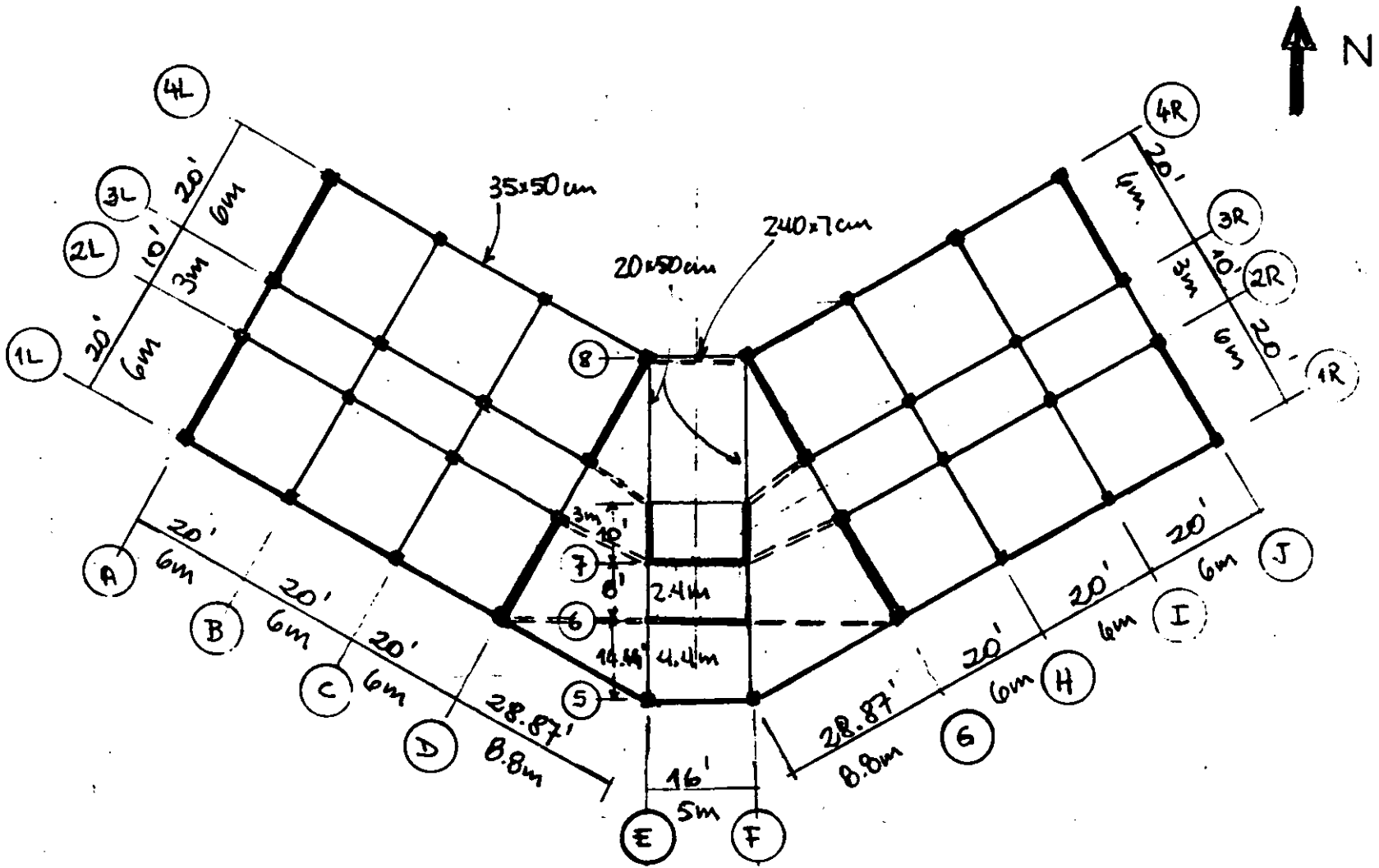
69 crujiás

102 elementos muro (paneles)

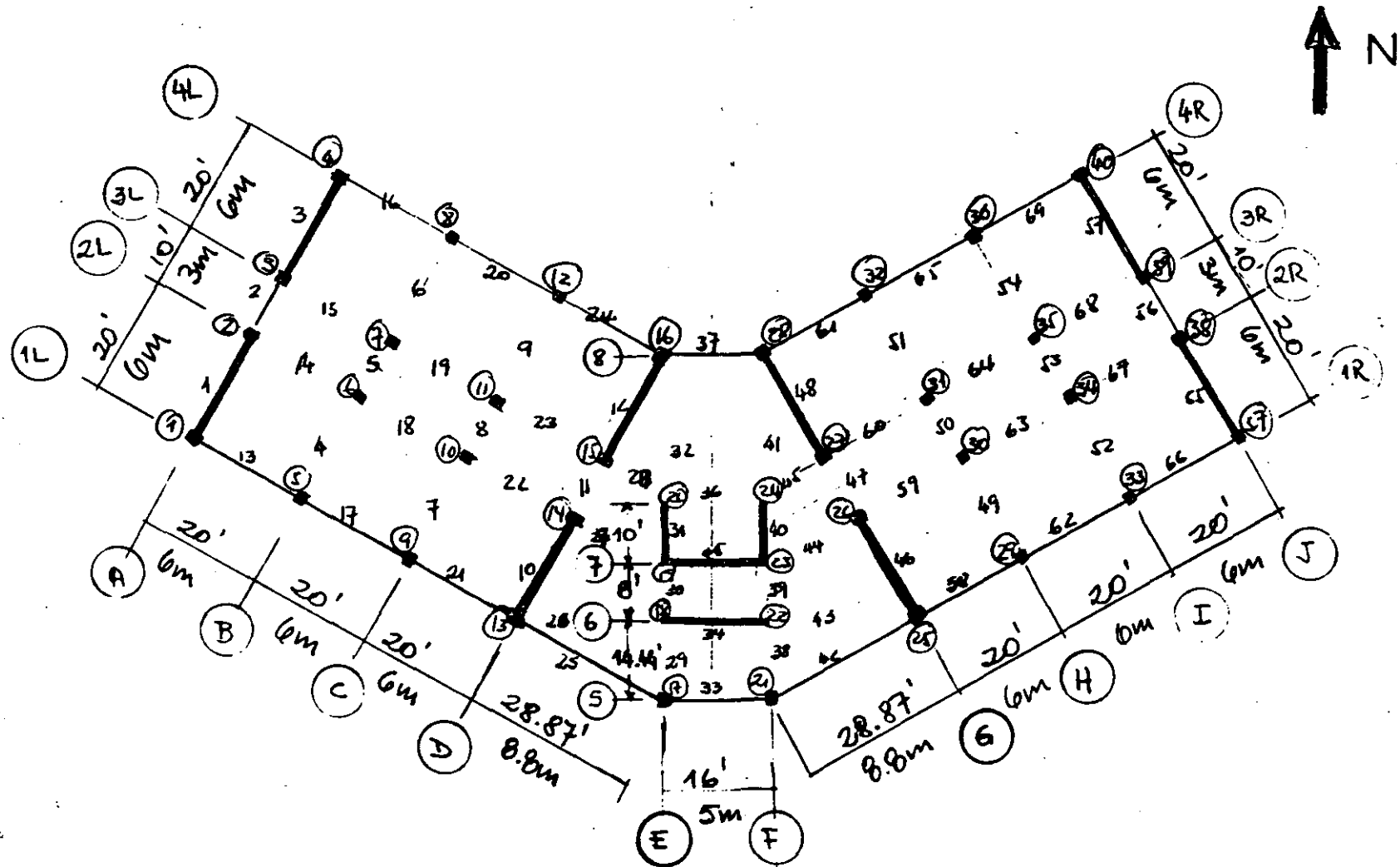
12 "contravientos flexibles" para estimar la distorsión ($AE/L=6.4 \text{ kg/cm}$)



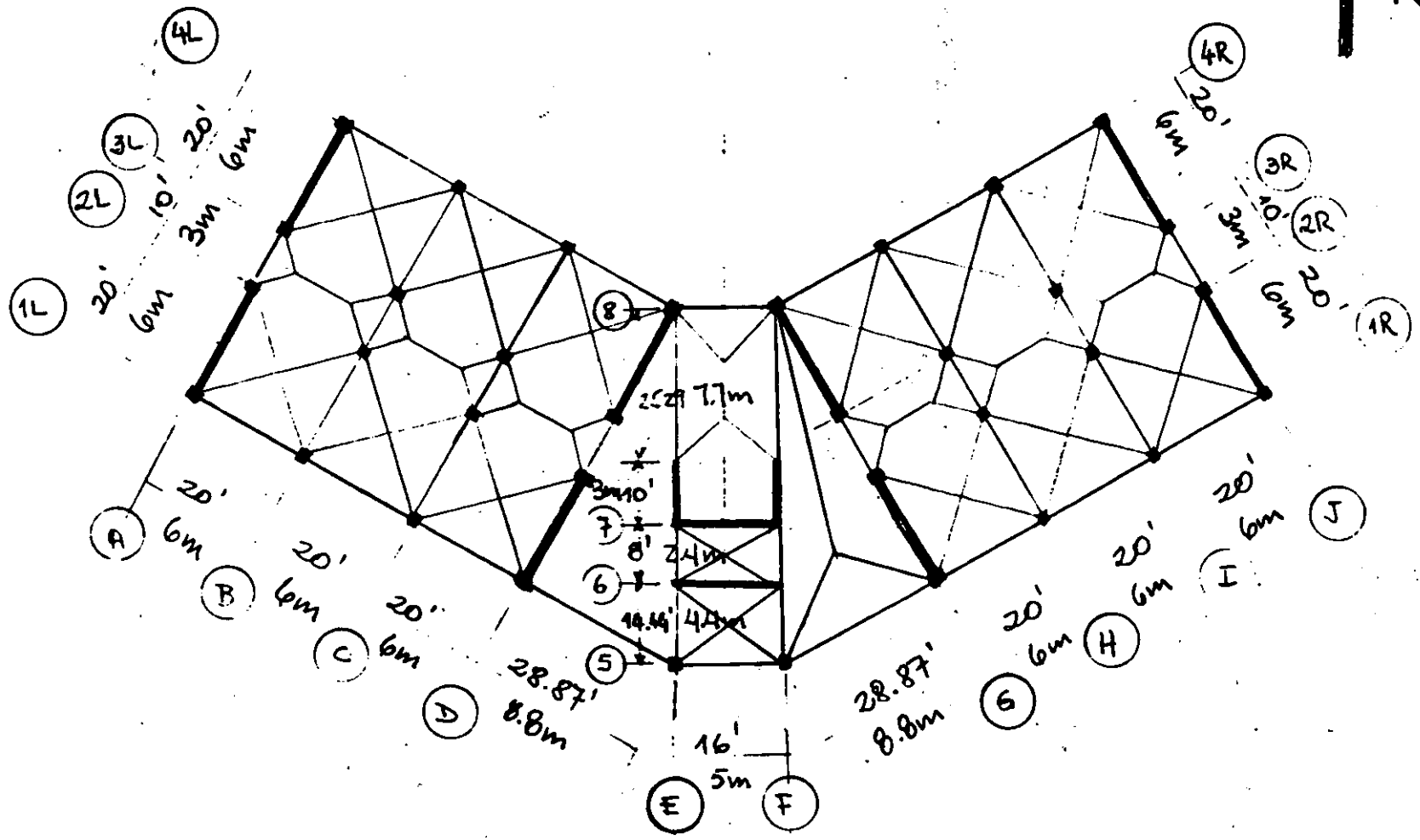
NOMERACION DE LINEAS DE COLUMNAS.



DISTRIBUCIÓN DE LAS VIGAS



NUMERACION DE CRUJIAS.



AREAS TRIBUTARIAS
CARGAS VERTICALES

a) ANÁLISIS ESTÁTICO

- altura total de la estructura : $2 \times 4.5 \text{ m} + 5 \times 3.6 \text{ m}$
 $= 27 \text{ m} < 60 \text{ m}$

$$- \frac{V}{W} = \frac{C}{Q'}$$

donde : $C = 1.5 (0.4) = 0.6$

↳ C para Zona III
 ↳ factor de importancia de la estructura : Grupo A.

$Q = 3$ puesto que no se satisface que:

"en cada entrepiso los muros sin capacidad de resistir, sin contar muros ni contravientos, cubran más del 50% de la fuerza sísmica actuante" (NTCSismo)

Así mismo, en 4.5.2 de las NTC-Concreto, se señala que:

"en el diseño por sismo de los muros a que se refiere esta sección y que resistan la totalidad de las fuerzas laterales, se usará $Q' = 3$ "

Pero $Q' = \text{Factor de regularidad}$ Q

El edificio no satisface las condiciones de regularidad:
 1: Simetría
 10: Torsión

$$\Rightarrow Q' = 0.8 Q = 2.4$$

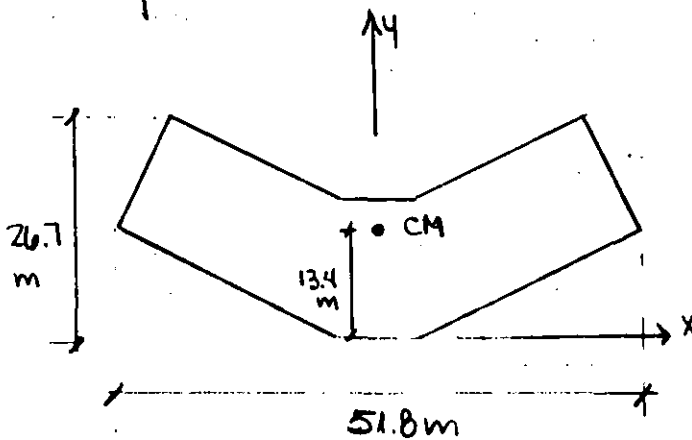
Por tanto, $\frac{V}{W} = \frac{0.6}{2.4}$

$$\frac{V}{W} = 0.25$$

* Los desplazamientos de entrepiso se multiplicarán por $Q=3$. Se verificará que desplazamiento/altura entrepiso < 0.012 porque los muros divisorios están separados de la estructura.

Las fuerzas laterales se distribuyen en la altura del edificio. Estas fuerzas actuarán en el centro de masa del nivel (y las fuerzas cortantes en el centro de cortante).

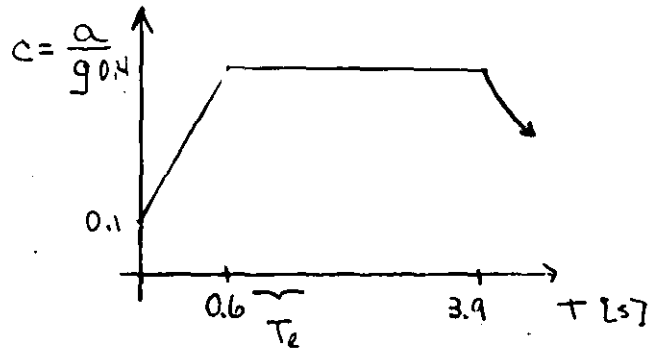
Para este edificio:



* importante considerar torsión en el análisis (J. Dany).

b) ANÁLISIS DINÁMICO

- debido a la asimetría
- espectro de diseño. Zona III (Zona de Lago)



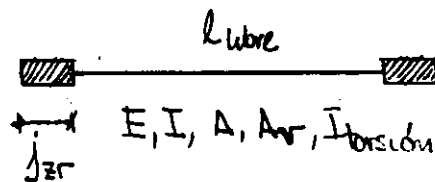
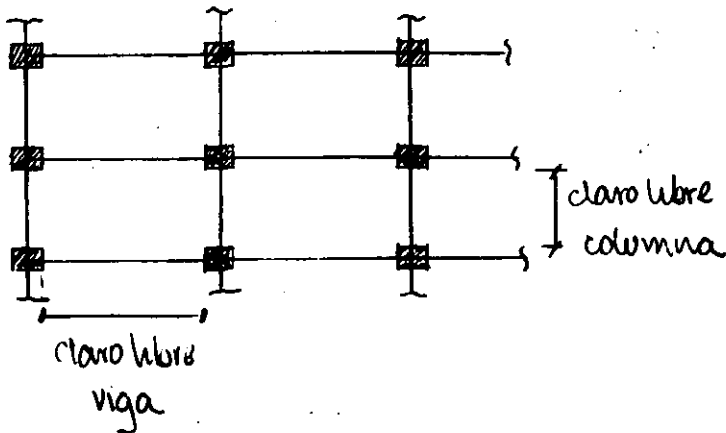
$$T_2 = 0.13 \sim 0.14 N \approx 0.8 s$$

- incluir $T_i \geq 0.4 s$
- usar espectro reducido : $Q' = 2.4$
- combinar respuestas : $S = \sqrt{\sum S_i^2}$

+ si los periodos de modos naturales difieren en menos de 10% entre sí : CQC (Complete Quadratic Combination = ETABS)

NOTA : las respuestas modales combinadas son las acciones, desplazamientos, y momentos mecánicos a estudiar. No usar una respuesta combinada S para obtener otro parámetro.

c) IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA



Si las propiedades de las secciones (A, I) son en base a secciones no agrutadas, usar $J_{zr} = \frac{1}{3}$ ancho mudo

Si se usan propiedades agrutadas, $J_{zr} = \frac{1}{2}$ ancho mudo

Agrutamiento: vigas: $0.4 I_g$
 columnas $0.8 I_g$
 muros $0.25 I_g$

Para vigas

"L" : $I \approx 1.5 I_{\text{rectangular}}$

"T" : $I \approx 2 I_{\text{rectangular}}$

Para el análisis de la estructura, se consideraron las columnas y muros de la PB y 1^{er} piso como agrietados.

d) ANÁLISIS: se usó el Uniform Building Code 1985

o Pesos: Ajotea : 579 ton
Piso : 728 ton

Total : 4219 ton (no considera el peso del sótano)

Para V_x , $C = 0.056 W$ | para roca
 V_y , $C = 0.047 W$

Piso	Fuerzas [ton]	
	X- EW	Y- NS
5	55.6	46.6
4	58.7	49.2
3	47.5	39.9
2	36.3	30.5
1	25.1	21.1
PB	14.4	12.1

o Verificación del modelo matemático.

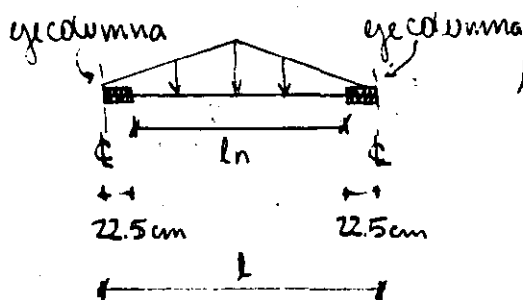
1) simétrica: cargas simétricas (verticales, mismo MY)
producción respuesta simétrica
- "cabeceo" con carga vertical

2) Cargas verticales

$$(\sum P_u)_{andóleos} = (W_u)_{edificio} \quad (1)$$

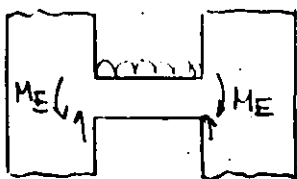
pero, ✓ < ✓ de la salida.

La explicación es que los constantes de empotramiento se calcularon usando el claro libre

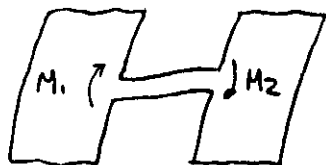


si se usa el lugar de l_n , se verifica la LC (1).

3) otro efecto : ante carga vertical, los M. de las vigas de acoplamiento son diferentes de M_E



Empotramiento



ante carga vertical

Resultados del Análisis ante sismo.

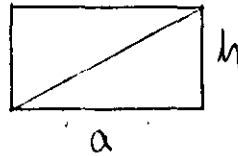
◦ Análisis Dinámico: períodos

$$\left. \begin{array}{l} T_x = 0.76s \\ T_y = 0.61s \\ T_0 = 0.28s \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{masa modal efectiva } 70\% \\ \text{RCSC} \end{array}$$

◦ Contravientos para medid. distorsiones

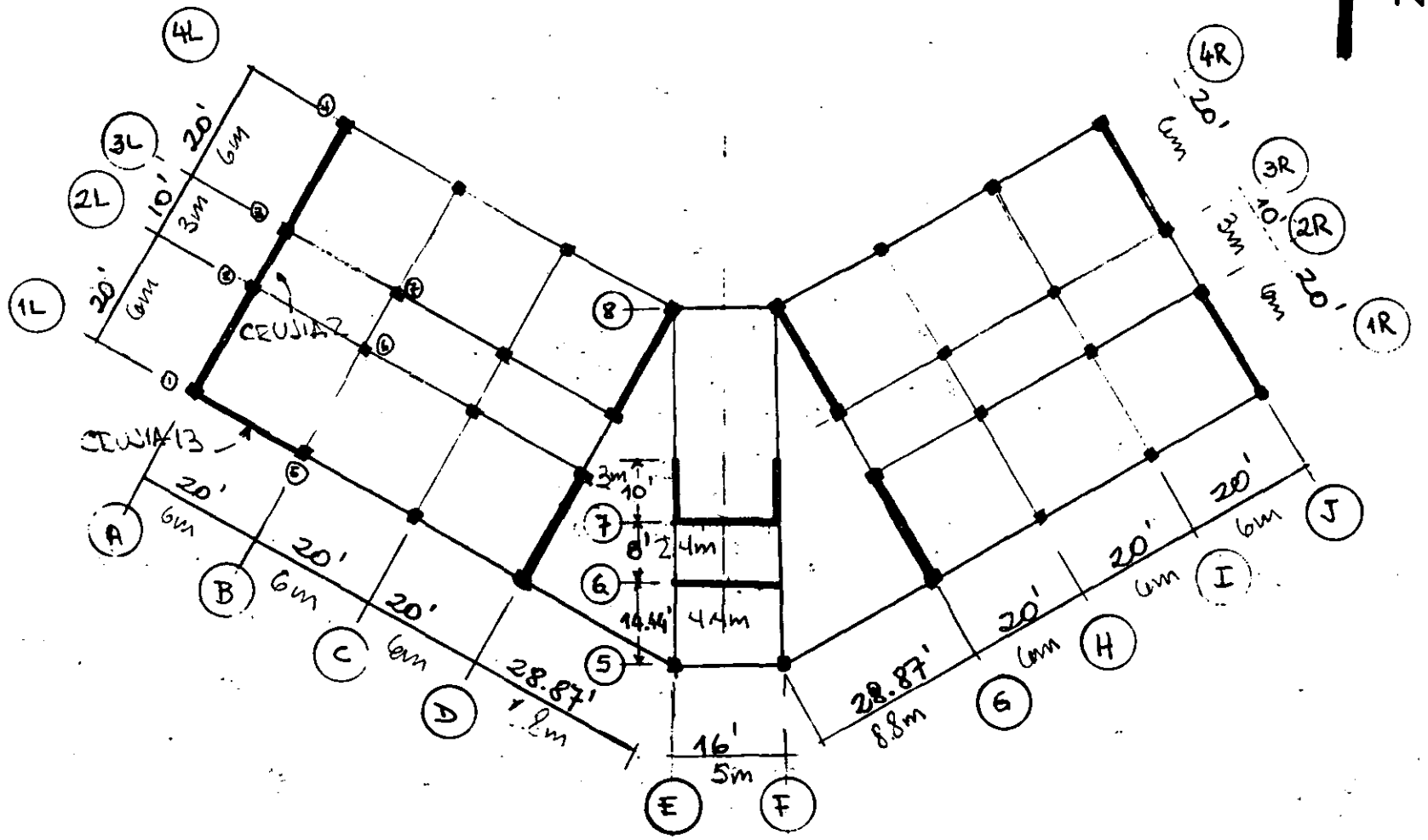
+ cruces 2 y 13: para medid. torsión

$$+ \text{distorsión} = 0.1N \left(\frac{a}{h} + \frac{h}{a} \right)$$



↑ fuerza normal: incluye superposición modal

- + permite eliminar el cabeceo (aumentación flexión)
- + realmente mide los desplazamientos en los extremos de las alas versus el desplazamiento del piso registrado en el CM.
- + la máxima distorsión = 0.002.



CONTRAVIENTOS PARA ESTIMAR LA DISTORSIÓN.

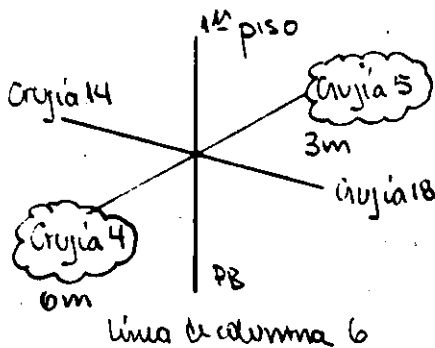
5- DISEÑO

Se diseñarán uno de los siguientes elementos:

- Viga
- Columna
- Junta Viga-columna
- Viga de acoplamiento
- Muro

NOTA : se garantizarán las dimensiones en la construcción.

a) VIGAS



Vigas 35 x 50 cm $d = 46.5 \text{ cm}$

Columna 45 x 45 cm

a.1) Determinar A_s para vigas

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{300}}{4200} = 0.00289^*$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_{\text{bal}} = 0.0171 \text{ (ver Dimensionamiento)}$$

* en cada lado

$$A_{s\min} = 2\#4 \text{ continuas en el lado}$$

Cruja 4: $\checkmark M_u^- = 1660.6 \text{ ton}\cdot\text{cm} \Rightarrow \rho = 0.0064 \Rightarrow A_s = 10.5 \text{ cm}^2$
 $4\#6, A_s = 11.36 \text{ cm}^2$
 $M_u^+ = 554.7 \text{ ton}\cdot\text{cm} \Rightarrow \rho = 0.0022 < \rho_{\min} \Rightarrow A_s = 4.7 \text{ cm}^2$

Cruja 5: $M_u^- = 1210.8 \text{ ton}\cdot\text{cm} \Rightarrow \rho = 0.0047 \Rightarrow A_s = 7.65 \text{ cm}^2$
 $\checkmark M_u^+ = 871.8 \text{ ton}\cdot\text{cm} \Rightarrow \rho = 0.0034 \Rightarrow A_s = 5.51 \text{ cm}^2$
 $3\#5, A_s = 6.0 \text{ cm}^2$

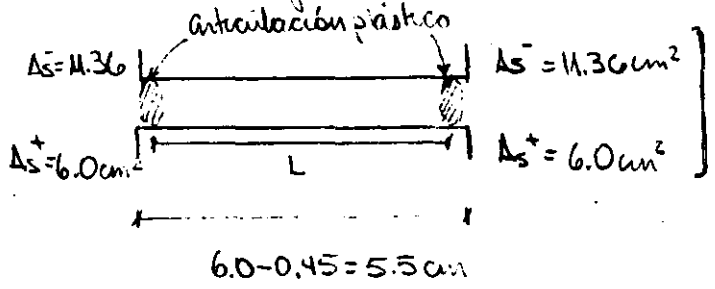
Si $M_{R2} > M_u^-$, usando ec. 2.9 NTC-comando

$$M_R = F_c [(A_s - A_s') f_y (d - a/2) + A_s' f_y (d - d')] \\ = 0.9 [(11.36 - 6.0) 4200 (46.5 - 3.15/2) + 6.0 \cdot 4200 (46.5 - 3.5)]$$

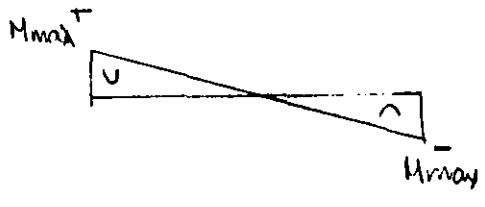
donde $a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{f_c b} = \frac{(11.36 - 6) 4200}{204 \cdot 35} = 3.15 \text{ cm}$

$M_R = 1885.4 \text{ ton}\cdot\text{cm} > M_u^-$ para la cruja 4.

a.2) Ejemplo de conexi3n
 se piensa mas que el acero obtenido se mantiene en las secciones criticas de la cruja 4:



se satisface que $M_R^+ \geq 0.5 M_R^-$



Según 5.2.4 de NTC podemos diseñar para fuerza cortante:

+ por capacidad : un factor de reducción
 al acero = 1.25 fy
 carga viva afectada por Fe.

$$V_{max} = \frac{M_{max}^+ + M_{max}^-}{L} + \frac{wL}{2} \approx \frac{\alpha(M_n^+ + M_n^-)}{L} + \frac{wL}{2}$$

$$M_n^- = \frac{M_e^-}{F_e} = \frac{1885.4}{0.9} = 2095 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$M_n^+ = 1127 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$w = 2387 \text{ kg/m} \quad (\text{obtenido en forma similar al producto})$$

$$V_{max} = \frac{(2095 + 1127) \cdot 1.25}{600} + \frac{2.4 \cdot 6}{2}$$

$$V_{max} = 6.7 + 7.2 = 14.0 \text{ ton}$$

$$V_n = \frac{V_{max}}{F_e} = \frac{14.0}{1} = 14.0 \text{ ton}$$

+ de Vanólesis, con $F_e = 0.6$ (en lugar de 0.8)


$$V_{anólesis} = 11.7 \text{ ton}$$

$$V_n = \frac{V_{anólesis}}{0.6} = 19.5 \text{ ton}$$

⇒ diseñar para $V_n = 19.5 \text{ ton}$

Según 5.2.3:

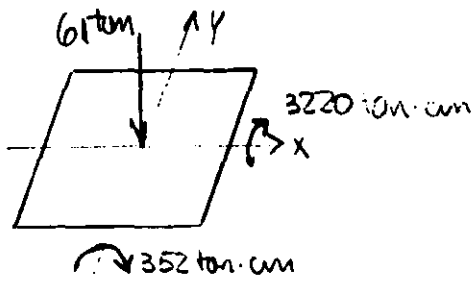
$$S \leq \begin{cases} 0.25d = 11 \text{ cm} \\ 8d_{\min} = 12.5 \text{ cm} \text{ (#5)} \\ 24d_{\text{estribo}} = 23 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

usar $s = 10 \text{ cm}$ | 

- dobles 135°
- extensión $10 d_b (9.5 \text{ cm})$!

Fuera de la zona de la articulación plástica: $s_{\max} \leq 0.5d = 23 \text{ cm}$
 usar $s = 20 \text{ cm}$ (O.K.)

b) COLUMNA



b.1) Diseño por flexión

$$M_{ux} = 352 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$M_{uy} = 3220 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$e_x = 6 \text{ cm}$$

$$e_y = 53 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} > 0.05h = 2.25 \text{ cm} \checkmark$$

$\leftarrow e_{\min}$

Según 5.3 (NTC-Concreto): miembro a flexo-compresión si

$$P_u > A_g f'_c / 10$$

$$\frac{A_g f'_c}{10} = \frac{45^2 \cdot 300}{10} = 60.8 \text{ ton (está en el límite)}$$

de ser considerada a flexión)

Para fines del ejemplo \Rightarrow flexo-compresión

Usaremos las gráficas para diseñar columnas de concreto reforzado (Serie 428 Instituto de Ingeniería).

$$R_x = \frac{352000}{0.8 \cdot 45^3 \cdot 204} = 0.024$$

$\hookrightarrow R_x$

$$\left(R = \frac{M}{F_c b h^3 i^2 c} \right)$$

$$R_x / R_y = 0.11$$

$$R_y = \frac{3220000}{0.8 \cdot 45^3 \cdot 204} = 0.217$$

$$k = \frac{R_x}{F_c b h i^2 c} = \frac{61000}{0.8 \cdot 45^2 \cdot 204} = 0.185$$

Plata efectiva: $d = h - r = 45 - r = 40 \text{ cm}$
 $r = 3 + 2 = 5 \text{ cm}$

$$\Rightarrow d/b = 40/45 = 0.89 \text{ usar } 0.9$$

Para $R_x/R_y = 0.15$, Figura 12 (ver página 55) $q = 0.7$

$R_x/R_y = 0$, Figura 10 (ver página 54) $q = 0.5$

interpolando para $R_x/R_y = 0.11$, $q = 0.54$

Eso $q = \frac{A_s}{b d} \frac{f_y}{f'_c}$

$$A_s = q b d \frac{f'_c}{f_y} = 0.54 \cdot 45 \cdot 45 \frac{201}{4200}$$

$$A_s = 53.1 \text{ cm}^2$$

Usar 12 # 8 $A_s = 61.2 \text{ cm}^2$

$$\rho = 61.2/45^2 = 0.03 < \rho_{\max} = 0.04$$

$$\rho_{\min} = 0.01$$

Para miembros rectos se satisface que:

- $h_{\min} \geq 30 \text{ cm}$
- $A_g > F_u/0.5 f'_c$
- $b/h \leq 0.1$
- $H'/h = 310/45 = 6.9 < 15$

Para asegurar un comportamiento "viga de'el - columna junta"

$$\frac{\sum M_{col}}{\sum M_{vigas}} \geq 1.5$$

donde los momentos se refieren a momentos resistentes referidos al centro del miembro

Para M_c columna: $A_s = 61.2 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{61.2}{45^2} \cdot \frac{4200}{204} = 0.62$$

$$y_k = 0.185$$

de la Figura 10, $R = 0.30$
(II-28)

$$\Rightarrow M_2 = R F_c b h^2 \rho$$

$$= 0.3 \cdot 0.8 \cdot 45^3 \cdot 204$$

$$= 4161 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$\Rightarrow \frac{\sum M_{col}}{\sum M_{viga}} = \frac{2 \cdot 4161}{1885 + 0.9 \cdot 1127} = 3$$

(ϕM_n)

✓ Para las vigas
14 y 18 la razón
da 1.45 ✓

* debería incluirse 1.25
p/vigas

b2) Traslape

sólo se permite a la mitad central del elemento

$$\text{Traslape} \geq \begin{cases} 1.33 L_d & (\text{según 3.9.1}) \\ (0.01 f_y - 6) d_b \end{cases}$$

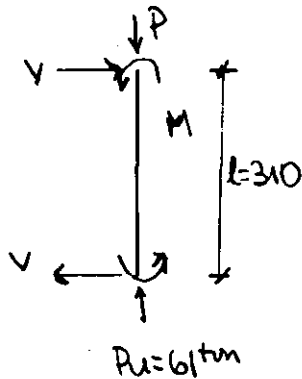
$$\text{Pero } L_d = L_{db} = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f_c}} \geq 0.006 d_b f_y$$

$$\Rightarrow \text{trabeape} = 1.33 \cdot 0.06 \frac{5.1 \times 4200}{\sqrt{300}} = 99 \text{ cm} \Rightarrow 1 \text{ m}$$

que debe ser mayor que $1.33 \cdot 0.006 \cdot 2.5 \times 4200 = 84 \text{ cm}$

b.3) Diseño por cortante

Las columnas se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes de que se formen articulaciones plásticas en las vigas (5.3.5)



Diseño por capacidad

$$M = 0.5 (1.5 \leq M_{\text{vigas}})$$

$$M = 0.5 [1.5 (1.885 + 0.9 \cdot 1127)]$$

$$= 2174 \text{ tm} \cdot \text{cm} \quad (\text{que es } 0.5 M_{\text{real}} \text{ aprox})$$

$$V_u = \frac{2M}{l} = \frac{2 \times 2174}{310} = 14 \text{ tm}$$

Según 2.1.5

$$V_{cr} = 0.5 F_c b d \sqrt{f_c'} (1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g})$$

para $p > 0.01$ ($p_{\text{col}} = 0.03$)

$$= 0.5 \cdot 0.8 \cdot 45 \cdot 40 \sqrt{204} (1 + 0.007 \cdot 61000/45^2)$$

$$= 12.5 \text{ tm}$$

P_{uo}

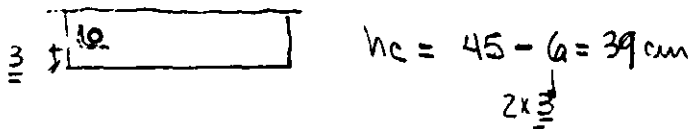
$$S = \frac{F_c A_v f_y d}{V_u - V_{cr}}$$

$$\frac{A_r}{s} = \frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y d} = \frac{1500}{0.8 \cdot 4200 \cdot 46.5} = 0.0096 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

b.4) Por confinamiento (según 5.2.4)

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \frac{h_c}{h_c} = 0.3 \left(\frac{45^2}{39^2} - 1 \right) \frac{300}{4200} = 0.277 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \frac{h_c}{h_c} = 0.12 \frac{300}{4200} = 0.334 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$



Por la última, $\frac{A_{sh}}{s} = 0.334$

$$s \leq \begin{cases} \bullet \frac{h}{4} = 11 \text{ cm} \\ \bullet 10 \text{ cm} \end{cases} \quad \left| \text{ según 5.3.4} \right.$$

según 4.3.3

$$\bullet \frac{850}{\sqrt{f_y}} \frac{d_b}{\text{col}} = \frac{850}{\sqrt{4200}} \cdot 2.5 = 33 \text{ cm}$$

#8

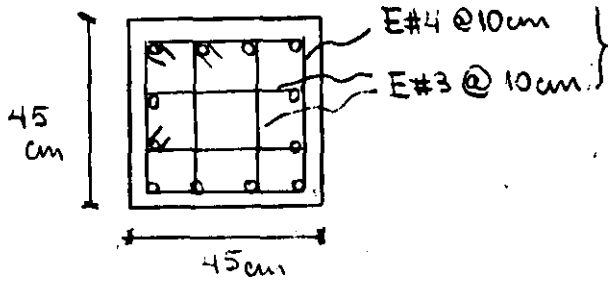
$$\bullet 48 d_{\text{estribo}} = 48 \cdot 1.25 = 60 \text{ cm}$$

$$\bullet \frac{h}{2} = 23 \text{ cm}$$

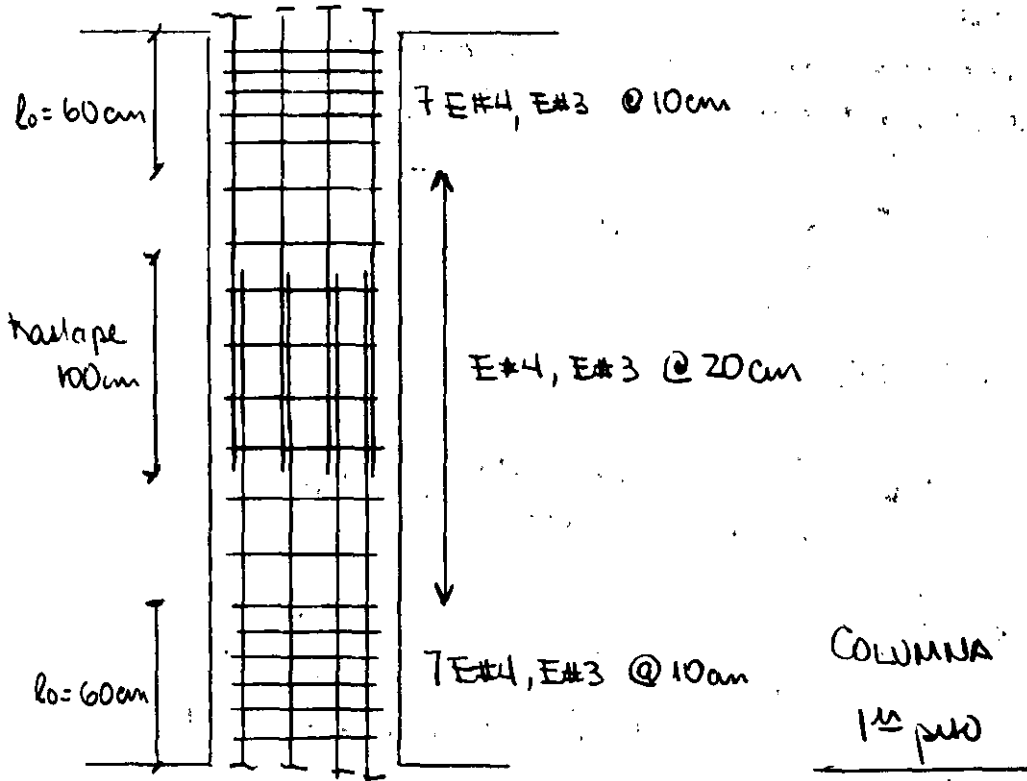
Por $s = 10 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A_{sh} = 0.334 \cdot 10 = 3.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } E \# 4, E \# 3 @ 10 \text{ cm} \Rightarrow A_{sh} = 4 \text{ cm}^2$$

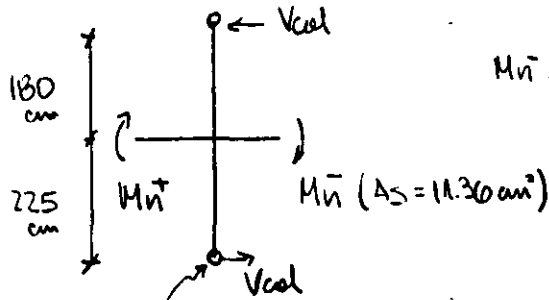


En una longitud
 $l_0 \begin{cases} 45 \text{ cm} \\ 310/6 = 52 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \checkmark \end{cases}$



c) JUNTA VIGA-COLUMNA

c.1) Resistencia al corte



punto de inflexión a la mitad de la altura de la columna

$$Mn^-: a = \frac{1.25 f_y A_s}{f'_{cb}} = \frac{1.25 \times 4200 \times 11.36}{204 \cdot 35} =$$

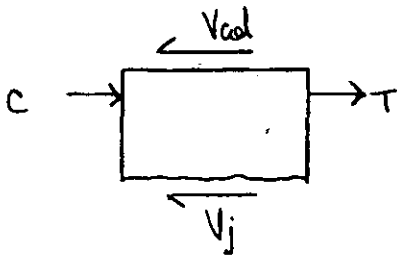
$$a = 8.35 \text{ cm}$$

$$Mn^- = 1.25 \times 4200 \times 11.36 \left(46.5 - \frac{8.35}{2} \right) = 2524 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$Mn^+ : a = \frac{1.25 \times 4200 \cdot 6}{204 \cdot 35} = 4.41 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow Mn^+ = 1395 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$P_{mo} \quad V_{col} = \frac{\sum M_n}{180 + 225} = \frac{2524 + 1395}{405} = 9.7 \text{ ton}$$



$$C = 1.25 \times 4200 \cdot 6.0 = 31.5 \text{ ton}$$

$$T = 1.25 \times 4200 \cdot 11.36 = 59.6 \text{ ton}$$

$$V_j = 31.5 + 59.6 - 9.7 = 81.4 \text{ ton}$$

Puesto que el nudo está compuesto en 75% por el ancho de las trabes,

$$V_{Rj} = 5.5 F_R \sqrt{f'_c} b_e h, \quad b_e = \frac{b_{viga} + b_{col}}{2} = \frac{45 + 35}{2} = 40 \text{ cm}$$

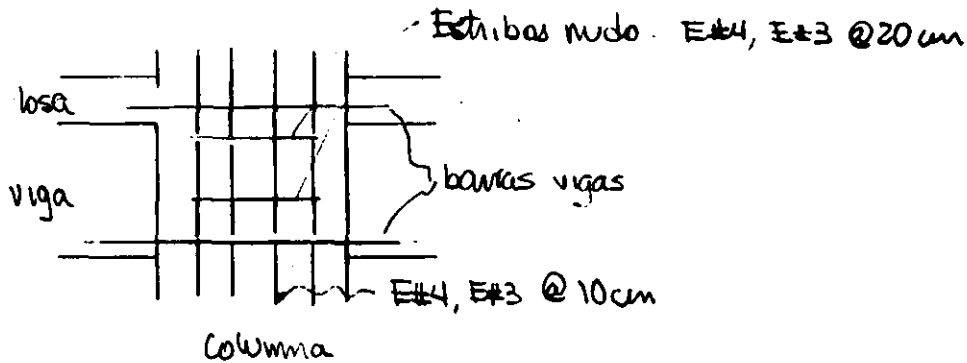
$$= 5.5 \times 0.8 \times \sqrt{240} \times 40 \times 45$$

$$= 123 \text{ ton} > V_j \quad \checkmark$$

c.2) Refuerzo transversal de confinamiento

Puesto que el nudo está confinado por cuatro traveses, con relación de anchos viga/columna > 0.75 ,

⇒ reducir el refuerzo transversal de la columna, con 2 juegos de estribos entre los niveles superior e inferior ← importante



c.3) Anclaje del refuerzo *

Según 5.4.4, puesto que los muros existen más del 50% de la fuerza lateral,

$$\frac{l_n}{d_b} \geq 15$$

Para barras de columna

$$\frac{l_{viga}}{d_b \text{ columna}} = \frac{50}{2.5} = 20 \checkmark$$

#8

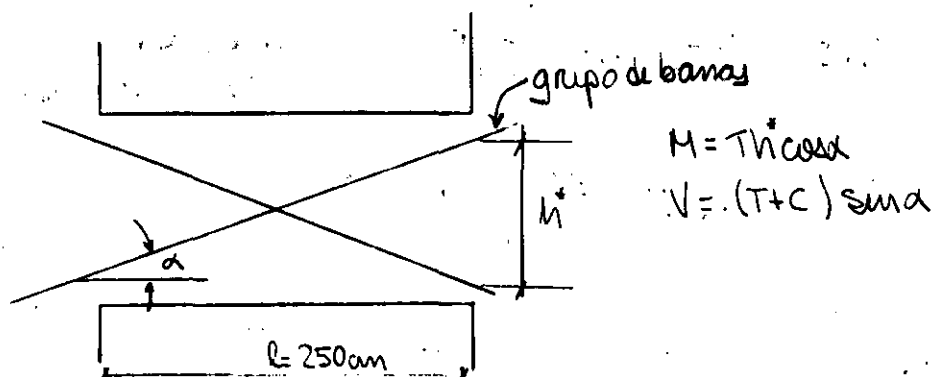
$$\frac{l_{columna}}{d_b \text{ viga}} = \frac{45}{1.9} = 23 \checkmark$$

#6

* a menudo controla el detalle, especialmente columnas

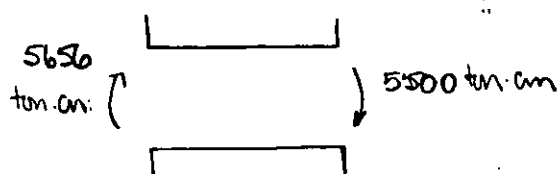
Según 5.4.1, se deben incluir dibujos acotados y a escala en los planos, del refuerzo en las uniones vigas-columna

d) VIGAS DIAFRAGMA DE ACORAMIENTO.



En nuestro caso, $l = 250 \text{ cm}$, $h = 50 \text{ cm}$ ($l/h = 5 > 2$)

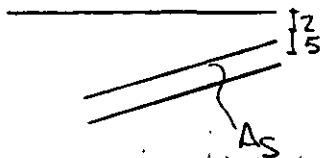
↑ máximo para LTC
EDF (4.14.2)



Por facilidad, $M = 5660 \text{ ton.cm}$

$$M_{\text{máx}} \approx \alpha M = 1.25 \cdot 5660 = 7075$$

$$\text{si } h^* = 36 \text{ cm y } \alpha = \arctan 0.2 = 11.3^\circ$$



$$T = \frac{M_{\text{máx}}}{h^* \cos \alpha} = \frac{7075}{36 \cdot \cos 11.3^\circ}$$

$$T = 200 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{T}{f_y} = \frac{200}{4.2} = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{usar } 6\#10$$

$$A_s = 49.14 \text{ cm}^2$$

(Pase sobre $V = (T+C) \sin \alpha$, $T = 144 \text{ ton}$)

Las diagonales se anclaran segun 3.1.1c) multiplicado por 1.5

$$1.5L_d = 1.5 \cdot 0.06 \frac{A_s f_y}{\sqrt{f'_c}} > 1.5 \cdot 0.006 d_b f_y$$

$$1.5 \cdot 0.006 \cdot 3.175 \cdot 4200 = 120 \text{ cm}$$

$$1.5 \cdot 0.06 \frac{8.19 \cdot 4200}{\sqrt{300}} = 178 \text{ cm} \checkmark$$

Estribos:

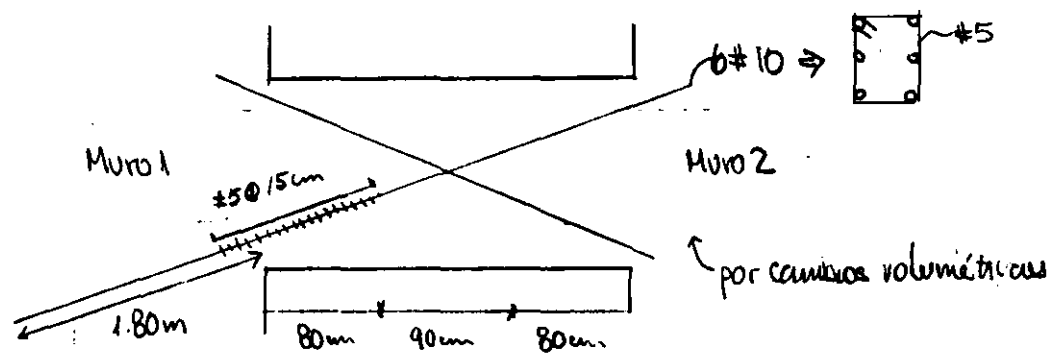
$$\frac{850}{\sqrt{f_y}} d_b = \frac{850}{\sqrt{4200}} \cdot 3.175 = 42 \text{ cm}$$

s ≤

$$48 d_{\text{estribo}} = 48 \cdot \frac{5}{8} \cdot 2.54 = 76.2 \text{ cm}$$

$$35/2 = 17.5 \text{ cm} \text{ (máx)}, \text{ usar } s = 15 \text{ cm}$$

↑ menor dimensión

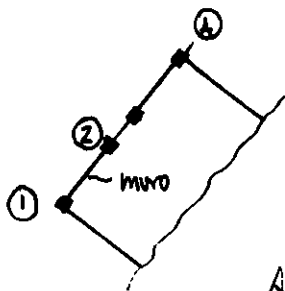


El resto de la viga lleva refuerzo por cambios volumétricos.
 si $\rho = 0.002$, $A_s = 50 \times 35 \times 0.002 = 3.5 \text{ cm}^2$
 (3.10)

⇒ usar #2.5 @ 50cm (verticales) no diagonales
 2 ± 3 horizontales

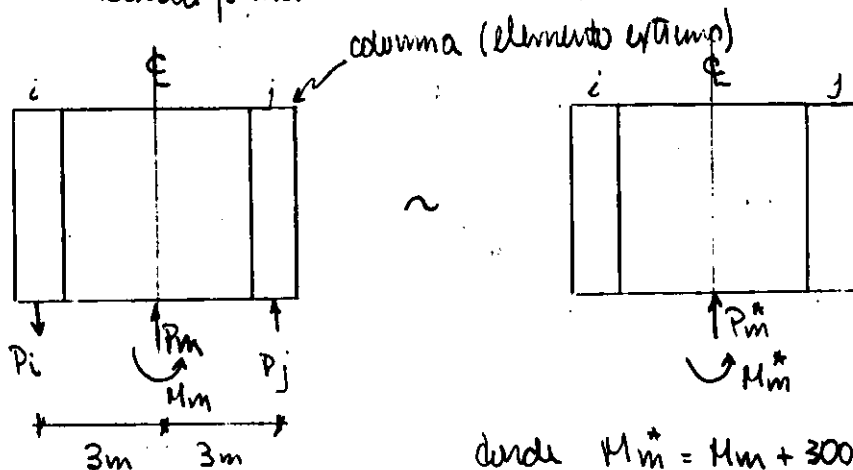
e) MURO DE CONCRETO

Se detallará el muro de la planta baja entre columnas 1 y 2.



Del dimensionamiento: $t=20\text{ cm}$
 $h=45\text{ cm}$

De acuerdo al modelo de la estructura, se obtienen elementos mecánicos en las columnas y en el muro. Se debe incorporar la carga axial de las columnas en la carga axial y flexión del muro. De esta forma:

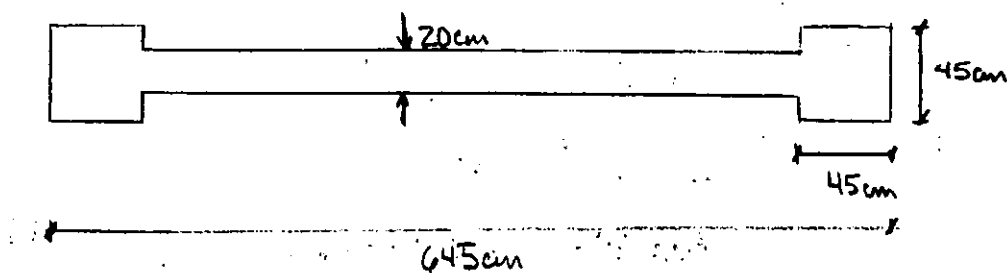


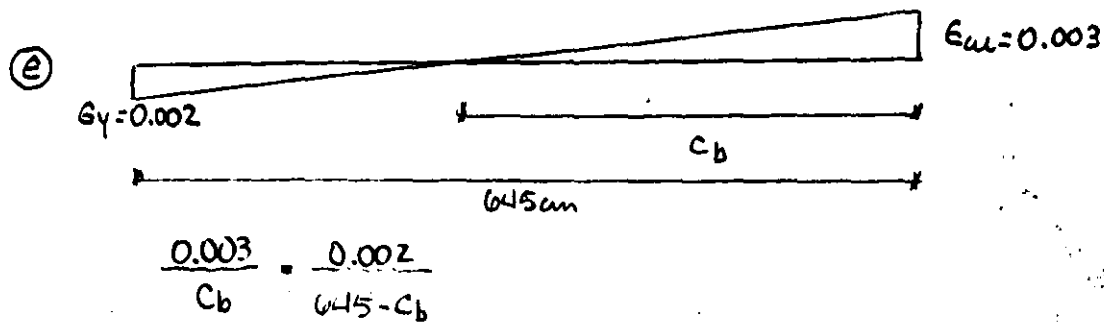
$$\text{donde } M_m^* = M_m + 300(P_i + P_j)$$

$$P_m^* = P_m - P_i + P_j$$

La carga de compresión más alta fue de 362 ton y de tensión de 143 ton.

Para tener idea de la proporción de carga, considerando carga axial estimativa uniforme aproximada, la carga axial balanceada





$$\frac{0.003}{C_b} = \frac{0.002}{645 - C_b}$$

$$\Rightarrow C_b = \frac{0.003(645)}{0.005} = 387 \text{ cm}$$

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es de

$$a_b = 0.8 \cdot C_b = 309.6 \text{ cm}$$

La carga axial balanceada será:

$$P_b = \frac{0.85 f'_c}{f'_c} a_b + A_s' f_y - A_s f_s$$

Suponiendo que $A_s' = A_s$, $f_y = f_s$ y $b = 20 \text{ cm}$

$$P_b = 204 \times 309.6 \cdot 20 / 1000$$

$$= 1263 \text{ ton (compresión)}$$

** Es claro que la máxima carga de compresión está muy por debajo de P_b .

\Rightarrow la tensión crítica de carga es:

$$M_u = 302,550 \text{ ton} \cdot \text{cm}$$

$$P_u = 143 \text{ ton (tensión)}$$

$$V_u = 294 \text{ ton (se verificará por capacidad)}$$

e.1) Diseño por cortante

Lapaja constante $V_u = 294 \text{ ton}$ es constante en la altura del muro en el primer entrepiso.

Verifiquemos que $V_{\text{max}} > V_u$ (4.5.2 NTC-Concreto)

$$V_{\text{max}} = 2 F_c L t \sqrt{f'_c} = 2 \cdot 0.8 \cdot 645 \cdot 20 \sqrt{240} / 1000$$

$$= 320 \text{ ton} > 294 \text{ ton} \checkmark$$

Puesto que $\frac{H}{L} = \frac{2250}{645} = 3.5 > 2$, el cortante que

forma el concreto se analiza con la EC. 2.18 (para vigas), ajustada por un factor que considere la carga axial a tensión

$$V_{cR} = 0.5 F_c b d \sqrt{f'_c} \underbrace{(1 - 0.03 \frac{P_u}{A_g})}_{\text{tensión}} \text{ si } p \geq 0.01$$

donde $b = 20 \text{ cm}$

$$d = 0.8L = 0.8 \cdot 645 = 516 \text{ cm}$$

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{143000}{2 \cdot 45^2 + 20(600 - 45)} = 9.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cR} = 0.5 \cdot 0.8 \cdot 20 \cdot 516 \cdot \sqrt{240} (1 - 0.03 \cdot 9.4) / 1000$$

$$V_{cR} = 45.8 \text{ ton}$$

El acero horizontal se determina como (EC. 4.6)

$$P_h = \frac{V_u - V_{cR}}{F_c f_y d t} = \frac{294000 - 45800}{0.8 \cdot 4200 \cdot 516 \cdot 20} = 0.002 > p_{\text{min}} \checkmark$$

donde $p_{\text{min}} = 0.0025$

Nota V_{CR} se determinó con 2.18 para $p \geq 0.01$, pero $p_n < 0.01$

usando 2.17 con $p_n = 0.007$

$$V_{CR} = 38.2 \text{ tm}$$

$$y \quad p_n = 0.0074 \quad \text{Poco sensible.}$$

$$\text{Si } t = 20 \text{ cm} \quad y \quad p_n = \frac{A_{vh}}{S_{ht}}$$

$$\frac{A_{vh}}{S} = 0.148 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Puesto que $t > 15 \text{ cm}$, se colocará el refuerzo en 2 capas si se usan 2#5 ($A_{vh} = 4 \text{ cm}^2$),

$$S = 4 / 0.148 = 27 \text{ cm}$$

$$S = 25 \text{ cm} < s_{máx} = 35 \text{ cm} \checkmark$$

$$\Rightarrow \text{usar } \underline{2\#5 @ 25 \text{ cm}}$$

El acero vertical se calcula con:

$$p_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (p_n - 0.0025)$$

↑
notar

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 (2.5 - 3.5) (0.0074 - 0.0025)$$

$$= 0.0001 < \rho_{min}$$

usar $\rho_v = \rho_{min} = 0.0025$

Análogamente al desarrollo de ρ_h

$$\frac{A_{sv}}{s} = 0.05$$

Al $s_{max} = 35 \text{ cm}$, $A_{sv} = 0.05 \cdot 35 = 1.75 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow \text{usar } 2\#4 @ 35 \text{ cm}$$

($A_w = 2.58 \text{ cm}^2$)

e.2) Revisión del elemento extremo como columna corta

sin considerar el acero de alama, se dimensiona el elemento extremo para la máxima carga axial. De las varias condiciones de carga, considerando carga axial y momento, $P = 537 \text{ ton}$
 $\hookrightarrow M = P \cdot L$

$$A_g = 45^2 = 2025 \text{ cm}^2$$

de varillas $12\#10$, $A_{st} = 12 \cdot 8.19 = 98.3 \text{ cm}^2$

$$\rho_{st} = 0.048 < 0.008$$

$$P_{eo} = 0.8 [f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$= 0.8 [204 (2025 - 98.3) + 4200 \cdot 98.3] / 1000$$

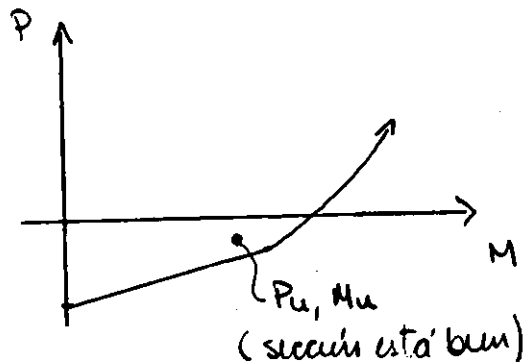
$$= 645 \text{ ton} > P_u$$

23) Revisión de la capacidad

Se calcularon algunos puntos del diagrama de interacción

donde:

	P [ton]	M [ton·cm]
tensión	145	342 782 ← M_n
	0	385 257
	136	424 600
	318	475 670
	454	512 901
	590	548 816
	726	583 444



Según la condición de carga crítica.

$$V_u = 294 \text{ ton}$$

$$(V_u)_{\text{aumentado}} = V_u \frac{\alpha M_n}{M_u} ; \alpha = 1.1 \text{ a } 1.2$$

$$= 294 \frac{1.1 \cdot 342782}{302550}$$

$$\frac{1}{F_2} = \frac{1}{0.9}$$

$$= 1.25 V_u = 367 \text{ ton}$$

Pero la capacidad

$$\phi V_n = V_{c2} + V_s = 45.8 + f_n \cdot t \cdot d \quad \text{donde } f_n = \frac{A_{vn}}{S_{vt}} = \frac{4}{25 \cdot 20} = 0.008$$

$$C1.0$$

$$= 45.8 + 0.008 \cdot 4200 \cdot 516 \cdot 20 / 100$$

$$= 45.8 + 347$$

$$= 393 \text{ ton} > (V_u)_{\text{aumentado}} //$$

e.4) Confinamiento de los elementos estructurales

Simular a las columnas, solo que el refuerzo transversal se coloca a lo largo del elemento con la misma separación.

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.334 \quad ; \quad \text{si } s = 10 \text{ cm}$$

$$A_{sh} = 3.34 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \#4, \#3 @ 10 \text{ cm}$$

e.5) Longitud de barras (traspases) l_t

+ a la mitad de la altura, y barras alternadas

Para las barras del #10, $l_t = 1.33 L_{db}$

$$\text{donde } L_{db} = \frac{0.06 \cdot a_s \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} = \frac{0.06 \cdot 8.9 \cdot 4200}{\sqrt{300}} = 119 \text{ cm}$$

$$\text{que tiene que ser mayor o igual que } 0.006 d_b f_y = 0.006 \cdot \frac{10}{8} \cdot 2.5 \cdot 4200 = 78.8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow l_t = 1.33 \cdot 119 = 160 \text{ cm}$$

Para las barras del #4, $l_t = 40 \text{ cm}$ | req (0.006 $d_b f_y$)

Para el desarrollo de las barras del # 5 (horizontales)

Según 2.1.1

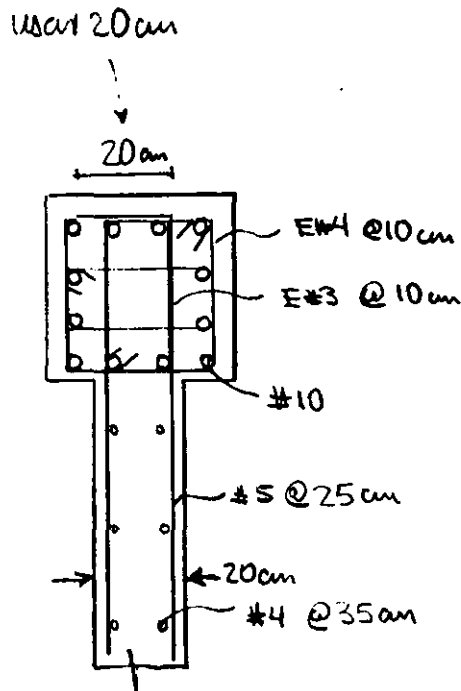
$$L_{dh} = \frac{0.076 db f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.076 \cdot \frac{5}{8} \cdot 254 \cdot 4200}{\sqrt{300}}$$

$$= 30 \text{ cm} < 45 \text{ cm (ancho del elemento de concreto)}$$

El tramo recto después del doblado será de $12d_b = 19 \text{ cm}$

Croquis

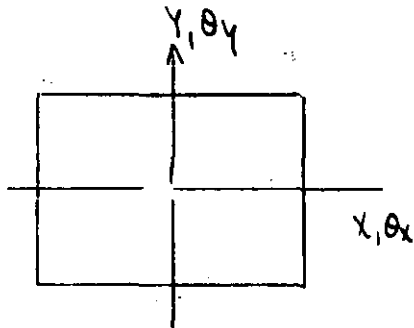
Elemento externo
45 cm x 45 cm



6. INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA.

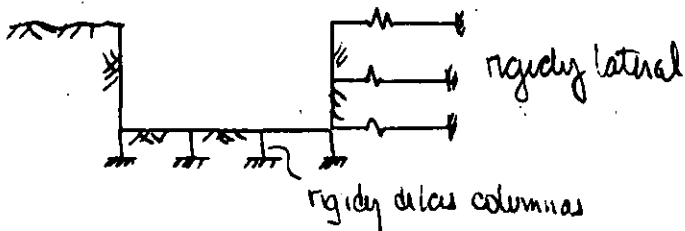
- losa de cimentación y muros de contención, que se suponen rígidas + pilotes
- contraestructos

Algunos comentarios sobre modelación de la interacción suelo - estructura usando ETABS.



El objetivo es modelar k_x, k_{ox}, k_y y k_{oy}

Para cimientos de cimentación.



La rigidez lateral total de la cimentación es la dada por:

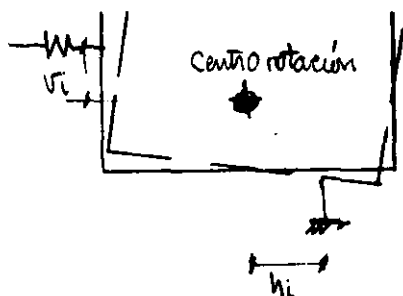
$$k_x = \sum k_{lateral} + \sum \frac{12EI}{L^3(1+\rho)}$$

columnas equivalentes

donde $\rho = \frac{6EI}{L^2 k_r G}$ (si $\rho=0$: deformaciones por cortante son nulas)

La rigidez rotacional total se obtiene de:

$$K_{\theta\theta} = \sum K_{lat} \delta_i^2 + \sum \frac{AE}{L} h_i^2 \quad (\text{contribución de la rigidez axial de las resortes-columna})$$



$$+ \sum \frac{12EI}{L^3(1+\gamma_s)} \delta_i^2 \quad (\text{contribución de la rigidez lateral de las columnas})$$

$$+ \sum \frac{2EI(2+\gamma_s)}{L(1+\gamma_s)} \quad (\text{contribución de la rigidez rotacional de las columnas})$$

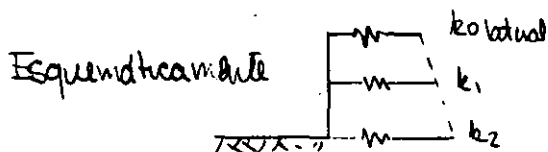
El término $K_{x\theta}$ se obtiene:

$$K_{x\theta} = \sum k_{lateral} \delta_i + \sum \frac{12EI}{L^3(1+\gamma_s)} \delta_i + \sum \frac{6EI}{L^2(1+\gamma_s)} \delta_i$$

Se puede suponer que el centro de rotación estará a $2/3$ de la profundidad de la cimentación

se puede incrementar la rigidez lateral en forma lineal con la profundidad de la cimentación

$$k_{lateral} = k_{0lateral} + cy$$



$K_x, K_y, K_{\theta x}, K_{\theta y}$ se obtienen: BDF-87, etc., etc.

Para obtener k_{ox} y k_{y} columna-corte, se supone $\beta=0$ y $L=0.5$ cm (supeta se elementos horizontales en la superestructura)

Se resuelve un sistema de ecuaciones de la forma

$$\begin{Bmatrix} k_{ox} \\ k_y \\ k_{oy} \\ k_x \\ k_{ox} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} * \\ * \\ * \\ * \\ * \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} k_{ox} \\ A \\ I_y \\ k_{oy} \\ I_x \end{Bmatrix}$$

* ver ecuaciones pasadas, para una posición de rotación

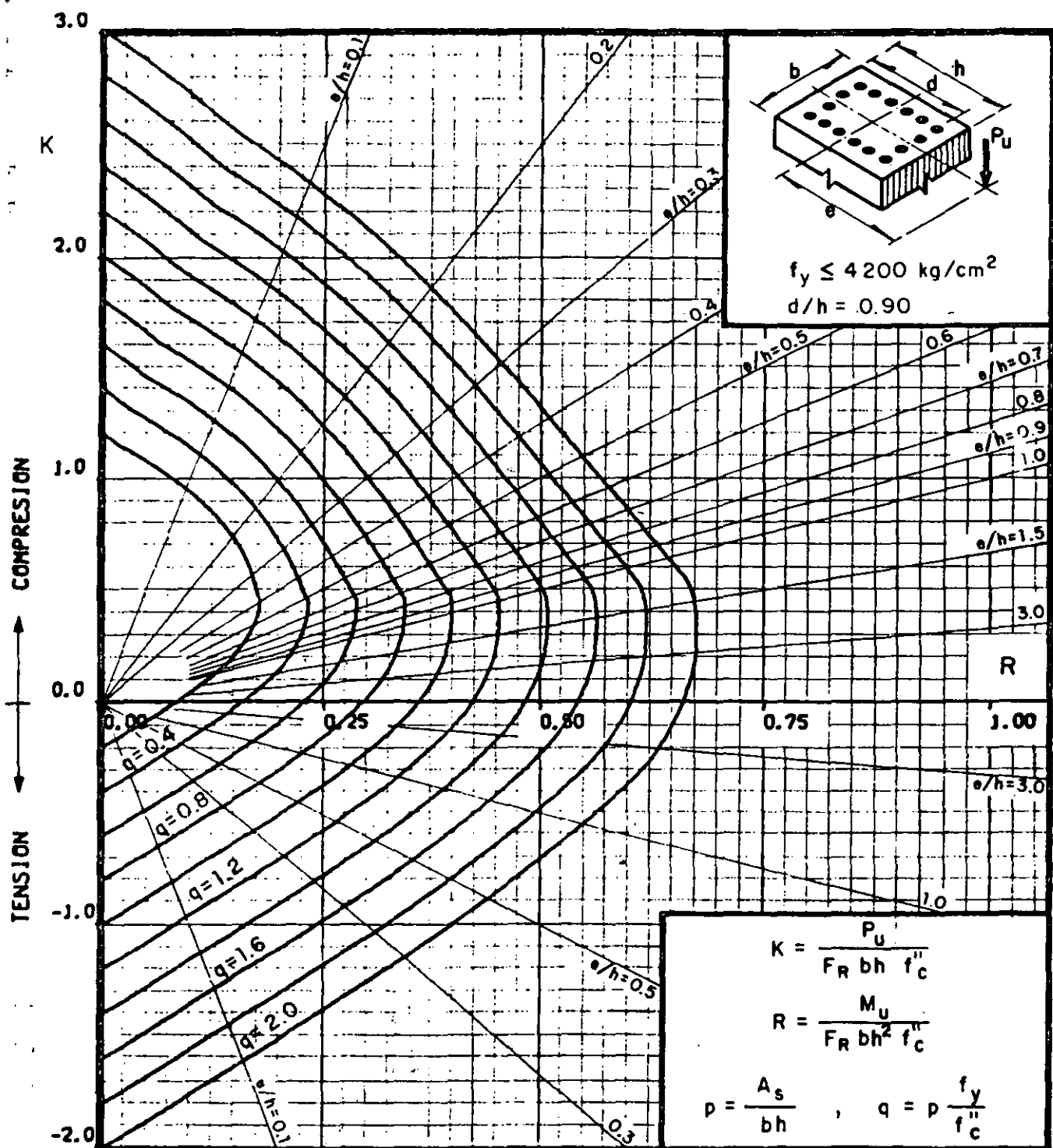
↓
Estos valores se usan en ETABS.

Nota: un cambio en CR produce cambios de signo en el determinante de la matriz $*$; además, si un modo de vibrar oca un respecto a un punto para el cual la matriz es singular, se producen problemas numéricos (inestabilidad).

Aun si $\det(*) \gg 0$, si se usan valores de k_{ox} , A , ... muy grandes se pueden tener problemas numéricos.

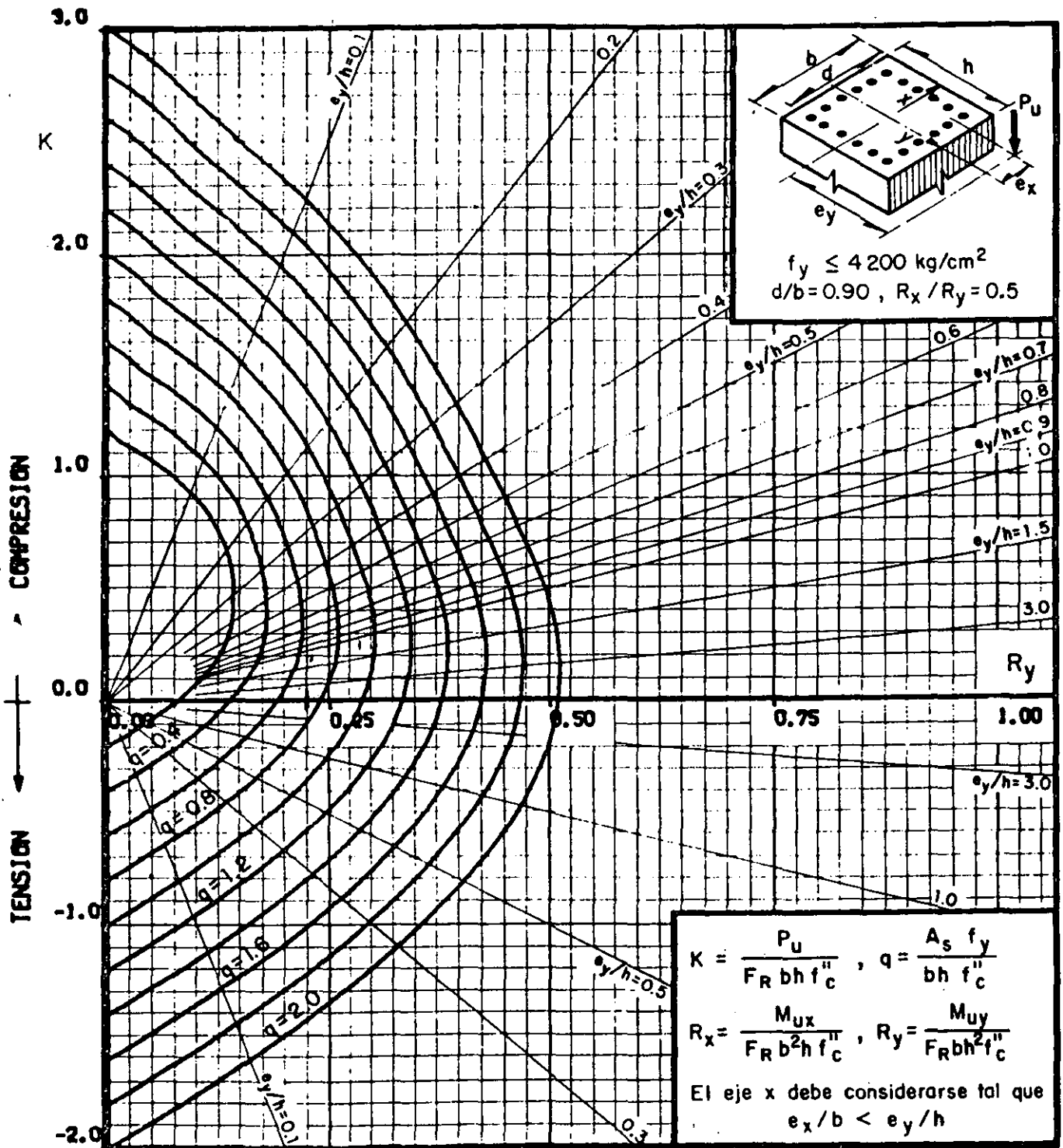
Puesto que la hora de construcción es flexible, se produce una reducción de la carga de desplazamiento lateral de las columnas que puede llegar a causar problemas numéricos.

Para este edificio, el período fundamental aumentó en 20% en relación al calculado suponiendo base rígida.



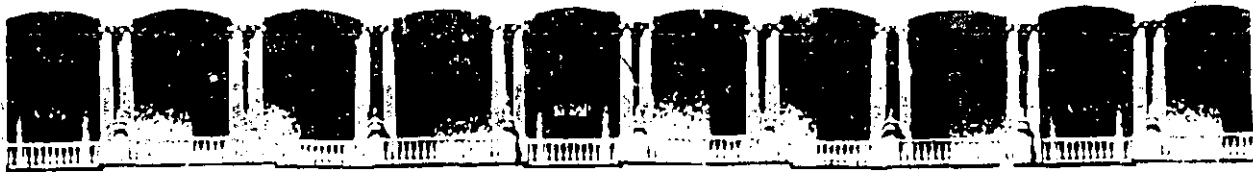
A_s = Area total de refuerzo
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$
 M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$

Fig 10



A_s = Area total de refuerzo
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$
 M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$

Fig 42



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

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

MODULO III: DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS DE MAMPOSTERIA

ING. OSCAR HERNANDEZ BASILIO

COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS DE MAMPOSTERIA

Oscar Hernández Basilio*

1. INTRODUCCION

La mampostería es uno de los materiales de construcción más antiguos utilizados por el hombre, la noticia más remota que se tiene de su empleo se puede leer en la Biblia, donde en el capítulo del Génesis 11-3,4 dice.....

³Un día dijeron unos a otros "Vamos a hacer ladrillos y a cocerlos en el fuego". Así, usaron ladrillos en lugar de piedra y asfalto natural en lugar de mezcla.⁴ Después dijeron "Vengan vamos a construir una ciudad y una torre que llegue hasta el cielo. De este modo nos haremos famosos y no tendremos que dispersarnos por la tierra ----- así dice el relato donde aparentemente se comienza a emplear las mamposterías como elementos estructurales.

Grandes obras de mampostería han perdurado en el tiempo como símbolo de la grandeza de los pueblos, muestra de ello son la pirámides en Egipto, México, etc; o más recientemente las viviendas que tienen 500 o más años de antigüedad. Sin embargo, probablemente es por esta razón, que la mampostería en México se asocia generalmente a procedimientos artesanales tanto en la fabricación de las piezas como en los procesos constructivos. Sin embargo, si bien todavía se utilizan ampliamente mamposterías de piedra y adobe de barro o de concreto de baja resistencia, también desde hace muchos años se fabrican piezas de alta resistencia y buen control de calidad, con las cuales se han realizado obras de mampostería cada vez más atrevidas.

* Director General, Proyectos Tensión, S.A. de C.V.

Se fabrican comercialmente en México tabiques de barro extruido con resistencia de 400 kg/cm^2 o superior y bloques de concreto en los que pueden lograrse resistencias sobre área bruta superiores a los 200 kg/cm^2 . Con materiales semejantes en zonas de bajo riesgo sísmico como Suiza, Inglaterra y los países Escandinavos, se han construido muchos edificios de entre 15 y 20 pisos a base de muros de carga sin ningún refuerzo. En zonas de mayor riesgo sísmico como el Suroeste de los EEUU, se han construido edificios del orden de 15 pisos con mampostería de bloque de concreto con abundante refuerzo.

En México las construcciones a base de muros de carga de mampostería han sido muy populares en edificios de pocos pisos, principalmente con la modalidad de reforzar los muros con dadas y castillos. El límite usual en edificios ha sido de 5 o 6 pisos.

La ventaja principal del empleo de muros de carga es que el mismo elemento que sirve para subdividir los espacios y para dar aislamiento, tiene función estructural. Otras ventajas son que el sistema constructivo no requiere de equipo elaborado y costoso y es intensivo en uso de mano de obra no muy especializada. Por estas ventajas, la construcción a base de muros de carga de mampostería resulta conveniente cuando el espacio arquitectónico está muy subdividido y la distribución de áreas y elementos de separación es regular tanto en planta como en elevación.

Las desventajas del empleo de muros de carga son la falta de flexibilidad en la subdivisión de los espacios que resulta de la imposibilidad de remover las paredes divisorias; la dificultad de ejercer un control de calidad estricto tanto en el material como en la construcción, y la baja resisten-

tencia en tensión y la fragilidad ante deformaciones en su plano que obligan al empleo de refuerzo y limitan su aplicación en zonas sísmicas.

Las recomendaciones para el diseño estructural de la mampostería han sido tradicionalmente muy someras, basadas en especificaciones de tipo geométrico, en procedimientos muy burdos de revisión de esfuerzos y en el empleo de factores de seguridad muy altos.

En años recientes se han realizado estudios bastante extensos acerca de las propiedades mecánicas y el comportamiento estructural de la mampostería, la cual ha permitido la elaboración de normas de diseño más racionales. Un ejemplo de ello son las normas para mampostería del reglamento de construcciones para el Distrito Federal.

La mayor parte de los daños materiales y pérdidas de vidas humanas a raíz de temblores importantes se han debido al colapso de construcciones de viviendas de uno a cinco niveles. Las razones principales de estos colapsos han sido: el empleo de materiales de baja resistencia, o cuya resistencia se deteriora rápidamente con el tiempo, el uso de procedimientos constructivos que no permiten una liga adecuada de los muros entre sí y la adopción de soluciones a base de muros muy altos con pocas separaciones interiores y con techos muy pesados o poco rígidos.

En muchos casos la adopción de estas formas constructivas se debe a la falta de recursos económicos que hace que se puedan emplear solo materiales que se pueden obtener prácticamente sin costo en el lugar, como el lodo, la piedra, la madera rolliza etc, y solo permite adoptar procedimientos constructivos que puedan ser realizados directamente por los habitantes. No resulta muy difícil encontrar modificaciones a estos sistemas

de manera que, sin que se requiera un costo adicional significativo y sin cambiar radicalmente las características de las viviendas, se obtenga una seguridad adecuada con el efecto de sismos.

Cuando se trata de viviendas en las que se pueda invertir en materiales comerciales, como el ladrillo, el cemento y el acero, puede obtenerse seguridad adecuada contra sismos, y a la vez condiciones de habitabilidad favorables, mediante el empleo de muros de mampostería, de piezas de barro o de bloque de concreto, reforzados en distintas formas para proporcionar una mayor resistencia y continuidad al conjunto. En años recientes se ha incrementado notablemente el conocimiento del comportamiento sísmico de estos elementos estructurales, lo cual ha permitido la elaboración de recomendaciones específicas para el diseño y construcción de muros de mampostería en zonas sísmicas.

En este trabajo se tratará de resumir los principios del diseño sísmico de las construcciones de mampostería, partiendo del comportamiento sísmico observado y de resultados de ensayos de laboratorio; se recomendarán las formas de estructuración que se consideran más eficientes, se señalarán los defectos que más comúnmente dan lugar a fallas y se darán recomendaciones específicas de diseño. Se incluyen materiales y procedimientos constructivos muy distintos como las construcciones de adobe, las de ladrillo no reforzado, las reforzadas con dalas y castillos y las que tienen refuerzo en el interior de piezas huecas. Se analizarán también algunos nuevos procedimientos de refuerzo que pueden resultar convenientes en algunos casos y se harán algunos comentarios acerca de las formas de reparar las construcciones dañadas.

2. COMPORTAMIENTO SISMICO OBSERVADO DE CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERIA

Construcciones de adobe. La experiencia con este material es definitivamente negativa. La escasa resistencia en tensión del adobe y la poca adherencia que se logra en las juntas con los morteros de lodo son solo algunos de los inconvenientes. Aún con adobes de buena calidad no puede lograrse una buena liga entre los muros transversales; esto aunado al gran peso de los muros, y generalmente de los techos, hace que estos muros fallen generalmente por el efecto de fuerzas normales a su plano, ya sea por volteamiento o por fallas locales por los empujes de los elementos de techo. En muchas ocasiones las fallas de estas construcciones han sido agravadas porque el adobe se encontraba muy debilitado por efecto del intemperismo.

Como recomendaciones generales para mejorar el comportamiento sísmico de estas construcciones se pueden mencionar la selección cuidadosa de los suelos con que se fabrica el adobe, su mejoramiento con fibras o con aditivos estabilizadores, la reducción de la altura de los muros al mínimo admisible para la habitabilidad de la vivienda, la subdivisión de la misma en espacios pequeños por medio de muros ligados entre sí con el mejor cuatraperce de las piezas posible, el evitar techos muy pesados y el estructurar estos techos para que tengan rigidez en su plano.

Sin embargo, una mejora sustancial en el comportamiento sísmico solo puede obtenerse por medio de algún refuerzo en el adobe que produzca una liga adecuada entre los elementos y proporcione cierto confinamiento y ductilidad a los muros. Algunos de estos procedimientos de refuerzo se describen en la ref 1.

Construcciones de mampostería no reforzada. Las construcciones de tabique o bloque de concreto sin refuerzo han tenido también un comportamiento sísmico muy deficiente ya que adolecen esencialmente de los mismos defectos que las de adobe: liga pobre y falla muy frágil. Una fuente muy frecuente de daños y colapsos es la presencia de huecos de puertas y ventanas no reforzadas, en los que la concentración de esfuerzos que se presenta en las esquinas provoca la iniciación de grietas diagonales que llevan a la falla a todo el muro. Este tipo de construcción debe evitarse en zonas sísmicas exceptuando quizás construcciones que encierren espacios pequeños y con techos ligeros.

Construcciones de mampostería confinada. Se denomina así a los muros que están rodeados en su perímetro por castillos y dadas que forman un marco que

encierra tableros relativamente pequeños, proporcionándoles una capacidad de deformación mucho mayor que la del muro no reforzado y una liga muy efectiva con los elementos adyacentes. El comportamiento observado de construcciones de este tipo hasta de varios pisos ha sido definitivamente mejor que el de la mampostería no reforzada; se cuentan con criterios para fijar la distribución de los elementos resistentes y de su refuerzo y con procedimientos para el diseño de la mampostería así reforzada. Hay que hacer notar sin embargo, que si con este sistema se reduce mucho la probabilidad de un colapso de la construcción y de daños mayores, no se evita la posibilidad de agrietamientos diagonales en los muros, ya que la resistencia en tensión diagonal de la mampostería no se incrementa apreciablemente por la presencia de las dalas y castillos.

Construcciones de mampostería con refuerzo interior. En años recientes se ha popularizado en diversos países un sistema constructivo que consiste en reforzar los muros de piezas huecas con barras verticales en los huecos de las piezas y horizontales en las juntas o en piezas especiales. La experiencia sobre el comportamiento sísmico de estas construcciones es más o menos amplia, hay evidencia de que con cantidades altas de refuerzo se obtiene un incremento en la resistencia con respecto a la mampostería no reforzada y un comportamiento bastante dúctil. Hay que recalcar que las cantidades de refuerzo necesarias para lograr un comportamiento adecuado son muy altas y que se requieren separaciones pequeñas tanto vertical como horizontalmente. El procedimiento tiene distintas modalidades que llegan en muros de edificios altos hasta el relleno total de los huecos de las piezas con concreto y el colado de muros delgados de concreto entre dos paños de muros de mampostería (cavity wall). La fig 1 muestra las características de algunos procedimientos de refuerzo típicos. En México, el refuerzo interior no es muy popular

debido a la dificultad de supervisión y, cuando se usa, se emplean cantidades de refuerzo mucho menores que las mínimas especificadas en otras partes, con lo cual se ha demostrado, tanto en laboratorio como en estructuras reales, que se tiene un comportamiento sísmico muy defectuoso debido a que la resistencia se deteriora rápidamente por la repetición de cargas alternadas.

Este procedimiento de refuerzo tiene la ventaja, sobre el de confinar con dalas y castillos, de que el refuerzo interior poco espaciado incrementa la resistencia y limita el agrietamiento a espesores pequeños, y de que el muro puede quedar aparente. Tiene sin embargo la desventaja de que las piezas huecas tienden a tener fallas locales por desprendimiento de sus paredes, que la liga que se obtiene entre los distintos elementos es menos efectiva y que la cantidad de refuerzo necesaria para asegurar un buen comportamiento es mayor.

En Estados Unidos y Nueva Zelanda la mampostería con refuerzo interior es bastante popular como sistema constructivo; sin embargo es usual que se llenen completamente los huecos de las piezas con un mortero muy fluido y con abundante refuerzo vertical y horizontal. Con este sistema, en mampostería de bloques de concreto, se obtiene prácticamente un muro monolítico, ya que el concreto colado en los huecos se adhiere perfectamente al bloque; en piezas de barro la eficiencia del procedimiento es menor porque el concreto del colado, al contraerse por fraguado, se separa del tabique; el empleo de aditivos estabilizadores puede evitar este problema.

3. EVIDENCIAS EXPERIMENTALES DEL COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERIA

El diseño de estructuras de mampostería había estado, hasta hace poco tiempo, basado en consideraciones empíricas sin aplicarle en forma racional los prin

ciplos Ingenieriles. Ultimamente se han efectuado análisis racionales para predecir la resistencia de mamposterías bajo diferentes sollicitaciones de carga como son flexocompresión, cargas verticales, cargas laterales, etc. Simultáneamente se han llevado a cabo multitud de ensayos para comprobar la validez de dichos análisis.

Para determinar las propiedades básicas de la mampostería, se efectúan diversos ensayos. La prueba de compresión en pilas, fig 2, se emplea para indicar la resistencia axial de compresión (f'_m) debiéndose tomar en cuenta los efectos de esbeltez cuando esta resistencia índice se extrapole a muros. El ensayo en muretes, fig 3, se emplea para determinar el esfuerzo cortante resistente en esta prueba se aplica al espécimen una carga diagonal que induce la falla, encontrándose una buena correlación entre los resultados de esta prueba y muros con características afines. En la parte correspondiente a Diseño de Estructuras de Mampostería se describe con cierto detalle la realización de dichos ensayos.

3.1 Comportamiento bajo distintas sollicitaciones

3.1.1 Flexocompresión En la fig 4 se muestra la distribución de esfuerzos supuesta para la mampostería en el caso de flexocompresión, para diferentes valores de excentricidad de la carga vertical aplicada al muro.

Se han presentado diversas teorías para calcular la resistencia en flexocompresión de muros tomando en cuenta efectos de esbeltez, la más acertada es aquella en la que se procede en la misma forma que para columnas de concreto, determinándose teóricamente diagramas de interacción carga axial-momento flexionante que como se observa en la fig 5, existe buena correlación entre teoría y resultados de laboratorio.

3:1.2 Flexión y cortante

En estructuras situadas en zonas sísmicas es ventajoso emplear muros para resistir fuerzas laterales por la gran rigidez que tienen estos elementos para cargas en su plano, sin embargo es necesario verificar que su resistencia sea compatible con dicha rigidez. Son tres las formas principales de estructurar a base de muros:

1. De carga, para soportar fuerzas verticales y horizontales, fig 6a
2. Como diafragma, estando confinados en marcos de acero o concreto que le transmiten la fuerza lateral, fig 6b
3. Muro de cortante

El primer tipo de muro es eficiente debido a la presencia de carga vertical que hace que el muro sea más resistente a las fuerzas cortantes y a los momentos de volteo producidos por el sismo.

La principal función de los muros diafragma es tomar la fuerza horizontal que le trasmite el sistema de marcos, que toman las cargas verticales; el muro funciona entonces como un puntal de compresión.

Los muros de cortante, aislados de la estructura de marcos, se construyen de concreto reforzado debido a que la baja carga vertical los hace relativamente críticos, raramente se hacen de mampostería.

Para el diseño sísmico no solo interesa la resistencia de la estructura ante carga lateral sino que también es necesario conocer la capacidad de la misma para absorber la energía introducida por el sismo y amortiguar el movimiento inducido; así como también la alteración de estas propiedades con la periodicidad de la fuerza horizontal.

Las propiedades de rigidez y resistencia pueden calcularse en muros ensayados en carga estática y en ciertos casos en especímenes más pequeños; para tener una idea de la capacidad de amortiguamiento y deterioro de la mampostería, es necesario efectuar pruebas dinámicas cíclicas.

Por lo general en la mampostería se presentan dos tipos de falla: flexión y cortante. La falla por flexión se alcanza cuando fluye el refuerzo vertical con el que se refuerza el muro; la resistencia ante esta sollicitación puede calcularse fácilmente suponiendo un bloque equivalente en compresión en un extremo y que el acero de refuerzo en el otro extremo del muro está fluyendo.

Para alcanzar la falla por cortante es necesario que primeramente no se alcance la de flexión; es decir, solo se obtiene aquella cuando existe abundante refuerzo vertical y/o mucha carga axial o se trata de muros de gran longitud.

Hasta 1965 la mayoría de los ensayos que se realizaban para determinar las características de las mamposterías eran estáticos; de lo observado en los últimos sismos, ha sido evidente que los resultados de esos ensayos monotónicos son de valor limitado para diseño sísmico, por lo que actualmente los procedimientos de diseño que proponen los diversos reglamentos están basados en resultados obtenidos de pruebas ante cargas laterales alternadas, aún cuando no de carácter dinámico. Esto último no parece ser una limitante porque se ha observado que los resultados de ensayos dinámicos proporcionan valores más grandes a los obtenidos bajo cargas laterales alternadas pseudoestáticas, lo que se explica porque las mamposterías son muy rígidas y su velocidad de respuesta ante las excitaciones es baja.

La experiencia a mostrado que las principales variables que influyen en el comportamiento de las mamposterías son: tipo de pieza y mortero; confinamiento; cuantía y disposición del refuerzo; relación altura a longitud; la carga vertical sobre el muro y en ciertos caso el aplanado que se coloca en una o en ambas caras del mismo.

Se puede alcanzar gran capacidad de deformación para valores altos de la relación altura a longitud, bajas cargas axiales y poca cantidad de refuerzo vertical en los extremos del muro. Reduciendo la relación de aspecto del muro, aumentando la carga axial y el acero de refuerzo en los extremos se alcanzan fallas de tipo frágil por cortante a través de grietas diagonales que pueden correr por la juntas de mortero o atravesar las piezas y juntas (tensión diagonal); este último tipo de falla por cortante es indicativo de la máxima capacidad de la mampostería, porque el primero solo indica que se tiene un mortero de baja calidad.

Tanto para flexión como por cortante, el comportamiento observado ante alternaciones de carga puede resumirse en la siguiente forma; para niveles bajos de carga el comportamiento es prácticamente lineal, una vez que se agrieta el muro, tanto para flexión como para cortante, se observa que para un mismo nivel de deformación se tiene un decremento en la resistencia ante alternaciones de carga, siendo mayor para el casos de cortante; también se diferencia la forma de los ciclos histeréticos, ya que para cuando predomina la flexión estos encierran un área mucho mayor que para el caso de cortante. Al incrementar la carga, nuevamente se presenta el fenómeno antes mencionado, hasta que finalmente se llega al colapso para deformaciones pequeñas en el caso de cortante o grandes en el caso de flexión; en las figs 9a y 9b se muestra esquemáticamente el comportamiento antes descrito.

A pesar de ser la falla por cortante la menos deseada porque desarrolla menor capacidad de disipación de energía, es la que más comúnmente se tiene presente en la realidad durante un sismo.

En ambos tipos de fallas, flexión o cortante, se presentan aplastamientos y desprendimientos locales en los extremos de los muros para etapas cercanas a la falla, dichos aplastamientos son debidos a la gran expansión lateral que tiene el mortero para altos niveles de esfuerzo, lo que produce

tensiones en las piezas. En diversos países se evita lo anterior colocando placas de acero perforadas en los extremos de los muros en las dos o tres hileras inferiores y superiores, ref 2, esto resultaría impráctico en nuestro medio, una solución no tan eficiente pero que ha dado muy buenos resultados, aún en mamposterías de piezas huecas, es colocar varilla corrugada de pequeño diámetro (5/32") en las juntas de mortero, este refuerzo también ha probado ser efectivo para resistir fuerza cortante una vez que el muro se agrieta.

En una serie de ensayos estáticos y dinámicos realizados por William y Scrivener, ref 3, en las cuales aplicaron ciclos a diversos niveles de carga y frecuencias, encontraron que en aquellos muros probados estáticamente y que fallaban por cortante, presentaban la misma degradación de carga que aquellos ensayados bajo condiciones dinámicas; sin embargo, en aquellos que fallaron por flexión, los ensayos dinámicamente se comportaron menos satisfactoriamente que los estáticos equivalentes. Esto último es debido por el movimiento violento en el caso dinámico se pierde más rápidamente el material que confina el acero, permitiendo el pandeo y reduciendo la capacidad del muro a flexión; no es el caso de cortante donde la resistencia está básicamente proporcionada por la mampostería.

También se ha observado que es más eficiente para soportar fuerzas cortantes el refuerzo horizontal colocado en las juntas y distribuido en forma uniforme en la altura del muro, que el vertical colocado en los extremos o en el interior de las piezas huecas.

Cuando la mampostería se coloca en el interior de un marco robusto de acero o concreto, se pueden seguir dos caminos:

1. Aislar la mampostería del marco para que aquella no soporte cargas
2. Hacer que trabaje la mampostería al colocarla con contacto con el marco perimetral.

El primer aspecto es muy difícil de realizar además de costoso; en el segundo caso se tiene un gran incremento de la rigidez lateral del sistema y de su resistencia. Ensayes realizados demuestran que es posible tener comportamiento dúctil cuando las columnas tienen refuerzo suficiente por cortante para permitir que desarrollen su momento de fluencia. El refuerzo horizontal colocado entre las juntas de mortero ayuda a repartir mejor la fuerza cortante en toda la altura del muro evitando que se concentre en sus extremos superior e inferior.

3.2 Evidencia experimental realizada en México

En la ref 4 se compila la información experimental que se tenía en México hasta 1972 aproximadamente.

Para carga lateral estática se efectúan dos tipos de pruebas; el denominado en voladizo, fig 7a, donde se presentan momentos flexionantes que pueden llegar a ser críticos; y el ensaye de compresión diagonal, fig 7b donde solo se inducen deformaciones por cortante. El efecto de pisos superiores se

representa con carga vertical.

La primera forma de ensaye trata de ser representativa de los muros de carga; mientras que para cuando se tiene un marco confinante, el ensaye de compresión diagonal intenta reproducir a un muro diafragma.

Para cargas laterales dinámicas y alternadas también se efectúan las mismas formas de ensaye.

En las figs 8 y 9 se muestran diversas curvas cargas-deformación angular para diferentes formas de ensaye y en la fig 10 la forma típica de falla.

Se tienen en general tres formas de agrietamiento: la debida a flexión se caracteriza porque es una grieta sobre una junta del mortero cerca de la base del muro; la falla por cortante corre alternadamente por las juntas verticales y horizontales y la falla por tensión diagonal atraviesa indistintamente piezas y mortero.

La presencia de alguno de estos tipos depende principalmente de las características de la mampostería así como también de la sollicitación de carga.

En el muro en voladizo la falla se inicia por agrietamiento en la base, presentándose después una falla por agrietamiento diagonal al aumentar las deformaciones. El tener carga vertical aumenta apreciablemente la carga de primer agrietamiento y tiende a llevar a un tipo de falla por tensión diagonal, disminuyendo la ductilidad del muro. El agrietamiento por flexión se reduce también al aumentar el acero de refuerzo en los extremos del muro. El refuerzo interior puede aumentar la resistencia máxima pero no sustancialmente la de agrietamiento.

Para muros en compresión diagonal se presentan fallas de cortante o de ten-

16
sión diagonal y esto depende de las características de la mampostería; aquí también la carga vertical incrementa la resistencia al agrietamiento y la máxima, pero también la deformabilidad del muro; el acero interior aumenta ligeramente la carga resistente al agrietamiento pero disminuye la deformación correspondiente, aumentando la carga máxima y la deformabilidad post-agrietamiento. El aplanado del muro contribuye en forma importante a la resistencia del mismo. Se ha visto que el confinamiento exterior del muro no influye apreciablemente en la resistencia al agrietamiento, pero sí en la resistencia y ductilidad a la falla.

La presencia de agrietamiento no implica necesariamente la falla del muro sino que esta depende del confinamiento, refuerzo exterior e interior, que este tenga y que puede hacer que el muro resista cargas mayores a la de agrietamiento.

Desde el punto de vista práctico si se refuerza convenientemente los extremos del muro, el problema de flexión desaparece y puede considerarse que la principal sollicitación es una carga diagonal de compresión equivalente, a la que se añade la carga vertical proveniente de pisos superiores.

Los estudios bajo cargas dinámicas y alternadas son bastante complejos; en la fig 11 se muestran las características de respuesta que más nos interesan del muro siendo estas: la capacidad de energía, capacidad de disipación de energía, el factor de ductilidad y el deterioro del muro, el cual se define como la pérdida de rigidez y resistencia debida a la alternación de carga, fig 12.

Para cargas alternadas el deterioro del muro es pequeño cuando se tienen deformaciones angulares menores a la del agrietamiento y después de éste el deterioro depende de la resistencia del marco confinante. El material hue

co es mas sensible al deterioro que una maciza, y es diferente la intensidad del deterioro si la falla es por flexión (dúctil) a que si es por cortante o por tensión diagonal (frágil) siendo mayor en los últimos casos. (17)

La carga vertical reduce apreciablemente el deterioro. El deterioro mayor se tiene al pasar al segundo ciclo de carga después del cual permanece casi inalterado.

En la ref 3 se estudió el comportamiento de muros bajo cargas cíclicas dinámicas observándose que el mismo comportamiento que un muro tiene para cargas alternadas se presenta para cargas dinámicas con excepción de la prueba en voladizo sin carga vertical (la de más flexibilidad), en la cual la prueba dinámicas muestra gran deterioro del muro, pero este caso tiene poca importancia desde el punto de vista práctico para una mampostería.

Se realizó recientemente un estudio para tratar de obtener procedimientos económicos para mejorar el comportamiento sísmico de la mampostería de piezas huecas con refuerzo interior (ref 5).

Se estudiaron diversas distribuciones de refuerzo (fig 13) que permitiesen mantener la capacidad de carga del muro después del agrietamiento sin que se viese disminuida por repeticiones de cargas alternadas.

Se encontró que la adición de barras de refuerzo de pequeño diámetro (4mm) y de alta resistencia ($6\ 000\ \text{kg/cm}^2$) en las juntas horizontales, aumenta ligeramente la resistencia, restringe la propagación del agrietamiento del muro y reduce el deterioro ante la repetición de cargas. Este refuerzo puede colocarse también en muros de piezas macizas con castillos, produciendo una distribución más uniforme de los esfuerzos cortantes en toda la longitud del muro y evitando las altas concentraciones de esfuerzos que se producen en los castillos cuando el muro se agrieta diagonalmente. Cuando no se coloca este

refuerzo en las juntas, resulta muy conveniente que los castillos cuenten con refuerzo especial en sus extremos para evitar su falla por cortante después de que el muro se agrieta diagonalmente.

4. REGLAMENTACION SOBRE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA

Desde tiempo Inmemorial se ha tratado de implantar reglamentos de diseño que aseguren buen comportamiento estructural. Del primer reglamento que se tiene evidencia es el que se contempla dentro del Código de Hamurabi, decretado por el Rey de Babilonia, Hamurabi, en el siglo 20 A.C.. En ese código se contemplan diversos tipos de leyes: civiles, penales, técnicas, etc. Dentro de lo relacionado con el aspecto construcción, el código mencionado establece que si por causa adjudicable al constructor se daña la propiedad, aquel tendrá que pagar la reparación del inmueble; si un esclavo muere por la falla de la construcción, el constructor deberá sustituir el esclavo al dueño de la vivienda; si muere un hijo del propietario por la misma razón se tendrá que matar a un hijo del constructor.....; si muere el propietario, se debe dar muerte al constructor-----, con normas como las anteriores seguramente en nuestro tiempo serían muy pocos los que se dedicarían al diseño y construcción de estructuras.

Afortunadamente los avances de la tecnología han hecho que ahora los reglamentos equilibren los principales aspectos de una construcción: seguridad y economía .

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, ref 6, incluye un capítulo sobre diseño y construcción de estructuras de mampostería, el cual ha sido modificado sustancialmente con respecto a la versión anterior y trata en detalle los requisitos para diseño sísmico.

Uno de los problemas que se enfrentan al elaborar recomendaciones de diseño

para mampostería es la gran variedad de materiales de distintas formas y propiedades que se tiene que cubrir. Si se establecen requisitos generales, hay que fijar criterios comunes para determinar los esfuerzos básicos resistentes de la mampostería (principalmente resistencia en compresión y en cortantes). Con este fin en el reglamento se establecen procedimientos de ensaye relativamente simples para determinar dichas propiedades cuando no se tenga información previa acerca de los materiales en cuestión y se proporcionan, además, valores específicos para los materiales de empleo más común para los cuales se cuenta con un número suficiente de determinaciones; los esfuerzos propuestos representan valores característicos, o mínimos probables, del esfuerzo de falla, determinados con el criterio de que la probabilidad de que no sean alcanzados por los materiales empleados en la estructura sea muy pequeña. Dichos esfuerzos corresponden a la resistencia de la mampostería sin refuerzo. Se considera que la presencia de castillos y dalas incrementa solo ligeramente la resistencia a compresión y a cortantes. El refuerzo interior sí proporciona un aumento apreciable de la resistencia con respecto a la mampostería no reforzada; dicho incremento solo puede determinarse en forma confiable mediante ensayos a escala natural de muros con la misma disposición de refuerzo que se va a emplear en la construcción. En forma conservadora el reglamento permite que los esfuerzos resistentes para la mampostería no reforzada se incrementen en 50% cuando se emplee las cuantías y distribuciones de refuerzo interior especificadas por el reglamento que se describirán más adelante.

Las normas para mampostería del nuevo reglamento especifican dos modalidades para el refuerzo de la mampostería; la que se denomina mampostería confinada es la usual con castillos y dalas para los cuales se fijan separaciones y re-

quisitos de refuerzo similares a los del reglamento anterior. En el otro procedimiento, denominado mampostería con refuerzo interior, se coloca refuerzo vertical en el interior de los huecos de las piezas y refuerzo horizontal en piezas que permitan colocar varillas en las juntas y proporcionarles el recubrimiento necesario para que puedan transmitirse los esfuerzos de adherencia. Las normas admiten también construcciones de mampostería sin refuerzo; sin embargo, exigen que se diseñen con factores de seguridad muy altos, lo cual hace que solo para construcciones de un nivel con alta densidad de muros y techos ligeros, resulte económicamente factible construir muros sin refuerzo.

El reglamento incluye dos procedimientos de diseño con distinto nivel de refinamiento. El método simplificado es aplicable a la mayoría de construcciones para vivienda que cumplen con requisitos no muy estrictos en cuanto a densidad de muros, altura máxima de muros y ausencia de grandes excentricidades de las cargas. El método detallado de diseño es aplicable cuando no se cumplan las condiciones impuestas para el empleo del método simplificado o cuando se quiera obtener un diseño más refinado. Ambos procedimientos están planteados en un formato de diseño por resistencia que es el adoptado en general por el reglamento (hay que revisar que el efecto de las cargas de trabajo multiplicado por un factor de carga, F_C , no exceda de la resistencia calculada multiplicada por un factor de reducción de resistencia, F_R). La conversión a un formato de esfuerzos admisibles es casi inmediata si se agrupan los factores parciales de seguridad en uno solo que afecta al esfuerzo resistente.

La carga vertical resistente se calcula con $P_R = F_R F_C f_m^* A_T$, en que A_T es el área transversal bruta del muro, f_m^* el esfuerzo resistente en compresión y F_E un factor correctivo por la esbeltez del muro y por la excentricidad de la carga para el cual se dan valores fijos en el método simplificado y un procedimiento para su determinación en el método general en función de la esbeltez y excentricidad calculadas. El factor de reducción F_R vale 0.6 para muros reforzados y 0.3 para no reforzados.

El cálculo de la resistencia a cargas laterales está ligada a los métodos de diseño sísmico especificados por el reglamento. Para la mayoría de las construcciones de mampostería es aplicable un método simplificado de diseño sísmico que permite encontrar en forma muy directa las fuerzas laterales para las que hay que diseñar los muros. Se especifican en este método simplificado fuerzas actuantes mayores para muros de piezas huecas que para muros de piezas macizas debido a la diferente ductilidad y deterioro que se tiene en los dos casos. Los requisitos que, según el reglamento, debe cumplir la mampostería confinada en lo que respecta a ubicación de los castillos y dadas y a la cantidad de refuerzo longitudinal y transversal en ellos, se presentan en el manual sobre Diseño de Estructuras de Mampostería. Los requisitos para la mampostería con refuerzo interior, fijan la cantidad total de refuerzo en 0.002 veces el área del muro y su separación máxima en 90 cm.

Para la determinación de fuerza cortante que resiste el muro se especifica en el método simplificado

$$V_R = 0.7 F_R v^* A_T$$

en que v^* es el esfuerzo resistente en cortante y F_R el factor de reducción que debe tomarse como 0.6 para muros confinados o con refuerzo interior y

y 0.3 para muros no reforzados o cuyo refuerzo no cumple con los requisitos mínimos especificados. En el método detallado se especifica una expresión más refinada que toma en cuenta el efecto de la carga axial, en la resistencia al cortante.

Además de la resistencia a fuerza cortante es necesario revisar la resistencia a momento flexionante debido a las cargas laterales, para lo cual puede llegar a necesitarse refuerzo especial en los extremos del muro; en este caso la resistencia se puede calcular con los procedimientos que se emplean para concreto reforzado.

Todo lo anterior se puede ver con más detalle en el manual sobre diseño de estructuras de mampostería.⁽⁶⁾

5. OTROS TOPICOS SOBRE MAMPOSTERIA

5.1 Recomendaciones generales sobre la estructuración de construcciones de mampostería

Las recomendaciones siguientes se refieren a la estructuración de las construcciones, a los materiales y el refuerzo, a los detalles y procedimientos constructivos.

Debe proporcionarse un sistema resistente en dos direcciones ortogonales, este requisito obvio no siempre se cumple; especialmente en casas habitación es frecuente que los elementos resistentes estén alineados en una dirección y que en la normal a ella exista un número muy reducido de muros con grandes aberturas para puertas y ventanas. En cada dirección deberá proveerse una densidad adecuada de elementos para resistir las fuerzas sísmicas.

La distribución de elementos resistentes debe ser aproximadamente simétrica

para evitar problemas de torsiones en planta que aumenten las fuerzas laterales en los muros; esto debe cuidarse especialmente en las construcciones de varios niveles.

Los sistemas de techo y entrepiso deben ser capaces de transmitir las fuerzas laterales a los elementos que tengan resistencia en la dirección de la acción sísmica. Esta condición no se cumple en techos de vigas o armaduras no contraventeadas en su plano, las cuales empujan directamente sobre los muros transversales y provocan fuerzas importantes perpendiculares a los planos de dichos muros, causando frecuentemente su falla por volteamiento. El contraventeo del techo, la colocación de una dala de remate perimetral, la liga entre muros transversales y el anclaje de los muros en su cimentación son factores que eliminan este problema.

La falla por efecto del sismo actuando sobre la masa misma del muro en dirección normal en su plano ocurre con frecuencia en bardas y muros pesados no restringidos en su extremo superior. Es importantes por lo tanto proporcionar un anclaje apropiado a la cimentación y elementos verticales resistentes. En muros apoyados en sus cuatro extremos, la falla por empuje normal al plano es poco frecuente, pero puede presentarse si se emplean morteros muy pobres (por ejemplo, los morteros a base de lodo para pegar adobes) o si se llenan solo parcialmente las juntas (como es usual en algunos lugares para bloques de concreto).

La presencia de aberturas en los muros provoca concentraciones de esfuerzos que favorecen la formación de las grietas diagonales. Es conveniente que exista un refuerzo continuo en la periferia de los huecos.

Debe evitarse el empleo de piezas con altos porcentajes de huecos y paredes delgadas porque esto propicia fallas frágiles y deterioros graves y muy rápidos.

5.2 Nuevas formas constructivas para la mampostería

Se han desarrollado recientemente, o están en la etapa de desarrollo, nuevas técnicas para la construcción y refuerzo de los muros que presentan algunas ventajas sobre las tradicionales. En algunos casos se trata de sistemas radicalmente diferentes a los usuales, en otros, de pequeñas modificaciones que pretenden mejorar el comportamiento estructural de los muros. Algunas de las alternativas más interesantes se describen a continuación.

Refuerzos especiales en la mampostería convencional. Con el fin de mejorar la ductilidad de los muros y reducir el deterioro de su rigidez y resistencia ante el efecto de cargas alternadas se están estudiando detalles de refuerzo aplicables ya sea a muros confinados con castillos o a muros con refuerzo interior o a ambos.

La adición de barras de refuerzo de pequeño diámetro ($\phi = 4\text{mm}$) y de alta resistencia en las juntas horizontales aumenta ligeramente la resistencia, restringe la propagación del agrietamiento del muro y reduce el deterioro ante la repetición de cargas. Este refuerzo puede colocarse también en muros de piezas macizas con castillos, produciendo una distribución más uniforme de los esfuerzos cortantes en toda la longitud del muro y evitando las altas concentraciones de esfuerzos que se producen en los extremos de los castillos cuando el muro se agrieta diagonalmente. Cuando no se coloque este refuerzo en las juntas, resulta muy conveniente que los castillos tengan refuerzo especial en sus extremos para evitar su falla por cortantes después de que el muro se

agrieta diagonalmente. La fig 13 muestra una forma en que puede proporcionarse este refuerzo.

En muros con refuerzo interior también resulta muy conveniente confinar el refuerzo vertical en los extremos de los muros, ligando por medio de estribos, placas o mallas, como se muestra también en la fig 13.

Mampostería con junta seca y con refuerzo en las caras exteriores. La mampostería con junta seca consiste en colocar las piezas sin mortero en las juntas, formando el muro por la simple sobreposición de las piezas. La liga estructural del muro puede lograrse mediante el empleo de piezas machihembradas en las que se produzca un anclaje mecánico de las piezas, o mediante un aplanado en las dos caras del muro que proporcione continuidad al conjunto. La principal ventaja que se aduce para estos procedimientos es la rapidez de la construcción.

En lo que respecta al comportamiento sísmico para la mampostería de piezas machihembradas no se cuenta con información experimental. Para asegurar que se desarrolle la trabazón mecánica parece necesario que los muros estén confinados por dadas y castillos, lo cual elimina en parte las ventajas de la rapidez de construcción. En este procedimiento se requiere que las piezas tengan dimensiones muy uniformes para poder construir el muro a plomo y a nivel sin la ayuda de las juntas de mortero que absorben las diferencias geométricas. Se requiere además que las piezas tengan buena estabilidad volumétrica. Se han empleado para este procedimiento piezas de suelo-cemento, de concreto ligero y de barro macizas o huecas. En la fig 14 se muestran algunas de las formas propuestas. Las piezas huecas machihembradas permiten la colocación de refuerzo en los huecos verticales, lo cual aunado a la trabazón mecánica de las piezas posiblemente dé lugar a un sistema constructivo conve-

26
niente en zonas sísmicas. Se requiere, sin embargo, estudios adicionales para encontrar las formas, materiales y procedimientos constructivos convenientes para las piezas y para comprobar experimentalmente el comportamiento sísmico. Desde el punto de vista del comportamiento sísmico parece conveniente, y amerita estudio, el empleo de piezas machihembradas con junta de mortero, con lo cual al anclaje mecánico de las piezas se suma a la adherencia del mortero para mejorar la resistencia al cortante.

Recientemente se ha introducido comercialmente un mortero a base de cemento, aditivos que proporcionan alta adhesividad y fibra de vidrio, el cual colocado como aplanado en muros con junta seca, les proporciona una alta resistencia en tensión. Se han realizado diversos ensayos (ref 7) para estudiar el comportamiento estructural de este material, aplicado principalmente a muros de bloque de concreto. Se ha observado que, con respecto a la de un muro del mismo material junteado con mortero, la resistencia a carga axial de los muros así construidos es ligeramente menor, la resistencia a cargas normales al plano del muro es varias veces superior, la resistencia a fuerza cortante es ligeramente mayor y la ductilidad es mayor para las mismas condiciones de confinamiento. Si se coloca algún refuerzo interior en los huecos extremos para proporcionar liga entre los muros y para mejorar la ductilidad, se considera que este procedimiento da lugar a una seguridad aceptable contra sismo en construcciones de uno a dos niveles. El costo del producto, patentado, para el aplanado es relativamente alto; sin embargo, se requieren espesores muy pequeños para los aplanados (3mm). Se afirma que el costo total es competitivo con el de un muro convencional con aplanado de yeso en ambas caras.

Parece prometedor el estudio del empleo de otros materiales para proporcionar al muro continuidad y resistencia en tensión por medio de un aplanado, aplicado ya sea a las piezas colocadas con mortero o con junta seca. El uso de fibras minerales o vegetales (henequén, bambú, etc) más económicos que las de

vidrio y la sustitución del cemento por el azufre son alternativas que se han sugerido pero que no han sido suficientemente estudiadas. (27)

Un procedimiento de este tipo que ha sido ampliamente usado y que resulta muy eficiente es el de reforzar los muros con una malla de acero (electrosoldada o tela de gallinero) anclada perfectamente al muro y recubierta por un aplanado de mortero de cemento. Este procedimiento se ha empleado esencialmente para refuerzo de muros agrietados.

Mampostería con morteros de alta adherencia. Cuando se emplean piezas de buena calidad (tabiques extruidos y bloque de concreto tipo pesado) la resistencia al cortante del muro está regida por la adherencia entre el mortero y las piezas en las juntas; si se mejora dicha adherencia se puede alcanzar la máxima resistencia del muro que está regida por la falla en tensión de las piezas.

Se han estudiado diversos aditivos para el mortero a base principalmente de resinas epóxicas y se han obtenido incrementos muy sustanciales en la adherencia. En algunos países estos morteros de alta adherencia se producen comercialmente, pero su empleo aumenta radicalmente el costo de los muros.

Mampostería postensada. La capacidad de carga de muros de mampostería está limitada por su baja resistencia a esfuerzos de tensión producidos por flexión o fuerzas cortantes. La resistencia a estos efectos puede mejorarse sustancialmente si se introducen en los muros esfuerzos de compresión mediante técnicas de postensado. Aunque el postensado reduce la capacidad útil de los muros a carga axial, esta rara vez es crítica en zonas sísmicas y normalmente son mucho más importante las ventajas que el presfuerzo proporciona,

que son las siguientes: se evita el agrietamiento por flexión en muros, se incrementa la resistencia a fuerza cortante porque se reducen los esfuerzos de tensión diagonal y se logra una distribución de carga más uniforme en la cimentación. El postensado ha sido poco usado hasta la fecha principalmente por el desconocimiento de las pérdidas de presfuerzo que se pueden tener y por las dificultades del procedimiento.

Algunos ensayos realizados en el Instituto de Ingeniería, ref 8, han demostrado que las pérdidas de presfuerzo son del mismo orden de las que se obtienen en estructuras de concreto (entre 10 y 20%) y son menores en piezas de barro que en bloques de concreto, que deben evitarse los sistemas de anclaje a base de cuñas y que resulta conveniente el empleo de un sistema de postensado como el mostrado en la fig 15 en el que los cables pueden tensarse en etapas de acuerdo con el proceso constructivo, reduciendo así, o eliminando, las pérdidas de presfuerzo.

5.3 Reparación y refuerzo de la mampostería

Cuando una construcción ha sufrido daño por efecto de un sismo no es suficiente normalmente con repararla (reintegrar su resistencia original) sino que es necesario reforzarla, o sea incrementar su resistencia con respecto a la que tenía antes de la ocurrencia del daño, para que este no ocurra nuevamente si se presenta la misma sollicitación.

Los procedimientos de refuerzo implican casi siempre una restructuración de la construcción mediante la adición de nuevos elementos resistentes, o la rigidización, el confinamiento, el anclaje y el refuerzo de los elementos existentes. En general hay que hacer que la estructura cumpla con los requisitos descritos en los capítulos anteriores. El refuerzo de construcciones de mampostería implica operaciones bastante laboriosas como el colado de dadas y cas

do actual de conocimientos acerca del diseño de mampostería ante diversas sollicitaciones de carga ha avanzado notablemente.

Para el caso de flexocompresión se pueden elaborar diagramas de interacción que se ha visto experimentalmente dan valores acertados del comportamiento de la mampostería.

Las estructuras rígidas, como las mamposterías, son más sensibles a los efectos producidos por un sismo; sin embargo, el criterio elástico que se ha estado empleando y que consiste en diseñar la mampostería para que resista un sismo intenso sin que esta sufra daño es irracional. La tendencia actual del diseño sísmico de mamposterías debe ser el diseñar la estructura para soportar sin sufrir daño en sismo moderado y resistir sin llegar al colapso para un movimiento intenso aprovechando así el comportamiento inelástico de la mampostería reforzada.

Para este criterio de diseño las estructuras dúctiles son las más adecuadas; se puede diseñar una mampostería suficientemente dúctil después de agrietamiento suponiendo al muro como un voladizo y diseñado como viga mediante una teoría de resistencia última similar a la del concreto reforzado, asegurando al mismo tiempo que no se exceda de la resistencia al corte o tensión diagonal de la mampostería. Es implícito que se tendría que limitar la cantidad de acero de refuerzo para evitar una falla frágil al igual que en flexión en concreto.

Una vez reforzado convenientemente por flexión, un muro debe ser capaz de resistir la fuerza cortante con muy poco daño siendo ahora representativo el estado de compresión diagonal. Por este estado de carga se pretende que de la prueba en muretes se obtenga el índice de resistencia de la mampostería que forma al muro hasta el agrietamiento; asimismo se puede valuar el

efecto de la carga vertical del refuerzo interior, y en forma indirecta la contribución del aplanado en el muro.

Es conveniente que los reglamentos de construcción contemplen la idea de que la mampostería convenientemente reforzada tiene comportamiento inelástico, con la finalidad de aumentar el factor de reducción por ductilidad de este tipo de estructuras; esto porque el actual Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal es más estricto que el anterior en cuanto a los requisitos de diseño sísmico para construcciones de mampostería. Las fuerzas sísmicas de diseño se hacen depender de la ductilidad de los sistemas estructurales y, como los distintos sistemas a base de muros de mampostería tradicionales son poco dúctiles, deben diseñarse para fuerzas mucho mayores que las que corresponden, por ejemplo, a una estructura a base de marcos de concreto. Las fuerzas de diseño que se especifican en la nueva versión son en algunos casos hasta dos veces mayores que los que se empleaban con el reglamento anterior. Por otra parte, los esfuerzos resistentes de diseño que se han deducido de la información experimental, son más bajos para algunos materiales que los que se emplean usualmente.

Lo anterior va a hacer más crítica la construcción de edificios de varios niveles a base de muros de mampostería, obligando a proyectos con una mayor densidad de muros, al empleo de materiales de resistencia mayor y más controlada y a procedimientos de refuerzo que proporcionen mayor resistencia y ductilidad. Con estas precauciones se considera que es posible seguir construyendo, en forma segura y económica, edificios de habitación a base de muros de carga de mampostería ya sea confinada o reforzada interiormente.

Un problema de la construcción en mampostería muy distinto a los tratados hasta aquí es el de la vivienda rural. La mayor parte de daños materiales y pérdi-

das de vidas a raíz de temblores se debe al colapso de construcciones de vivienda de bajo costo. En estas construcciones se emplean materiales de baja resistencia o que se deterioran rápidamente con el tiempo. Se usan además -- procedimientos constructivos que no permiten una buena liga de los muros entre sí y con el techo. Afortunadamente, también a este problema se le ha encontrado solución favorable (ver ref 1).

REFERENCIAS

1. Hernández, O. et.al. "Refuerzo de vivienda rural en zonas sísmicas. Estudios experimentales", Instituto de Ingeniería, UNAM, en prensa (1981)
2. Priestley, H., Bridgemen, D.O, "Seismic resistance of brick masonry walls", Bulletin New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol 7, No 4 (dic 1974)
3. William, D., Scrivener, J., "Response of reinforced masonry shear walls to static and dynamic cyclic loading", Proc. 5WCEE. Roma (jun 1973).
4. Meli, R., "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe No 352 (abril 1975)
5. Hernández, O. y Meli, R., "Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe 382 (dic 1976)
6. "Diseño y construcción de estructuras de mampostería, normas técnicas complementarias del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal". Instituto de Ingeniería UNAM, Informe 403 (jul 1977)
7. Hernández, O., "Mampostería de bloque unida con mortero a base de fibra de vidrio. Comportamiento y diseño", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe 394 (jun 1977)
8. Hernández, O. y Aguilar, H., "Deformaciones diferidas en mamposterías postensadas. Recomendaciones preliminares de diseño", Instituto de Ingeniería, UNAM, en prensa (1981)

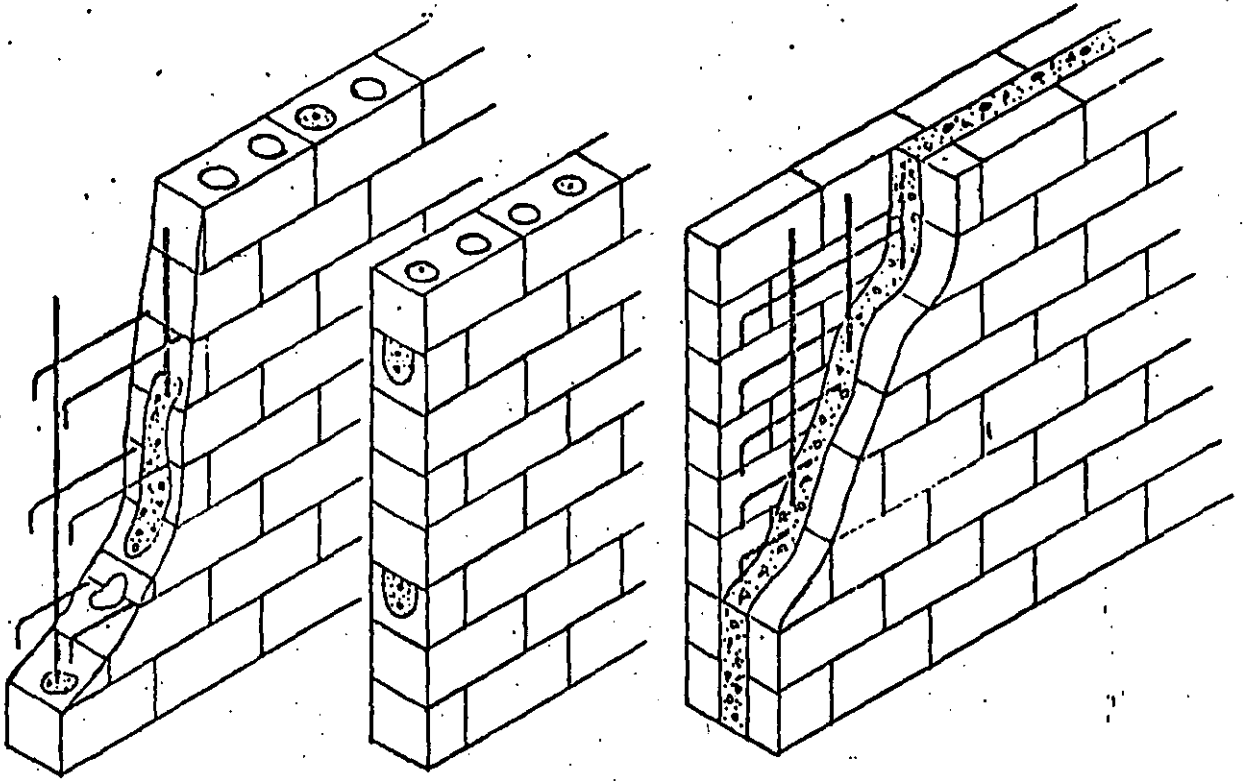


Fig1 Diferentes formas de colocar refuerzo interior

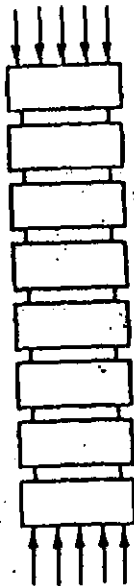


Fig 2 Ensayo de compresión en pila

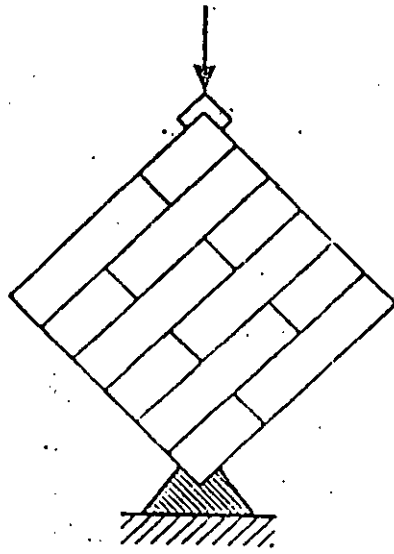


Fig 3 Ensaye de compresión diagonal

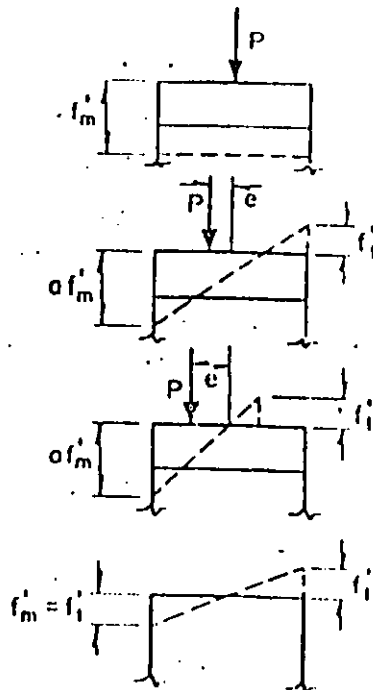


Fig 4 Distintas distribuciones de esfuerzos para carga axial y flexión

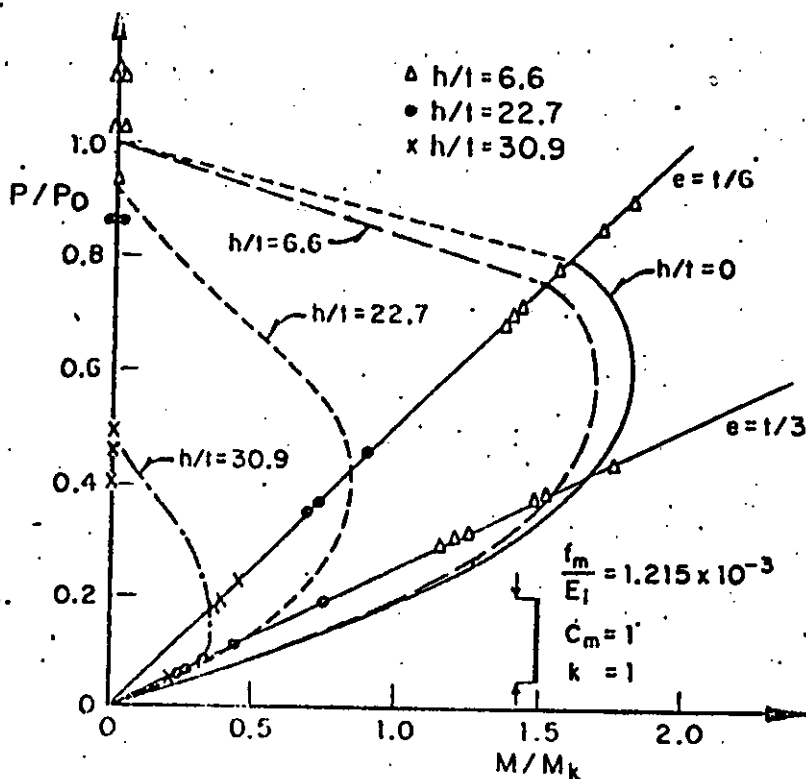


Fig 5 Diagrama de interacción en flexocompresión. Efecto de la relación de esbeltez

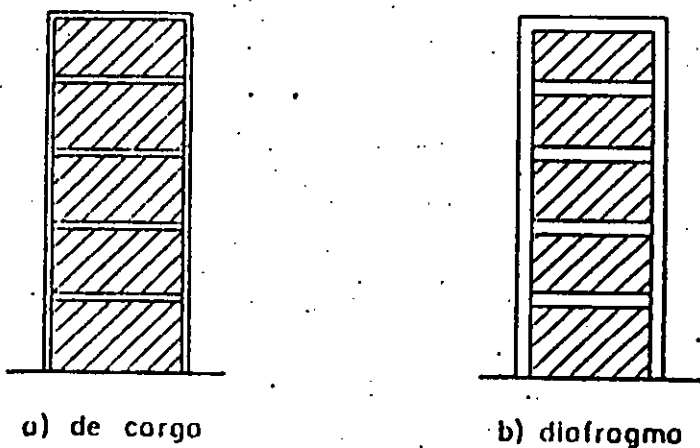


Fig 6 Estructuración a base de muros

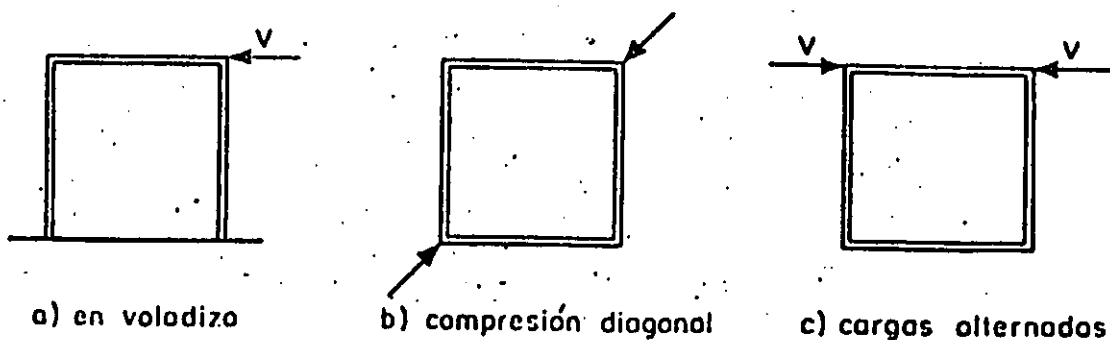


Fig 7 Diversas formas de ensayos de muros.

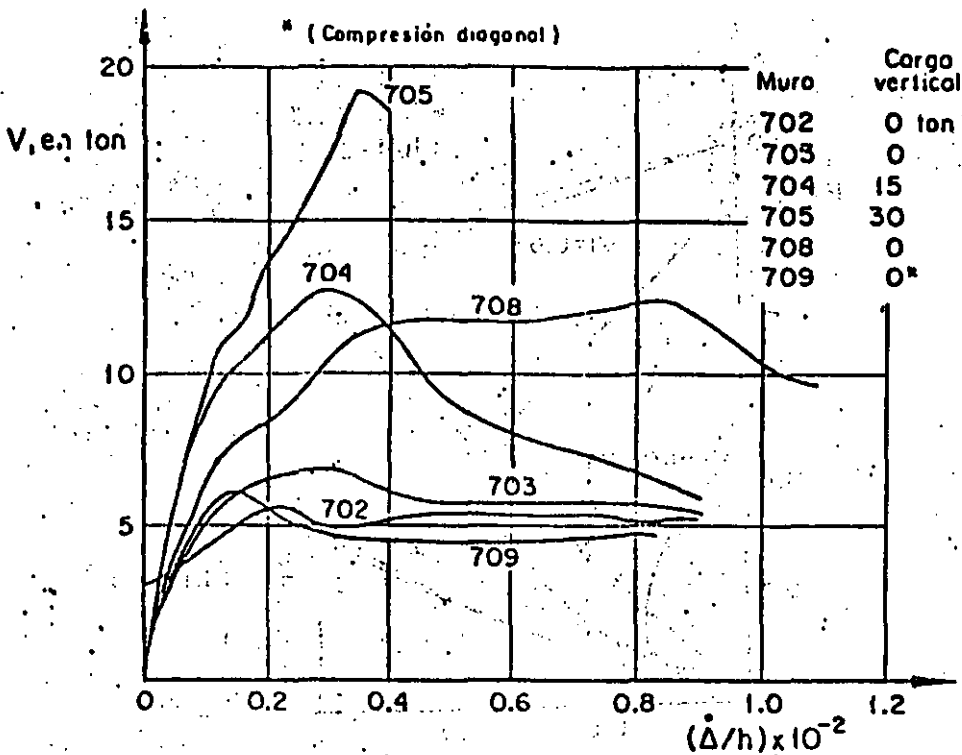
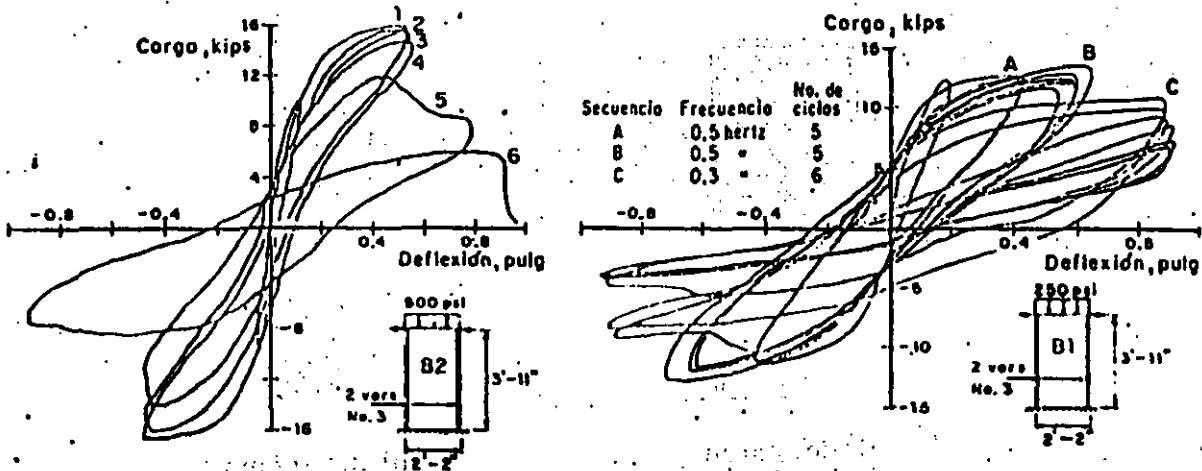
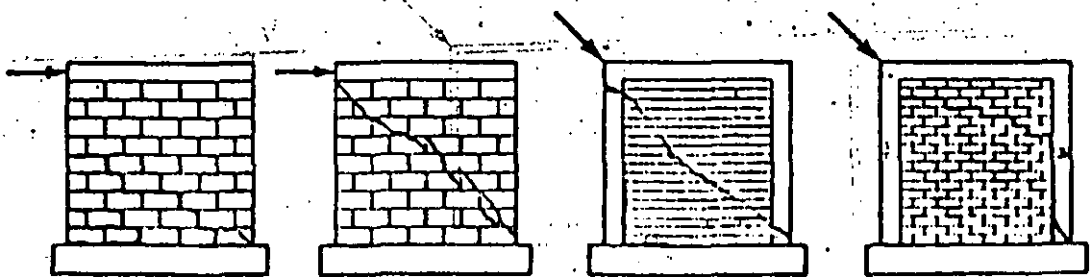


Fig 8 Ensayes a carga estática



a) Cargas alternadas b) Cargas dinámicas

Fig 9 Curvas carga deformación



a) Flexión b) Tensión diagonal (refuerzo interior) c) Tensión diagonal d) Cortante

Fig 10 Fallos típicos de muros

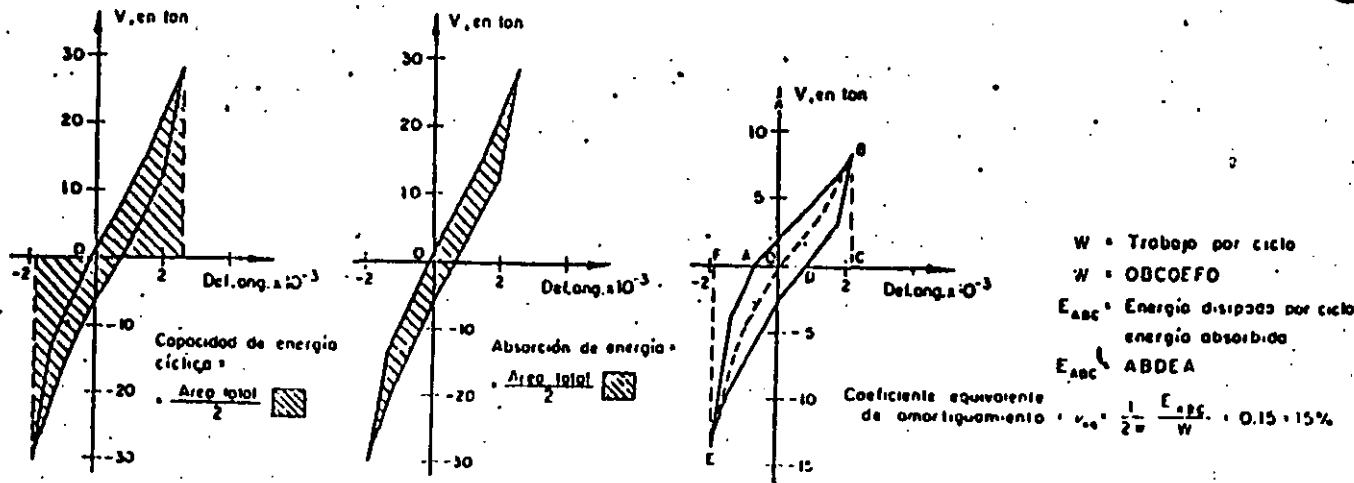


Fig. 11 Propiedades de muros de mampostería ante alternación de cargas

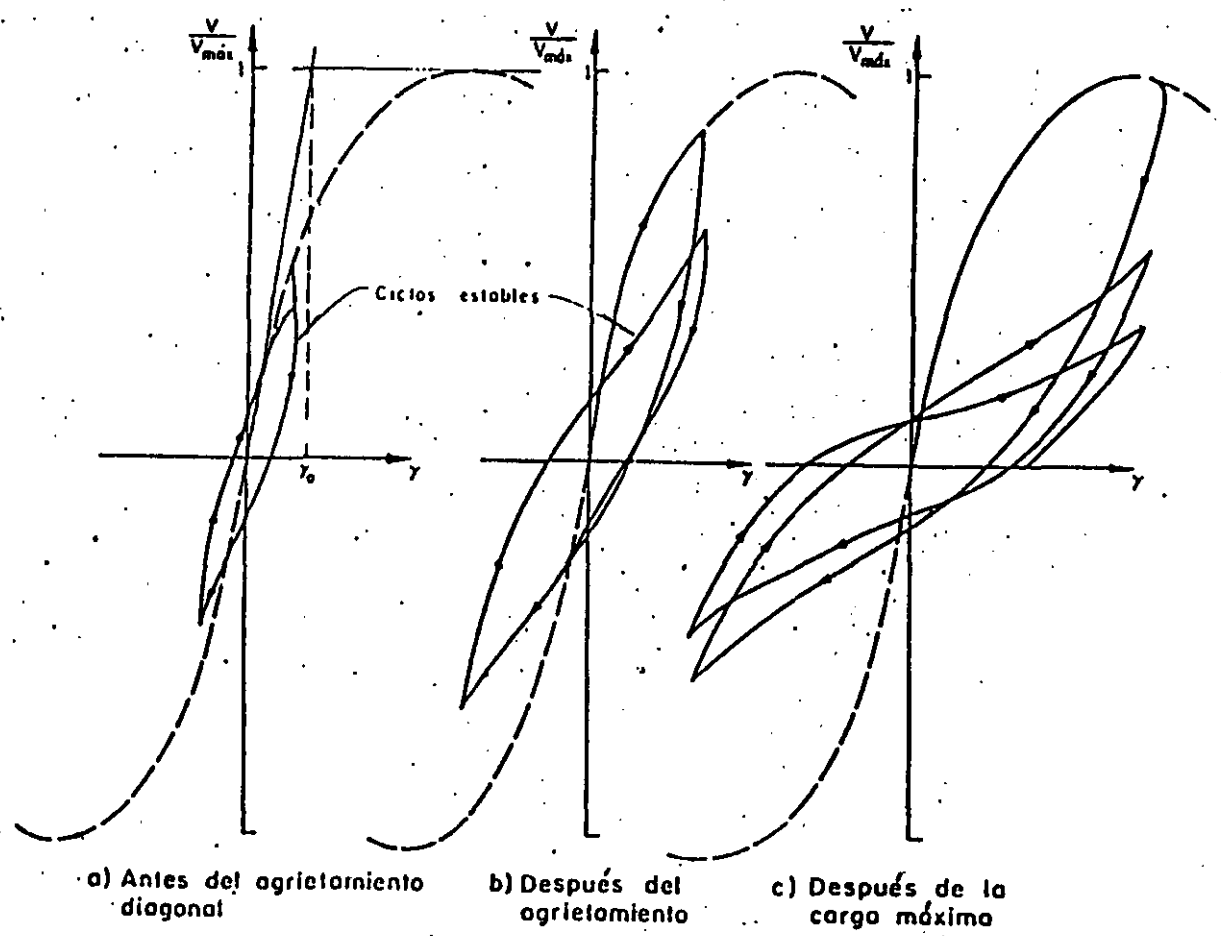
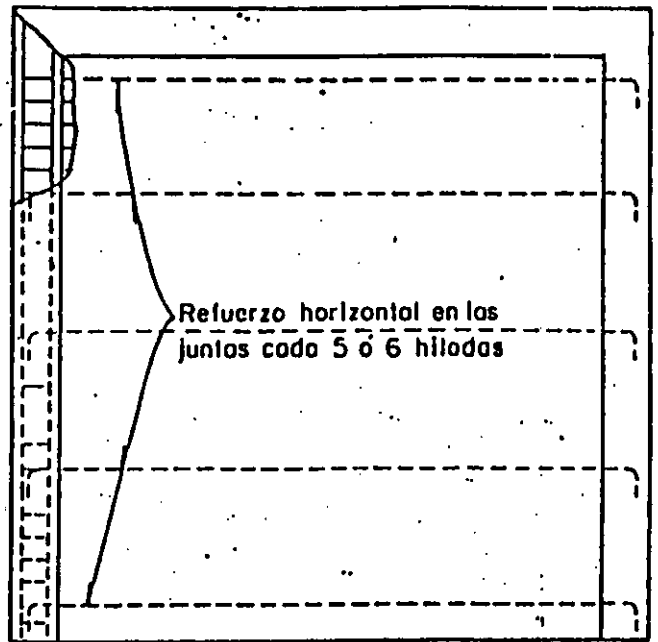
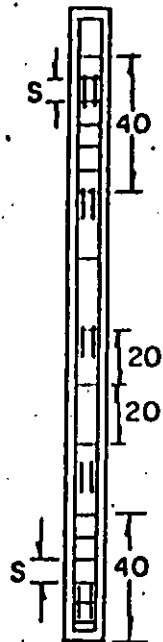
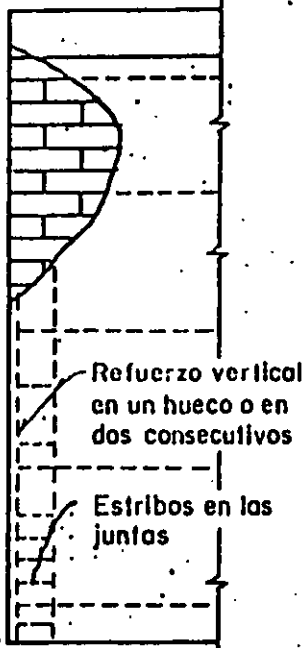


Fig 12 Deterioro del muro

Dimensiones en cm



Con refuerzo interior

Confinado con dalas y castillos

Muros de tabique extrufo

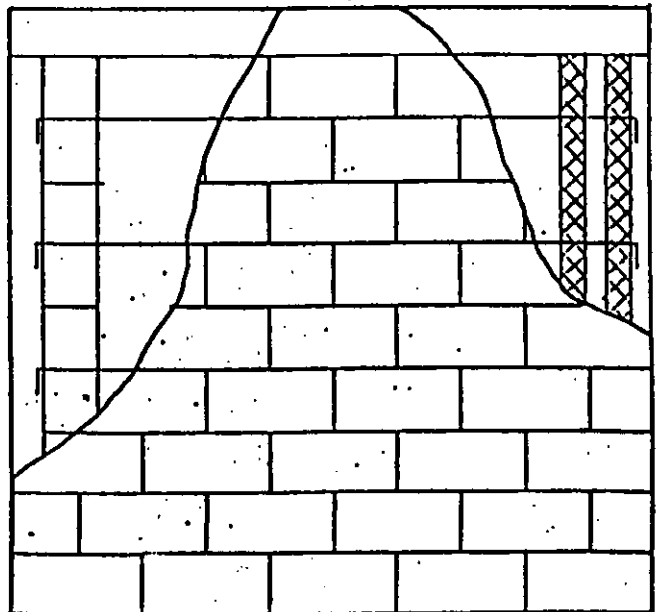
Variantes :

Con refuerzo horizontal cada 2 hiladas o sin el

Refuerzo vertical en un hueco o en dos consecutivos con estribos o cada hilada

Dos huecos consecutivos confinados con malla de metal desplegado

Castillo Integral



Muros de bloques de concreto

Fig 13. Detalles generales de refuerzo

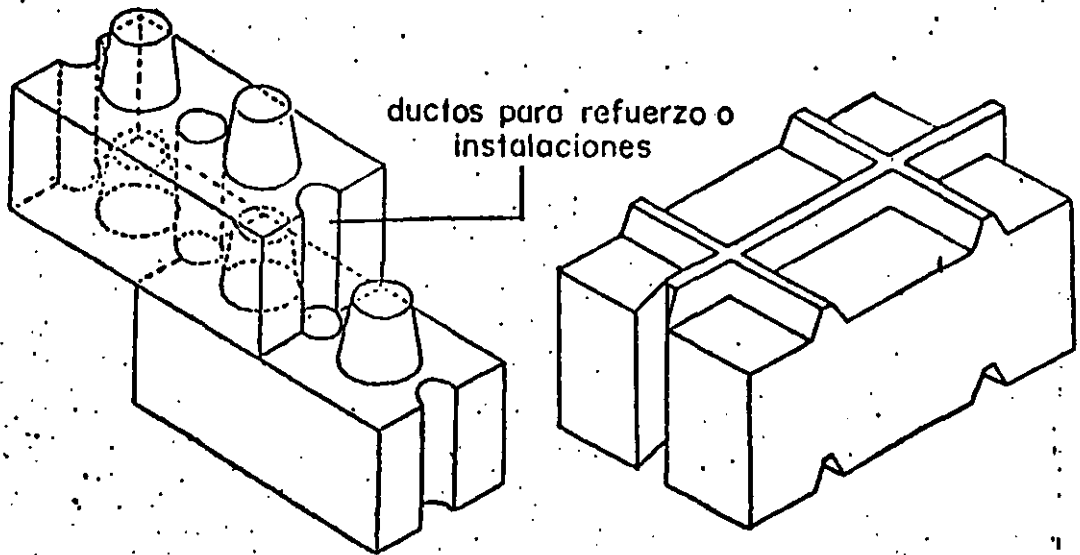


Fig 14 Piezas machiembradas

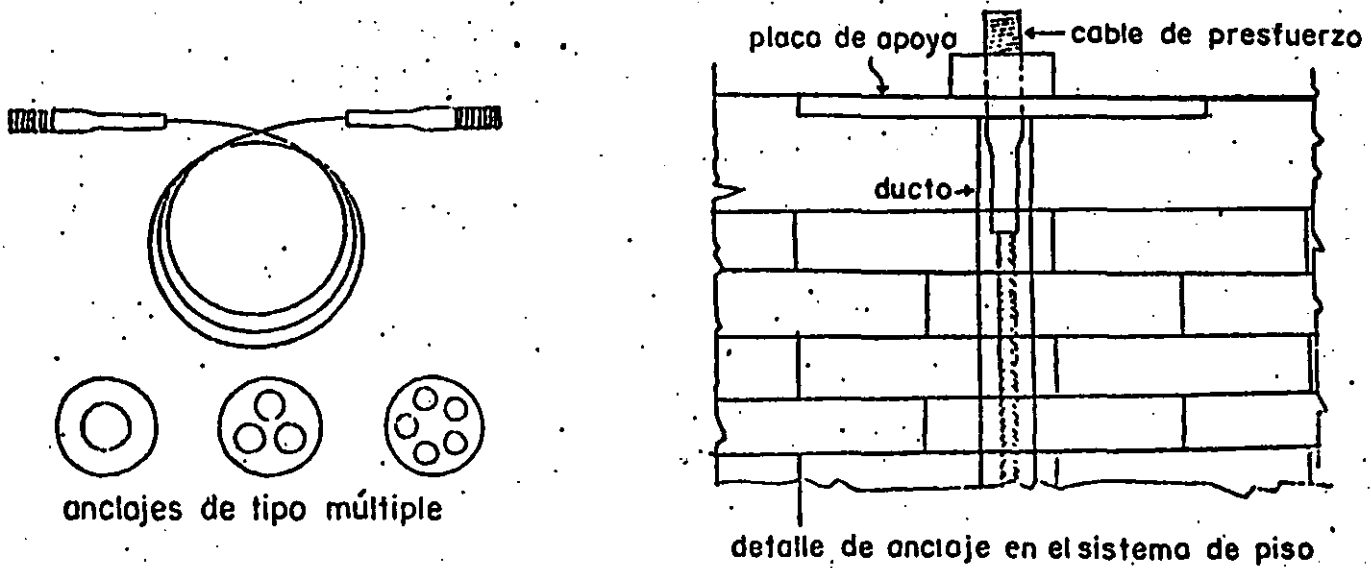


Fig.15 Aplicación del sistema de postensado RAMSA en mampostería.

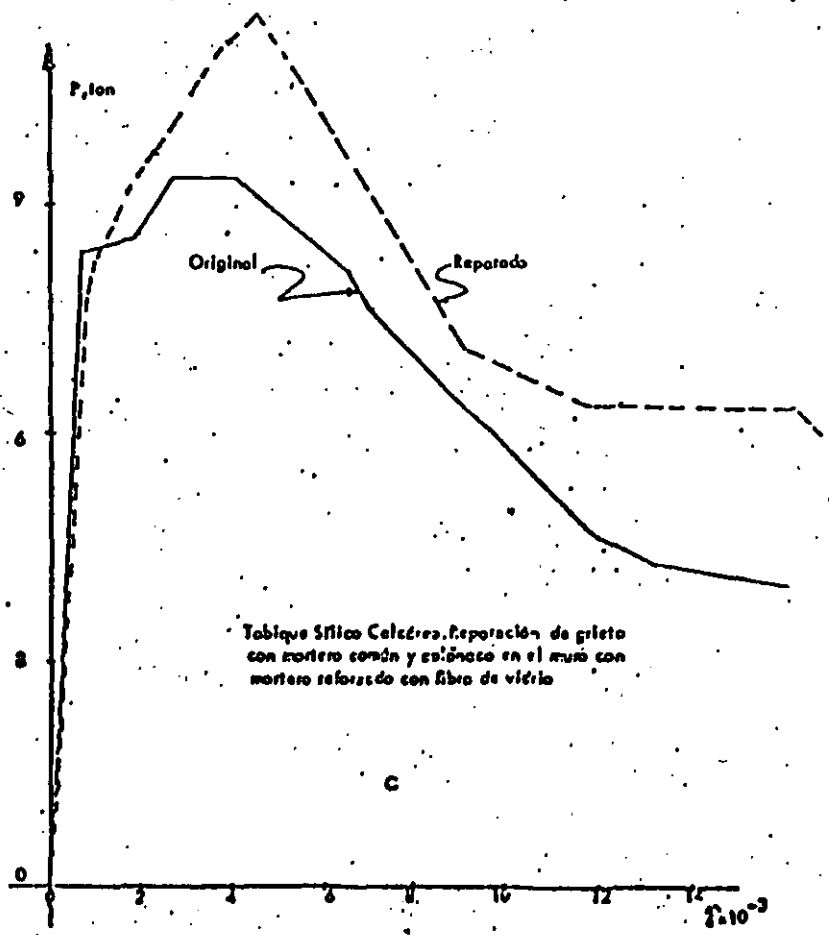
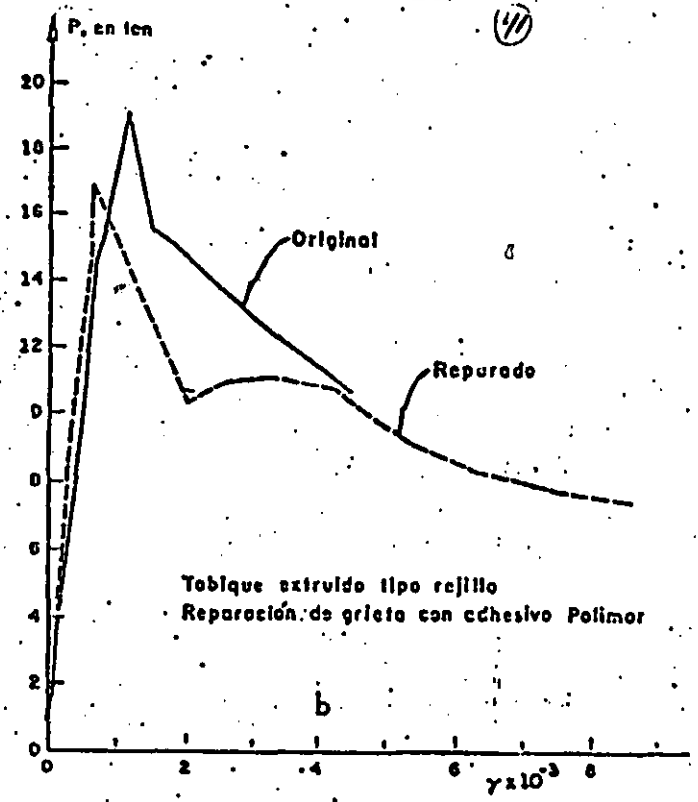
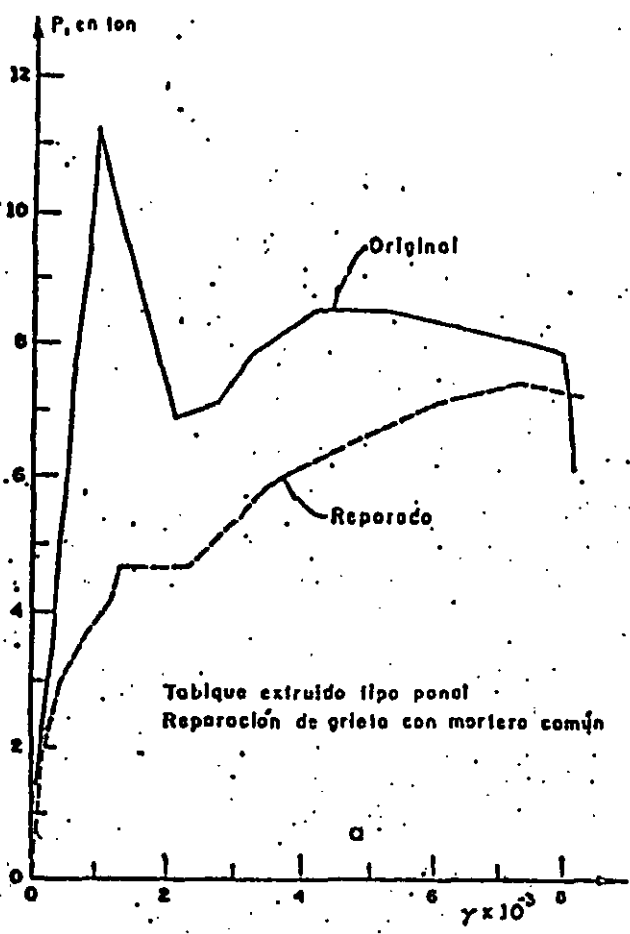


Fig 16 Eficiencia de diferentes formas de reparación de muros

No se ha incluido en ningún reglamento un procedimiento para calcular explícitamente la contribución del refuerzo a la resistencia por considerar que éste solo actúa cuando la mampostería se ha agrietado. Después del agrietamiento, el refuerzo deberá ser capaz de resistir la fuerza cortante total en el tablero; un procedimiento que se ha observado proporciona buena aproximación para calcular la capacidad del muro después de agrietado es el que a continuación se menciona.

Para calcular la resistencia del muro después de agrietado se harán las siguientes suposiciones:

- 1) El refuerzo del muro funciona una vez que éste se agrieta.
- 2) La grieta es única.
- 3) La resistencia a fuerzas cortantes va a ser proporcionada por el acero horizontal, V_h , los estribos en los castillos, V_{cast} , y la fricción desarrollada en la grieta, V_f .

Con las suposiciones anteriores, la resistencia del muro después de agrietado estará dada por la siguiente expresión

$$V_R = V_h + V_{cast} + V_f$$

sin embargo, debido a que no es posible que se llegue a desarrollar totalmente la capacidad del acero de refuerzo por el deterioro progresivo que sufre el muro ante las alternaciones de esfuerzos, y a que se introducen esfuerzos por flexión en las barras de refuerzo en adición a las de tensión, la fórmula anterior puede escribirse en la siguiente forma:

$$V_R = K (V_h + V_{cast}) + v_f A_T$$

donde

- v_f es el refuerzo promedio que puede desarrollarse por fricción y
- A_T el área transversal bruta del muro
- K la constante toma en cuenta lo expresado en el párrafo anterior.

La contribución de la fricción en la resistencia se supondrá independiente del tipo de material, mortero y refuerzo que forman el muro.

La constante K y el esfuerzo debido a la fricción v_f se determinaron a partir de los datos experimentales, resultando

$$V_R = 0.34 (V_h + V_{\text{cast}}) + A_T \quad (1)$$

donde

$$V_h = (A_{sh}/st) f_y A_T$$

A_{sh} es el área de acero horizontal colocado a una separación s en el espesor t del muro; f_y es el esfuerzo de fluencia y A_T el área bruta de la sección transversal del muro.

V_{cast}

Capacidad del castillo, interior o exterior, para resistir cortante; es igual a la suma de lo que resiste el concreto más la contribución del refuerzo transversal (estribos). La capacidad del concreto es igual a $A_c f'_c$, donde A_c es el área del castillo y f'_c la resistencia a compresión del concreto. La contribución de los estribos se calcula en igual forma que para vigas. Hay que tomar en consideración a todos los castillos que confinan al muro y que entran en una longitud menor que la altura del muro.

se observa que la fricción contribuye a la resistencia con un esfuerzo promedio de 1 kg/cm^2 , aproximadamente. El coeficiente de variación de la relación de valores calculadas con la expresión anterior, a valores experimentales resultó del 10 por ciento.

La anterior expresión permite diseñar el refuerzo de un muro para que sea capaz de soportar la fuerza cortante de diseño.

A manera de ejemplo se calculará el refuerzo necesario, horizontal y en los castillos, para que bajo alternaciones de esfuerzos un muro sea capaz de resistir una fuerza cortante igual a la que indujo el agrietamiento; suponiendo que este esfuerzo de agrietamiento sea de 2.3 kg/cm^2 , y el muro tenga un área de 2290 cm^2 , la fuerza cortante actuante que lo produjo es

$$V = 2.3 \times 2290 = 5270 \text{ kg}$$

Esta fuerza es la que tiene que resistir el refuerzo del muro. Se tienen tres alternativas de refuerzo: usar solo refuerzo en los castillos, usar solo refuerzo horizontal, o emplear una combinación de ambos refuerzos. Se resolverán a continuación las tres alternativas, en ellas se considera que las dimensiones de los castillos son 12 x 14 cm; se utilizará para los estribos alambroón No. 2 con $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ y se despreciará la contribución del concreto a esfuerzos cortantes; como refuerzo horizontal se supondrá que se emplean varillas de 5/32 pulg de diámetro y $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$.

a) Solo refuerzo en los castillos; de la expresión 1

$$V_R = 5270 = 0.34 (V_{\text{cast}}) + A$$

$$V_{\text{cast}} = 8760 \text{ kg}$$

Cada extremo del castillo deberá ser diseñado para resistir una fuerza cortante de

$$V'_{\text{cast}} = 8760/2 = 4380 \text{ kg}$$

la separación de los estribos es

$$S = \frac{2 \times 0.32 \times 2500 \times 12}{4382} = 4.4 \text{ cm}$$

$$S = 10 \text{ cm si } f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$$

Estos estribos se colocarán en las partes extremas de los castillos en una longitud de 40 cm a partir del vértice interior. En los castillos que confinan al muro puede aceptarse una separación de los estribos mayor que $d/2$ pero menor que d ; esto debido al tipo y trayectoria de las grietas que se presentan en los castillos.

b) Solo refuerzo horizontal

$$V_h = 8760 \text{ kg} = \frac{A_{sh}}{s} f_y A_T$$

$$A_{sh} = 8760 \frac{st}{f_y A_t}$$

suponiendo una separación de 30 cm (a cada 5 hiladas) y $t = 12$ cm

$$A_s = 0.23 \text{ cm}^2;$$

$$2 \text{ varillas } 5/32 \text{ pulg} = 0.24 \text{ cm}^2$$

el muro se reforzaría con 2 varillas 5/32 cada 5 hiladas

c) Combinando refuerzo en los castillos con horizontal

Aplicando la expresión 1 resulta

$$V_h + V_{cast} = 8760 \text{ kg}$$

suponiendo que cada uno de los refuerzos deba resistir la mitad de la carga se determina, siguiendo pasos similares a los incisos a y b, los estribos No. 2 deberán ir espaciados a cada 8.5 cm y el refuerzo horizontal consistirá en 2 varillas de 5/32 pulg cada 9 hiladas (o una varilla cada 4 hiladas).

En el caso de un muro de tabique rojo de 4 m de longitud, el refuerzo necesario para sostener la fuerza cortante resistente a un esfuerzo $v^* = 3 \text{ kg/cm}^2$; consistiría en estribos de alambón No. 2 espaciados a cada 2.5 cm, 7 cm en caso de usar alambón con $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$; otra opción es reforzar el muro con estribos en los castillos a cada 7 cm y añadir 2 varillas 5/32 pulg (alta resistencia) cada 8 hiladas.

Si las piezas que forman el muro son huecas, se pide en diversos reglamentos colocar una cierta cantidad mínima de refuerzo interior. Generalmente se establece (probablemente sin una base sólida, sino más bien -- por extrapolación de resultados en muros de concreto) que la cuantía de refuerzo vertical y horizontal del muro no será menor de 0.2 por ciento, debiendo colocar una tercera parte de esta en cualquier dirección. Esta última cantidad, colocada como refuerzo horizontal representa una cuantía 25 por ciento mayor a la que necesitaría el muro analizado en el pá

rafo anterior, suponiendo que está formado de piezas huecas y reforzado solo con acero horizontal. En general, se observa que dicha cantidad mínima de refuerzo horizontal está en exceso de la necesaria para desarrollar la capacidad del muro; sería necesario que la mampostería de un muro de las mismas características anteriores tuviera un esfuerzo nominal de diseño, v^* , igual a 3.4 kg/cm^2 , para que con solo el refuerzo horizontal fuera capaz de sostener la fuerza cortante resistente una vez que el muro se agrieta. Con lo discutido anteriormente se quiere hacer ver que la especificación sobre cuantía mínima de refuerzo para mampostería de piezas huecas está en exceso para la mayoría de los materiales a los que hacen mención los reglamentos mencionados; sin embargo, a falta de mayor información y estudio sobre el particular se sugiere respetar dicha disposición.

5.2.3 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

Es importante recordar que las cargas laterales producen no solo fuerzas cortantes en los muros, sino también momentos flexionantes que frecuentemente requieren de refuerzo especial por flexión en los extremos del muro.

La resistencia a flexión y a flexocompresión en el plano del muro se calculará, para muros sin refuerzo, según la teoría de resistencia de materiales suponiendo una distribución lineal de los esfuerzos en la mampostería. Se considerará que la mampostería no resiste tensiones y que la falla ocurre cuando aparece en la sección crítica un esfuerzo de compresión igual a f_m^* .

La capacidad a flexión o a flexocompresión en el plano de un muro con refuerzo interior o exterior se calculará con un método de diseño basado en las hipótesis vistas para el caso de carga vertical excéntrica.

Para muros reforzados con barras colocadas simétricamente en sus extremos, las fórmulas simplificadas siguientes dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento resistente de diseño.

Para flexión simple, el momento resistente se calculará como

$$M_o = F_R A_s f_y d'$$

donde

A_s es el área de acero colocada en los extremos del muro
 d' la distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro

Cuando exista carga axial sobre el muro, el momento de la sección se modificará de acuerdo con la ecuación.

$$M_R = M_0 + 0.30 P_u d \quad ; \quad \text{si } P_u \leq \frac{P_R}{3}$$

$$M_R = (1.5 M_0 + 0.15 P_R d) \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right); \quad \text{si } P_u > \frac{P_R}{3}$$

donde

P_u es la carga axial de diseño total sobre el muro, que se considerará positiva si es de compresión.

d el peralte efectivo del refuerzo de tensión

P_R la resistencia a compresión axial

F_R en este caso igual a 0.6

Estas fórmulas simplificadas se deducen al considerar que el diagrama de interacción en flexocompresión (representación gráfica de las combinaciones de carga axial y momento flexionante que ocasiona la falla del elemento) está formado por dos tramos rectos.

REPARACION DE DAÑOS ESTRUCTURALES ELEMENTOS DE MAMPOSTERIA

Oscar Hernández B^{I,II}

INTRODUCCION

Dada la gran actividad sísmica que se presenta en México, se considera de gran importancia conocer el efecto de los sismos sobre las estructuras, los daños que les producen y la forma de lograr que éstas recuperen o superen sus características de resistencia y capacidad de deformación.

Al examinar los daños que ocasiona un sismo se encuentra que en general éstos pueden ser de dos tipos: estructurales y no estructurales; éstos últimos, como agrietamientos de muros de relleno y caída de acabados, son arreglados en forma rápida aunque en ocasiones a costos elevados.

Los daños estructurales corresponden a una categoría que es mucho más importante que la otra; en este caso es necesario rehabilitar la estructura tomando en cuenta diversos aspectos cuyo análisis y descripción constituye el objetivo del presente trabajo. Entre los aspectos que se considerarán están la identificación de las fallas que se producen en estructuras convencionales y las causas que las originan, la prescripción de métodos para evitarlas y los procedimientos para reparar y reforzar elementos estructurales y estructuras completas. Lo anterior se efectuará para estructuras de mampostería.

EVALUACION DEL DAÑO EN ESTRUCTURAS

Aspectos generales. A pesar de los avances de la ingeniería sísmica, en opinión de muchos investigadores y profesionistas, el diseño y construcción de estructuras resistentes a sismos es parte de un arte y parte ciencia. Un hecho que ha mejorado el juicio de los ingenieros ha sido el observar el comportamiento, bueno o malo, de las estructuras después de que ha ocurrido un sismo; esto ha proporcionado invaluable ayuda para mejorar los códigos y métodos de análisis y dimensionamiento.

Entre los problemas de la ingeniería estructural que constituyen un reto está el definir qué acción debe tomarse cuando una estructura es dañada por un sismo, ya que se tiene que decidir si es susceptible de repararse o si debe condenarse a ser demolida.

En principio, cualquier estructura dañada que permanece en pie es reparable, pero influirán en la decisión de hacerlo aspectos de tipo económico, social y, en algunas circunstancias, aspectos políticos.

La reparación y refuerzo de estructuras es una actividad a la que sólo eventualmente se le ha dado importancia, generalmente después de que un sismo ha ocurrido; en algunos países se legisla acerca de la necesidad de que las estructuras con varios años de uso cumplan con los nuevos códigos de diseño, forzando incluso a realizar el refuerzo de las mismas aun cuando no hayan tenido daños durante temblores previos.

Después de la ocurrencia de un sismo severo, generalmente se procede a hacer una

I

Director General, Proyectos Tensión, S.A. de C.V.

II

Profesor, División de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, UNAM.

evaluación superficial de los daños y a la reparación de la estructura; en la mayoría de los casos esta reparación consiste en la remoción y sustitución del material dañado, sin realizar estudios acerca de la conveniencia de reestructurar la construcción, dejándola en condiciones precarias ante otro sismo. Por lo anterior, es necesario que se forme mayor conciencia de lo peligroso y anti-económico que resulta proceder en esta manera, y que es necesario entender mejor el porqué de las fallas, la manera de evitarlas y, en su caso, la forma de proceder a reparar el daño.

Procedimiento para evaluar el daño. El problema principal radica en establecer la magnitud del daño en la estructura y decidir si esta debe demolerse o repararse, y en este último caso, recomendar el procedimiento de reparación adecuado.

Para tomar esta decisión es necesario que el ingeniero haga uso de sus conocimientos y experiencia en la forma más razonada posible, aún cuando dispone de poco tiempo para hacerlos, porque por motivos económicos y sociales las estructuras tienen que volver a su uso a la brevedad posible.

El problema de diagnóstico y evaluación de los daños consiste en determinar la resistencia de la estructura en una situación actual y revisar si tiene un factor de seguridad adecuado; es decir, si la relación entre su resistencia y la intensidad de las cargas que puedan afectarla es suficientemente grande para cubrir con seguridad la posibilidad de un eventual colapso ante sismos futuros. Para esto, la primera acción a tomar es realizar una inspección detallada de la estructura para localizar los daños estructurales y no estructurales existentes, especificar el tipo de daño y elaborar planos con la información que al respecto se recabe; esto es indispensable para tener una visión de conjunto del comportamiento que tuvo la estructura, con el fin de establecer las causas de los daños.

Como segunda acción a tomar, o en paralelo con la primera, es indispensable analizar los planos estructurales y arquitectónicos de la estructura en su concepción original, con el propósito de determinar su estructuración, dimensiones y refuerzo de los elementos estructurales, localización de elementos no estructurales, propiedades de los materiales, etc., así como también las magnitudes de las cargas vivas y muertas de diseño. Cuando no se cuenta con los planos mencionados (situación muy frecuente), se debe llevar a cabo un levantamiento físico para recabar los datos necesarios incluyendo calas para determinar cantidades de refuerzo existente, así como obtención de muestras de concreto, mampostería y acero de refuerzo para pruebas de laboratorio.

Con lo anterior, se procede al análisis de la estructura en condiciones originales (antes del daño) bajo cargas verticales y horizontales, con el fin de comparar los elementos mecánicos resultantes con los daños observados y registrados en el levantamiento previo y llegar a conclusiones sobre la posible causa de los daños; si esta no es grave y los daños no son de gran magnitud, éstos pueden repararse localmente. Si la causa de los daños es grave, estos son numerosos y de consideración la estructura es insegura y se procede a rediseñarla a la brevedad posible; dejarla tal como está, efectuando únicamente reparaciones locales, es peligroso porque se presentarían daños ante otro movimiento sísmico, posiblemente con mayores consecuencias.

Para este propósito y tomando en cuenta las causas de la falla, hay que procurar un mejor comportamiento de la estructura. Si tenía una excesiva flexibilidad, deben incluirse suficientes elementos resistentes a cargas laterales distribuidos en forma más o menos uniforme para no introducir excentricidades indeseables.

Con la nueva estructuración y secciones propuestas debe efectuarse otro análisis para dimensionar los miembros estructurales adicionales y, si así resulta necesario, proceder al refuerzo de los ya existentes.

Finalmente viene otro aspecto que es difícil de determinar: la eficiencia de la reparación, refuerzo o reestructuración. La manera más conveniente de verificar lo anterior es mediante pruebas de carga, tanto verticales como laterales; desafortunadamente en muchos casos no se cuenta con el sistema para proporcionar cargas laterales de la magnitud deseada, quedando entonces la duda acerca de la eficiencia de los procedimientos utilizados para restaurar o aumentar la resistencia y rigidez.

Una manera de lograr una idea burda acerca de la rigidez es midiendo el periodo de vibración de la estructura para oscilaciones pequeñas; si este periodo disminuye quiere decir, si no se ha incrementado la masa, que se ha aumentado la rigidez lateral de la estructura.

Por todo lo comentado con anterioridad y por las incertidumbres que se tienen durante el proceso de rediseño debe buscarse que se tenga un alto margen de seguridad entre la resistencia calculada y la necesaria según los nuevos análisis.

DAÑOS MAS COMUNES EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA

En esta parte del trabajo se indican los daños más comunes que presentan distintos tipos de construcciones, las causas que los originan y la manera de evitarlos. La forma de reparar esos daños se verá en detalle más adelante, donde se describirán distintos procedimientos que se han estudiado en México.

Mampostería de adobe. El adobe es el material más empleado para los muros en la vivienda rural en México y muchas otras partes del mundo. Las viviendas más comunes se caracterizan por un cuerpo principal de un solo piso, planta rectangular alargada de 30 a 50 m² de área, muros de 3 a 3.5 m de altura con espesores de 40 a 60 cm sin refuerzo, frecuentemente sin muros divisorios, y escasa restricción de la parte superior de los mismos. Todo ello hace que el comportamiento esté regido por la flexión de los muros en dirección normal a su plano.

En la fig la se muestran los sistemas de techos más comunes y en la fig lb la falla característica de estas viviendas.

Al vibrar los muros durante un sismo, se inducen momentos flexionantes críticos en las esquinas superiores de los mismos, los cuales se agrietan progresivamente hacia abajo, de manera que el muro frontal comienza a vibrar como en voladizo, ocurriendo el volteamiento cuando la altura agrietada del muro es suficiente para que la resultante de las fuerzas caiga fuera de la sección del muro. El volteamiento ocurre casi siempre hacia afuera, ayudado por el coque del techo; este modo de falla es el que se ha observado con mayor frecuencia a causa de sismos.

En viviendas en las que la longitud no soportada de muros es pequeña o en las que los techos proporcionan restricción a la flexión, o en las de más de un piso, la falla suele ocurrir por cortante a través de grietas diagonales. Este modo de falla es propiciado con frecuencia por la existencia de aberturas importantes en los muros.

Se ha observado que el colapso se inicia en ocasiones por la caída del techo, ya sea por fallas locales en las conexiones o en la madera misma por encontrarse muy deteriorada, o por deslizamiento de los elementos del techo sobre los muros, a los

Para la mampostería con refuerzo interior, tanto el comportamiento sísmico observado en estructuras reales como los ensayos de muros en el laboratorio indican que, si se coloca únicamente refuerzo vertical muy espaciado y no se proporciona refuerzo horizontal, el comportamiento sísmico es deficiente debido a la falla local de las piezas huecas.

Los daños que puede presentar las mamposterías son principalmente debidas al inadecuado refuerzo o liga con los elementos que las confinan, por las torsiones causadas al estructurar en forma deficiente la construcción o por la falla del suelo debida a asentamientos diferenciales, momentos de volteo o a la licuación del suelo.

En términos generales, en la mampostería se pueden presentar tres tipos de falla: compresión, flexión y cortante. La primera de ellas es muy raro que llegue a ocurrir y por lo tanto no se hablará más de ella; la falla por flexión se identifica por las grietas horizontales que se abren en un extremo del muro sobre las juntas de mortero situadas en la parte inferior, mientras que en el otro extremo del muro ocurre el aplastamiento de las piezas y/o elemento que confina al muro; ocurre una variante de la falla por flexión que se identifica por grietas verticales en la parte inferior del muro, esta se debe básicamente a hundimientos del terreno ocurridos en un lapso considerable de tiempo.

Mucho más frecuente que los dos tipos de falla antes descritos es el debido a fuerzas cortantes producidas ya sea por fuerzas laterales externas (sismo principalmente) o por hundimientos diferenciales del terreno; fácilmente se identifica esta falla porque son grietas diagonales sobre el muro que pueden seguir dos trayectorias: 1) sobre las juntas del mortero, en cuyo caso se dice que es una falla por cortante y 2) sobre piezas y juntas, dando lugar a la denominada falla por tensión diagonal.

En el caso de falla por tensión diagonal prácticamente se puede decir que se ha agotado la resistencia de la mampostería, por lo que de requerirse el reforzamiento de la misma implicará necesariamente el uso de acero de refuerzo o cambiar la mampostería por otra más resistente. No es así el caso cuando se tiene falla por cortante (por las juntas) en donde, como se verá posteriormente, se pueden utilizar otros procedimientos para aumentar su resistencia ante fuerzas cortantes.

PROCEDIMIENTOS DE REPARACION Y REFUERZO

La filosofía de diseño más aceptada establece que para sismos de intensidad moderada se deben diseñar las estructuras para que no presenten daños estructurales, aunque tal vez se tengan algunos daños no estructurales si la construcción es muy flexible; y para el sismo de diseño, la estructura debe quedar en pie aun cuando presente graves daños en sus elementos estructurales. Para sismos de intensidad intermedia la estructura puede presentar algunos daños estructurales debido a malos detalles constructivos, deficiente calidad de los materiales, etc., surgiendo entonces la necesidad de reparar los daños. Se pueden establecer tres niveles de reparación:

1. Se resanan superficialmente los elementos estructurales. Esto ocurre con frecuencia en construcciones de personas de bajos recursos, o se hace por ignorancia en otros tipos de estructuras; como consecuencia, quedan debilitadas para eventos futuros.

2. La estructura se repara para recuperar su resistencia y rigidez original. Esto generalmente se trata de conseguir mediante la reparación local de los miembros dañados; sin embargo, se ha observado que casi nunca se alcanza, quedando la estructura susceptible de presentar los mismos daños, o más graves, ante sismos de la misma intensidad.
3. Se rediseña la estructura. A este nivel, además de la reparación local se procede a rediseñar la construcción para asegurar su supervivencia para sismos más intensos que el que produjo el daño.

De las alternativas anteriores, la tercera es la más conveniente a seguir, aun cuando la segunda es en ocasiones aceptable, sobre todo cuando están muy localizados los daños; la reparación superficial debe evitarse.

Los procedimientos de reparación y refuerzo que actualmente se emplean son empíricos, ya que han sido desarrollados con base en experiencia acumulada. Cuando se procede sólo a reparar localmente debe quedar muy claro el objetivo a lograr, pero en la mayoría de las ocasiones, se tiene que reestructurar la construcción en vista del comportamiento inadecuado observado para un sismo de menor intensidad al de diseño. En estos casos, el ingeniero depende de los resultados de la inspección, del análisis y, en un alto porcentaje, de su criterio, conocimiento y experiencia para hacer el diagnóstico adecuado.

También es conveniente tener en consideración que existen diversos elementos estructurales que, por su forma o por sus condiciones de sollicitación, pueden presentar falla de tipo frágil; ejemplo de esto lo constituyen las fallas por cortante en muros. En estos casos será necesario que el procedimiento de reparación además de restaurar la resistencia, proporcione capacidad de deformación al miembro estructural y a la estructura.

Cabe decir que los materiales que se utilicen para la reparación deben alcanzar altas resistencias a temprana edad porque en este caso la rapidez de ejecución es muy importante. También es importante mencionar que al sentir general de los expertos en el tema de reparación de estructuras es que la construcción más problemática de rehabilitar es la formada a base de elementos de mampostería, los cuales son capaces de soportar altas cargas laterales, pero tienen poca reserva de resistencia; además, se ha observado que por lo general el costo de su reparación es mayor al de otras construcciones con sistema de estructuración diferente.

Mampostería de piedras artificiales sin refuerzo. En el caso que la estructura dañada presente falla por las juntas puede no ser necesario utilizar refuerzo para aumentar su seguridad a niveles adecuados, a continuación se resumirá un estudio realizado por el autor para tratar de establecer como se puede incrementar la resistencia de este tipo de mampostería.

Se ensayaron diversos tipos de mampostería (piezas y morteros) provocando los tipos de falla típicos ante fuerzas cortantes, después de lo cual se repararon como a continuación se menciona: 1) mediante un aplanado de mortero rico en cemento (1:0:3 cemento, cal, arena); 2) llenado con mortero los huecos de las piezas y 3) combinando los dos procedimientos anteriores. Cabe mencionar que en ningún caso se volvieron a pegar las juntas donde el espécimen falló originalmente, sino solo se superpusieron las piezas y se aplicó el procedimiento de reparación; lo anterior se hizo para que los resultados obtenidos estuvieran dentro de la seguridad al ser aplicados porque por lo general se acostumbra "rajuelar" la zona dañada de las mamposterías.

Los especímenes ensayados (muretes) eran de aproximadamente 60 x 60 cm y se les aplicaba una carga en una de sus diagonales, lo que producía una falla de cortante o tensión diagonal en el murete. Las características de las diferentes mamposterías antes y después de reparados se pueden ver en la tabla 1. En dicha tabla solo se presentan los valores medios y sus coeficientes de variación; mientras -- que en la tabla 2 se muestran los valores mínimos probables que se calcularon con la expresión propuesta por el Reglamento para construcciones del D.D.F., dicha expresión es

$$v^* = \frac{\bar{v}}{1 + 2.5 \text{ C.V.}}$$

donde

- v* valor de diseño que tiene una probabilidad de no ser alcanzado del 2%
- v valor medio obtenido del ensaye
- C.V. coeficiente de variación de la muestra

La interpretación de los resultados se hará con base en esta última tabla con la finalidad de tomar en cuenta la variabilidad de los datos y referirse a valores que tengan una probabilidad muy baja de que no se alcancen.

Debido a lo limitado del estudio en cuanto a número de variables: piezas y morteros, la interpretación que se realice deberá tomarse con reserva, y servir únicamente como guía en caso de tratar de extrapolar los resultados del estudio.

Considerando lo anterior, analizando los valores mostrados en la tabla 2 y el comportamiento observados de los especímenes durante su ensaye, se pueden hacer los siguientes comentarios:

- Si la capacidad de la mampostería está limitada por la baja calidad del mortero (falla por las juntas), se puede lograr un incremento sustancial de la resistencia empleando un mortero de buena calidad ya sea como aplanado o relleno de los huecos de las piezas.
- A mejor calidad del aplanado mayor incremento de la resistencia. Aún cuando por lo limitado del estudio no se puede determinar, debe haber un límite para lograr este efecto en forma óptima; es decir, debe existir alguna relación entre resistencia del aplanado, capacidad alcanzada y/o capacidad original.
- El aplanado aumenta la resistencia a cortante cuando hace que cambie el tipo de falla de la mampostería; esto generalmente sucede cuando el mortero del aplanado es de mucho mejor calidad del que se tiene en las juntas. El incremento esperado en estas condiciones es cuando menos del 40 por ciento.
- En el caso de llenar los huecos, se ve de la tabla 2 que el incremento es del orden del 50 por ciento, prácticamente independiente del tipo de pieza (porcentaje de huecos) y mortero utilizado; se observa también que cambia el tipo de falla. Este tipo de reparación sería adecuado cuando se quiere conservar la apariencia de las piezas y la falla haya sido por las juntas.
- El combinar el llenado de los huecos con un aplanado en las caras laterales aumenta sustancialmente la resistencia; incluso, se nota una cierta influencia del porcentaje de huecos de las piezas que componen la mampostería. La fig 2 muestra dicha variación para los resultados de este estudio; en el eje vertical se tiene

el factor por el que se incrementa el valor de la resistencia original de la mampostería, mientras que en el horizontal el porcentaje de huecos de la misma. Si por los valores promedio para el bloque de concreto y el tabique extraído se pasa una línea recta que también pase por el punto (0, 1), que correspondería a una pieza sólida (0 por ciento de huecos), se observa que se alinean aproximadamente sobre una recta haciendo ver que el incremento de resistencia es prácticamente proporcional al área de huecos.

Lo expresado en el párrafo anterior es cierto siempre y cuando se cumplan simultáneamente los siguientes aspectos:

- a) La mampostería original no presenta una falla neta de tensión diagonal (que sugeriría que está agotada totalmente la capacidad de la mampostería).
- b) Se llenan completamente todos los huecos.
- c) Se utiliza un mortero de buena calidad tanto para el aplanado como para el llenado de los huecos. Cumpliendo con lo anterior, la expresión que resulta de los datos de este estudio para calcular el incremento sobre la resistencia original es

$$F = 1 + 0.03 H_x$$

donde F es el factor que incrementa la resistencia original y H_x el porcentaje de huecos de las piezas. Debe tenerse presente que si la falla de la mampostería original tiende a ser por las piezas (o combinada), el incremento en resistencia es menor cuando la resistencia de la mampostería original es alta; por ejemplo, comparar la mampostería de bloque de concreto con mortero 1:2:9 AB — con aquella con mortero 1:0:3 AB; en el primer caso el incremento es del 80 por ciento respecto a la resistencia original, mientras que en el segundo es solo del 30 por ciento. En el caso del tabique extruido la diferencia es menor (2.35 versus 2.15) para los mismos criterios de reparación que en el caso anterior.

- Se observa también que el emplear un buen mortero como aplanado es equivalente a solo llenar los huecos.

Como conclusión de esta fase experimental puede decirse que es posible incrementar sustancialmente la capacidad de mampostería sin refuerzo ya sea mediante la colocación de un aplanado a base de morteros de buena calidad y/o llenando los orificios de las piezas huecas. En el caso de que las mamposterías dañadas ya posean un aplanado y el tipo de falla sea por las juntas, la colocación de otro aplanado de mucha mejor calidad seguramente incrementará su capacidad; mientras que si la falla de un muro, con o sin aplanado, es por tensión diagonal, solo será posible incrementar su resistencia mediante aplanados reforzados con malla de acero electrosoldada. En las mamposterías de piezas huecas el llenar los huecos incrementará su capacidad salvo en el caso que la falla hubiera sido de tensión diagonal; en este caso el llenado — cuando más recuperará su capacidad, pero como por apariencia debe ponerse un aplanado, seguramente incrementará su resistencia. Estas últimas variantes es necesario valuarlas experimentalmente.

Mampostería de adobe. En diversos estudios, refs 1 a 4, se proponen algunos procedimientos para reforzar y aumentar la seguridad ante sismo de estas estructuras. A continuación se describen los que se consideran más convenientes:

1. Una viga de concreto en la parte superior de los muros, como se muestra en la fig 3. Con este procedimiento se logra una liga adecuada con el adobe y con el techo mediante detalles constructivos sencillos (ref 2); se mejora sustancialmente el comportamiento si, además, se colocan tensores verticales en los extremos de los muros.
2. Otra opción es emplear una viga de alma abierta de madera (ref 3), como se muestra en la fig 4a.
3. Una forma muy sencilla de ligar los muros es mediante barras de acero tensadas, fig 4b; este procedimiento se ha empleado para reforzar viviendas de mampostería de piedra dañadas a raíz del temblor de Skopje, Yugoslavia (1963) y los del Friuli, Italia (1975); el empleo de tensores verticales mejora sustancialmente el comportamiento.
4. Un procedimiento que tiende a lograr refuerzo, rigidización y liga de los muros, así como su protección de la intemperie es el que se muestra en la fig 5 consiste, ref 4, en colocar un recubrimiento de mortero de cemento sobre una malla de acero de refuerzo cuidadosamente fijada al muro por ambas caras, formando un elemento compuesto de adobe y mortero reforzado.

Se tiene evidencia experimental de los sistemas de refuerzo 1, 3 y 4, que proporcionarán una mejoría notable de su comportamiento y resistencia ante sismo (cuando menos se duplica); en la ref 1 se describe con detalle el ensaye de modelos de vivienda reforzada con los procedimientos antes descritos.

Estos criterios de refuerzo también pueden aplicarse a construcciones de mampostería de tabiques de barro o de concreto sin refuerzo.

Mampostería de piedras artificiales con refuerzo. En algunos países como Estados Unidos y Nueva Zelanda la mampostería con refuerzo interior es bastante popular como sistema constructivo; sin embargo, es usual que se llenen completamente los huecos de las piezas con un mortero muy fluido y con abundante refuerzo vertical y horizontal. Con este sistema, en mampostería de bloques de concreto, se obtiene prácticamente un muro monolítico porque el concreto colado en los huecos se adhiere perfectamente al bloque; en piezas de barro, la eficacia del procedimiento es menor porque el concreto o mortero empleado para llenar los huecos, al contraerse por fraguado, se separa del tabique; el empleo de aditivos estabilizadores puede evitar este problema. En general la reparación de mampostería con refuerzo interior resulta, si no imposible de realizar, sí muy complicada.

El procedimiento de reparación a seguir depende del tipo de pieza y mortero que se tenga; por lo general es necesario añadir refuerzo al muro después de reparar localmente la grieta. A continuación se mencionan algunos estudios que se han realizado en esta dirección.

En la ref 5 se describe el empleo de mallas de acero en ambas caras del muro como sistema de refuerzo; también se describe la reparación local de las grietas.

En este último caso se observó que la resistencia original se recupera casi totalmente y en el caso de mampostería de piedra, aumenta aproximadamente al doble, esto, lo explica el autor, es debido a que la mampostería absorbe parte del material que se utiliza para reparar las grietas.

El refuerzo con malla de acero se realizó uniendo al refuerzo de ambas caras mediante alambres y cubriéndolas después con mortero que tenía un espesor de 3 cm; además, se reparó localmente la grieta. Con este procedimiento se sobrepasó la resistencia original.

En el Instituto de Ingeniería de la UNAM se realizó un programa experimental exploratorio tendiente a determinar los procedimientos más efectivos para la reparación de mampostería dañadas por sismo o hundimientos diferenciales.

Se repararon ocho muros que habían sido previamente llevados a la falla; seis de ellos se ensayaron bajo carga monotónica, como parte de otra investigación, y dos se probaron recientemente ante cargas laterales alternadas. Los seis primeros eran de tabique extruido con castillos en sus extremos; la falla consistía en una grieta de tensión diagonal en el muro la cual se prolongaba también sobre los castillos. En general, los muros se llevaron a un estado muy avanzado de falla y su capacidad estructural quedó prácticamente anulada. Los dos últimos muros eran de tabique rojo y quedaron en las mismas condiciones.

En la tabla 3 se presentan las características originales de los muros y las que se determinaron después de la reparación. El ensaye de los muros reparados se efectuó bajo las mismas condiciones que el original.

La reparación por tanto se hizo en el marco confinante y en la mampostería. En todos los casos los castillos se resanaron con un mortero de alta resistencia; en la mampostería la reparación se efectuó de diversas maneras.

El muro 1 sufrió falla de cortante (grietas por las juntas); se reparó rellenando las grietas con un mortero comercial denominado Polimor (de alta adherencia). En el muro 2 la reparación se efectuó resanando las grietas que se habían desarrollado con un mortero de cemento que contenía un aditivo para aumentar la adherencia; después se volvió a colocar el aplanado que originalmente tenía. El muro 3, que falló por tensión diagonal, (la grieta atraviesa tanto las juntas como las piezas), se reparó mediante rajueleo con mortero de cemento, colocando después malla de alambre, tipo gallinero, en un lado del muro; finalmente se cubrió la malla con un aplanado de yeso. El muro número 4 solamente se reparó en la zona de falla con mortero de cemento. En el muro 5 se reparó la zona dañada con mortero común, se colocó después una malla de alambre entrelazada de 7 cm por lado, que se fijó mediante taquetes al marco perimetral y al muro; finalmente, se añadió un aplanado de yeso y cemento. En el muro 6 se eliminó el aplanado de yeso que tenía para colocarle una malla tipo gallinero, después de haber rajueleado la zona de falla con un mortero de cemento; finalmente se volvió a colocar un aplanado de cemento y yeso. El muro 7 y 8 eran idénticos, al primero se le colocó, después de resanar la grieta con mortero de alta resistencia, una capa de malla electrosoldada 6 x 6 - 14/14, por ambas caras, que se cubrió con un aplanado de cemento-arena en proporción 1 a 3 (en volumen); el muro 8 tenía el doble de refuerzo.

Las figs 6 a 11 muestran las curvas carga diagonal deformación angular (desplazamiento en la parte superior del muro dividido por su altura) para los seis primeros muros, tanto para el muro original como para el reparado, y en las figs 12 y 13, los dos últimos ensayes; sobre el eje vertical se representa el esfuerzo cortante promedio.

El muro 1 recuperó su resistencia y rigidez originales casi totalmente; la falla del muro reparado le ocasionó una grieta diferente a la del muro original, la cual da fe de las buenas características de adherencia del material empleado.

En los muros 2 a 6 se presentó la misma configuración de agrietamiento que en el muro original.

El muro 2 conservó hasta la falla la misma rigidez que el agrietamiento que en el muro original.

El muro 3 alcanzó casi totalmente la resistencia original y conservó la misma rigidez; se considera que el aplanado es el que contribuyó esencialmente a proporcionar la resistencia y rigidez al muro reparado y que el acero de refuerzo trabajó solo después del agrietamiento, proporcionando ductilidad al muro para cargas menores a la del agrietamiento original; lo anterior se debió a la baja cantidad de refuerzo empleado y a que el tipo de malla usada no es eficiente para esos fines.

El comportamiento del muro 4 demuestra que resanar simplemente las grietas con mortero común no es eficiente como método de reparación; la rigidez y la resistencia se reducen drásticamente.

El muro 5 conservó la rigidez original hasta el agrietamiento, el que se presentó cuando se rebasó la contribución del aplanado (comparar muro 3 con 5); no disminuyó la resistencia por la malla de refuerzo.

Con el muro 6 se trató de ver el efecto de la malla de refuerzo; originalmente el muro tenía aplanado de cemento. Se observó que el muro no conservó su rigidez original, debido a que el aplanado que se utilizó después de reparar las grietas fue de menor calidad al que tenía originalmente. La malla de alambre comenzó a funcionar después que se agrietó el muro, incrementando la resistencia hasta que se dañó el marco perimetral; no se llegó a igualar la resistencia original probablemente por la poca cuantía de refuerzo y por el tipo de malla utilizada.

Durante esta serie de seis muros se observó que, para deformaciones grandes, el aplanado se despegaba del muro haciendo que la malla se desprenda sobre la diagonal de compresión, dando lugar a una disminución de la resistencia. Sería conveniente, por lo tanto, utilizar algún aplanado que se adhiere mejor a la mampostería, o bien sujetar mejor el refuerzo al muro para ayudar a este propósito. Esto se hizo en los muros 7 y 8 donde las mallas de refuerzo de ambas caras se sujetaron entre sí, evitando el desprendimiento del aplanado y mejorando el comportamiento, como se observa en las figs 12 y 13.

Del análisis del comportamiento de los muros, del estudio de las figs 6 a 13 y de la tabla 4.2, se extraen las siguientes conclusiones:

- a) La rigidez del muro reparado es casi la misma que la del original hasta el instante de agrietamiento, siempre y cuando se utilicen morteros resistentes para resanar la grieta.
- b) El comportamiento de muros en los que sólo se resana la grieta con mortero común, resulta muy inferior al del muro original.
- c) El aplanado ayuda a retardar la aparición del agrietamiento en muros reparados con mortero común.
- d) El acero de refuerzo colocado en forma de malla y cubierto por un aplanado de yeso o cemento, es efectivo una vez que se agrieta el muro.

- e) La presencia del acero hace dúctil y resistente al muro después del agrietamiento.
- f) Con los sistemas de reparación empleados nunca se igualó la resistencia original, pero se llegó a valores bastante cercanos cuando se utilizó mortero de alta resistencia para resanar la grieta y porcentajes bajos de acero de refuerzo en forma de malla.
- g) Para las mamposterías aquí empleadas, la malla de alambre tipo gallinero parece ser suficiente para restaurar la resistencia original, y usándola por ambos lados del muro daría mejor resultado.
- h) Después de agrietada la mampostería, la resistencia disminuye notablemente cuando se daña el marco perimetral y no existe otro tipo de refuerzo.
- i) La resistencia después del agrietamiento es función del porcentaje de refuerzo.

Por lo anterior sería conveniente seguir con estos estudios que tendrían los siguientes objetivos:

- 1) Determinar procedimientos para calcular la cantidad de acero necesaria para alcanzar cierto porcentaje de la resistencia original y dar capacidad de deformación al muro reparado.
- 2) Probar aditivos que permitan aumentar la resistencia de la junta fallada para que también se recupere la rigidez original.
- 3) Ensayar diversos tipos de armado con el objeto de encontrar el recomendable para evitar la falla del marco perimetral.

CONCLUSIONES

El comportamiento de una estructura de mampostería reparada depende en gran medida de la elección del procedimiento de reparación, el que se debe seleccionar después de estudiar las causas que produjeron los daños, la naturaleza de éstos y la estructuración de la obra.

Generalmente los elementos de mampostería sin refuerzo son los más dañados cuando ocurre un sismo. Desde hace tiempo se ha tratado de establecer métodos de reparación que restituyan o superen la resistencia y rigidez originales; de estudios recientes se desprende que esto es posible siempre y cuando se emplee un procedimiento adecuado que considere lo establecido en el párrafo anterior. Generalmente habrá necesidad de colocar refuerzo en el muro, bien sea en forma de malla o dispuesto diagonalmente sobre el muro o enmarcado al elemento de mampostería, pudiendo ser sobre una o las dos caras del muro. Es dudosa la efectividad del rajuelo de las grietas como método de reparación. Al momento no existe criterio alguno para calcular la cantidad de refuerzo necesaria para hacer que la mampostería alcance cierta resistencia predeterminada y aumente su capacidad de deformación; el autor trabaja sobre el particular y espera que muy pronto pueda establecerse un criterio racional que permita llegar a determinar la cuantía de refuerzo necesario para que un muro de mampostería sea capaz de soportar cierto nivel de fuerza cortante incrementando al mismo tiempo la capacidad de deformación de la mampostería.

REFERENCIAS

- 1 Hernández O., Valencia E. (1980), "Refuerzo de la vivienda de bajo costo en zonas sísmicas", Instituto de Ingeniería UNAM, Informe de Investigación del proyecto 0701.
- 2 Escalante C, Merrifield C (1977), "Casas de adobe antisísmicas", Reporte interno de la Dirección General de Servicios Técnicos SAHOP.
- 3 "Asismicidad en vivienda económica" (1959), Centro Interamericano de Vivienda y Planteamiento, Bogotá.
- 4 Meli R, y Hernández O., (1976), "Recomendaciones sobre el empleo de la mampostería en construcciones para vivienda en zonas sísmicas", Ingeniería Sísmica N° 14.
- 5 Sheppard P y Tervelj S., (1980), "The effect of repair and strengthening methods for masonry walls", Proceedings 7WCEE, Vol. 6, pag 255-262, Estambul, Turquía
- 6 Makino M. et al" (1980), "An investigation for the design of framed structures with infill walls", Proceedings 7WCEE, Vol 4, pag 369-372, Estambul, Turquía.

TABLA 1 RESULTADOS PROMEDIO

Material	O R I G I N A L				Mortero R E P A R A C I O N			
	f_p a)	Mortero	\bar{v} b)	C.V.	Mortero	Tipo	\bar{v} b)	C.V.
TABIQUE	109	0:1:3	2.47	21	A	aplanado	2.68	32
					B	aplanado	4.72	46
		1:0:3	5.59	8	B	aplanado	6.32	32
TABIQUE EXTRUIDO	241	1:2:9	4.43	23	A	aplanado	5.7	4
					B	aplanado	6.0	22
					B	huecos	6.1	16
					A-B	aplanado-huecos	10.36	23
		1:0:3	5.02	19	A-B	aplanado-huecos	11.29	22
BLOQUE CONCRETO	102	1:2:9	3.54	21	A	aplanado	4.93	11
					B	aplanado	5.74	18
					B	huecos	6.70	38
					A-B	aplanado-huecos	7.37	30
					A-B	aplanado-huecos	7.69	20

* A mortero 1:1:6

B mortero 1:0:3

A-B mortero A en aplanado y
B en huecosa) resistencia a compresión, kg/cm²b) resistencia a cortante, kg/cm²

TABLA 2 VALORES DE DISEÑO (C.V. $\geq 15\%$)

Material	O R I G I N A L				R E P A R A C I Ó N				
	r_p a)	Mortero*	+	γ^b	+	Mortero*	Tipo	γ^b	γ^b/γ^a
TABIQUE	66	6:1:3	J	1.62	J	A	aplanado	1.49	0.92
					T	B	aplanado	2.25	1.39
		1:0:3	T	4.07	T	B	aplanado	3.51	0.86
TABIQUE EXTRUIDO	175	1:2:9	J	2.81	J	A	aplanado	4.15	1.47
					C	B	aplanado	3.87	1.38
					C	B	huecos	4.36	1.55
					T	A-B	aplanado-huecos	6.58	2.34
		1:0:3	J	3.40	T	A-B	aplanado-huecos	7.28	2.14
BLOQUE CONCRETO	69	1:2:9	J	2.32	C	A	aplanado	3.59	1.41
					C	B	aplanado	3.96	1.70
					C	B	huecos	3.43	1.48
					T	A-B	aplanado-huecos	4.21	1.81
		1:0:3	C	3.86	T	A-B	aplanado-huecos	5.1	1.32

+ tipo de falla
 J por las juntas
 T por las piezas
 C combinada

Mortero*
 A 1:1:6
 B 1:0:3
 A-B mortero A en aplanado y B en huecos

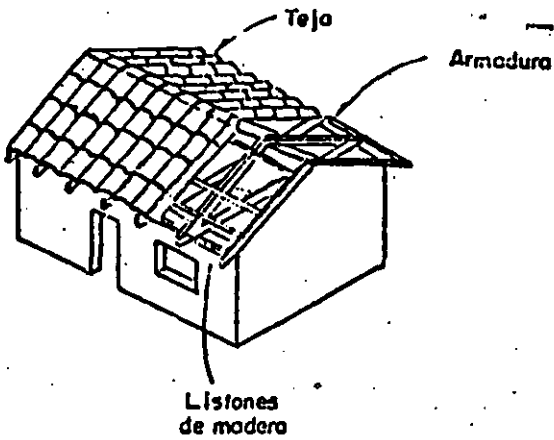
a) resistencia a compresión, kg/cm²
 b) resistencia a cortante, kg/cm²

TABLA 3 COMPARACION DE PROPIEDADES

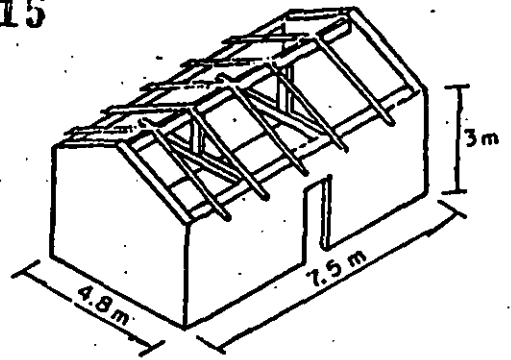
Muro No	Características adicionales en el muro reparado	Porcentaje de acero	1) P_{mfy}		2) $\gamma_{mfy} \cdot 10^3$	
			I	II	I	II
1	Reparación de grietas con mortero Folimor	0	19.20	16.9	0.83	0.61
2	Reparación de grietas con mortero Adhescón	0	24.8	13.2	1.15	0.63
3	Reparación con mortero común, malla de gallinero y recubrimiento de yeso	.0008	14.1	13.0	1.03	1.02
4	Reparación de grietas con mortero común	0	11.2	7.4	0.98	7.29
5	Reparación con mortero común, malla trenzada y recubrimiento	.001	22.8	16.1	1.99	3.79
6	Reparación con mortero común y malla de gallinero	.0008	14.8	12.2	1.73	3.52
7	Reparación con mortero 1:0:3 (cemento arena) y malla de acero	.0008	5.7	13.0		
8	Similar al 7	.0015	5.8	>>13.0		

1. Carga, ton
 2. Distorsión

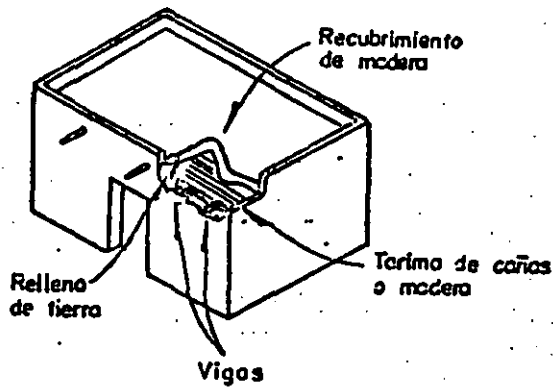
I. Muro original
 II. Muro reparado



a) Armaduras de madera



b) Vigas y puntales



c) Terrado

Fig 1a Tipos comunes de vivienda de adobe

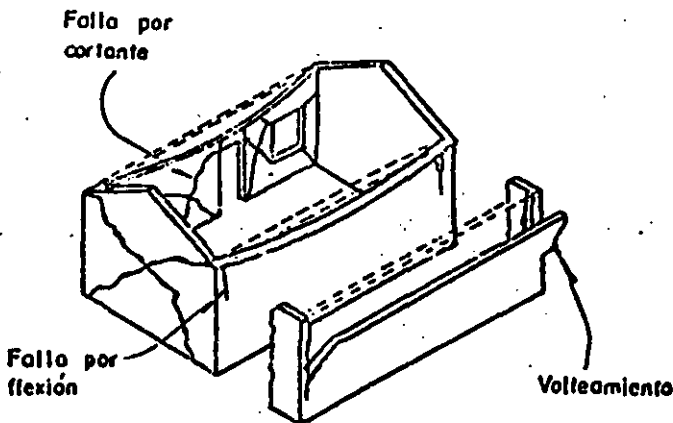


Fig 1b Modos de falla de viviendas de adobe

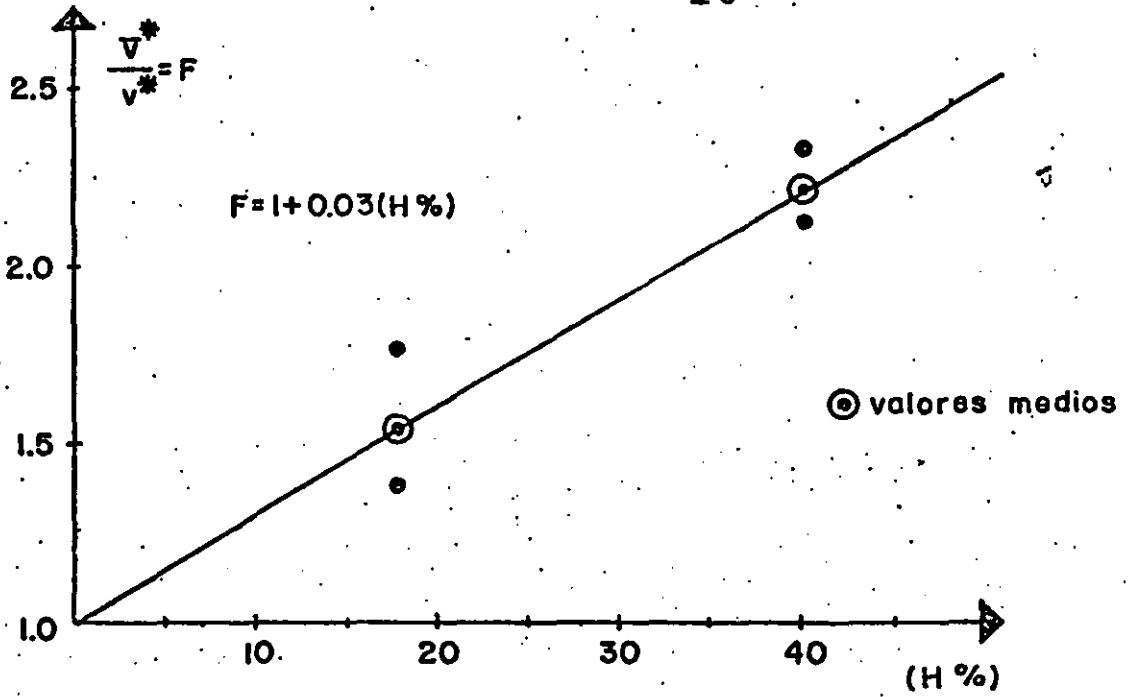


Fig.2 Aumento de la resistencia con el llenado de huecos y aplanado en las caras laterales.

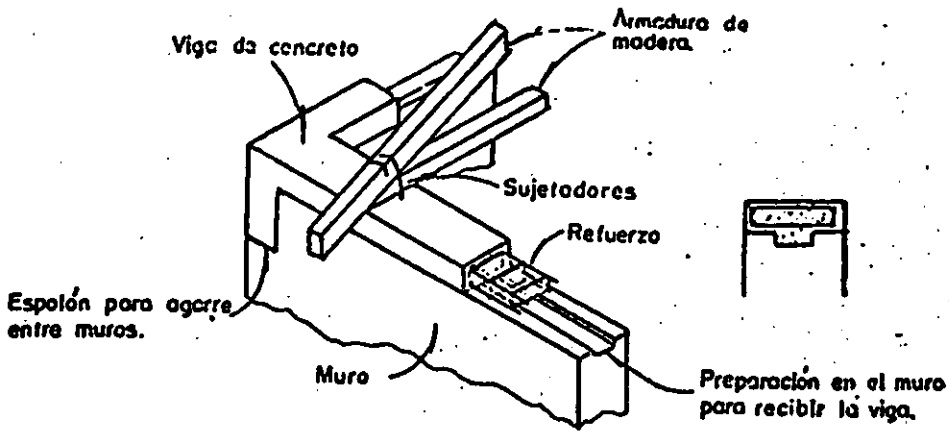
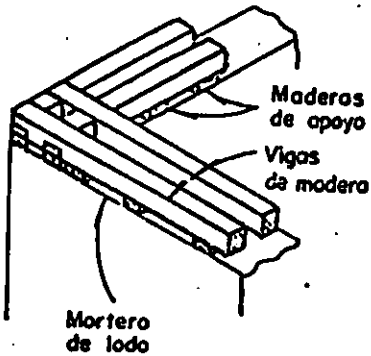
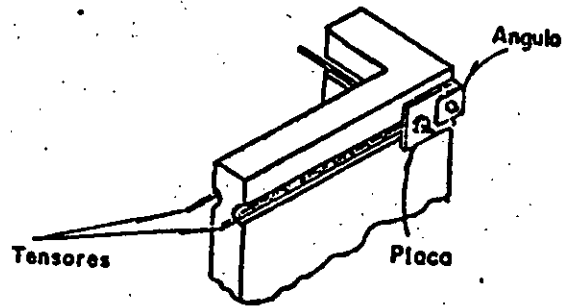


Fig 3 Refuerzo con viga - cadena de concreto

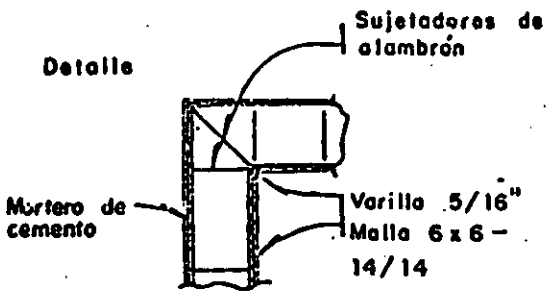


(a) Refuerzo con viga de madera

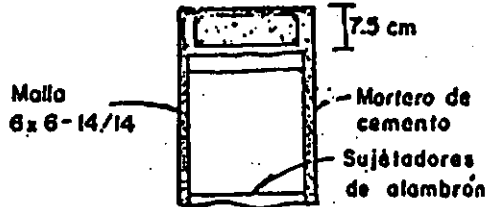


(b) Refuerzo con tensores de acero

Fig 4 Otros procedimientos



PLANTA



Detalle en la parte superior del muro

ELEVACION

Fig 5 Recubrimiento de mortero sobre malla

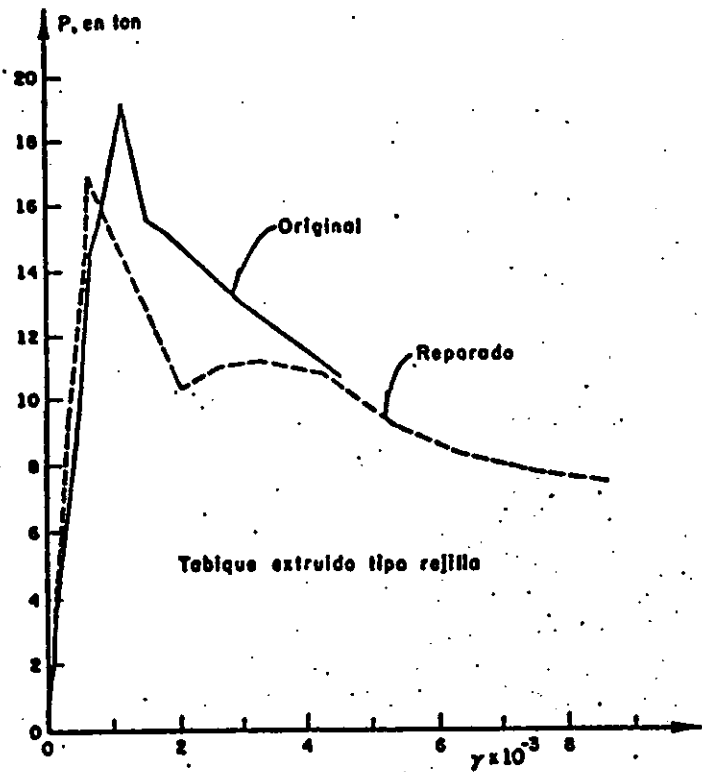


Fig 6 Muro 1. Reparación de grieta con adhesivo Polímer

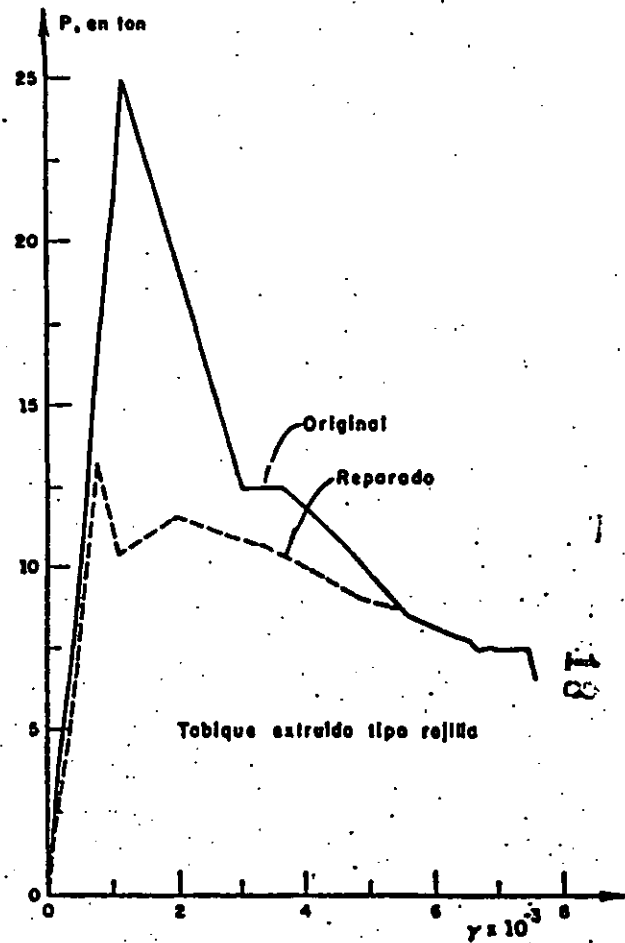


Fig 7 Muro 2. Reparación de grieta con Adhención

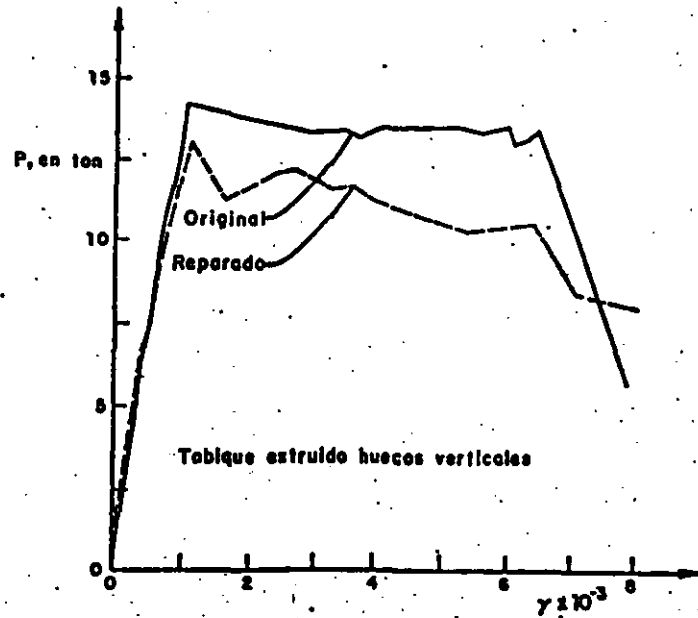


Fig 8 Muro 3. Reparación de grieta con mortero común, malla de gallinero y aplanado de yeso y cemento

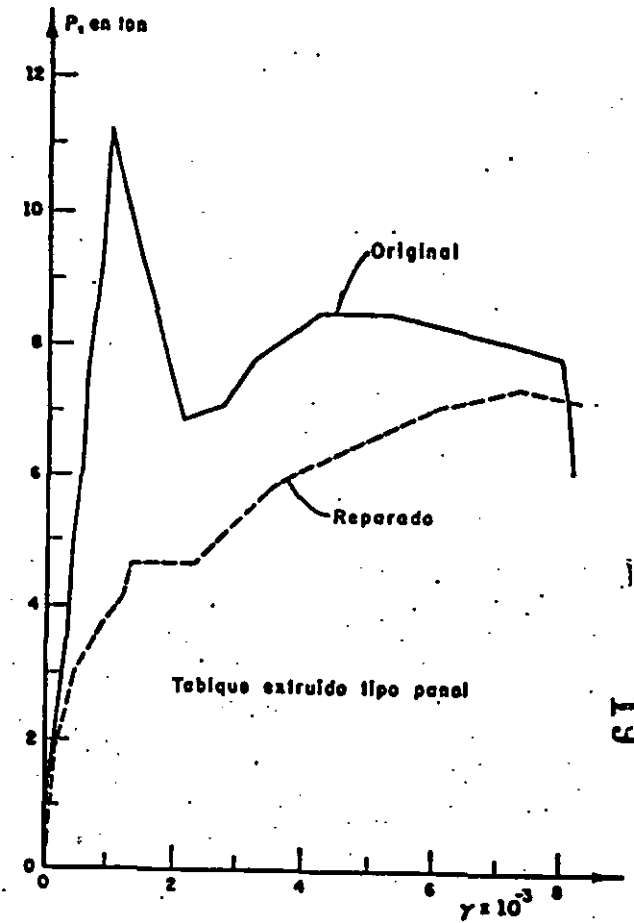


Fig 9 Muro 4. Reparación de grieta con mortero común

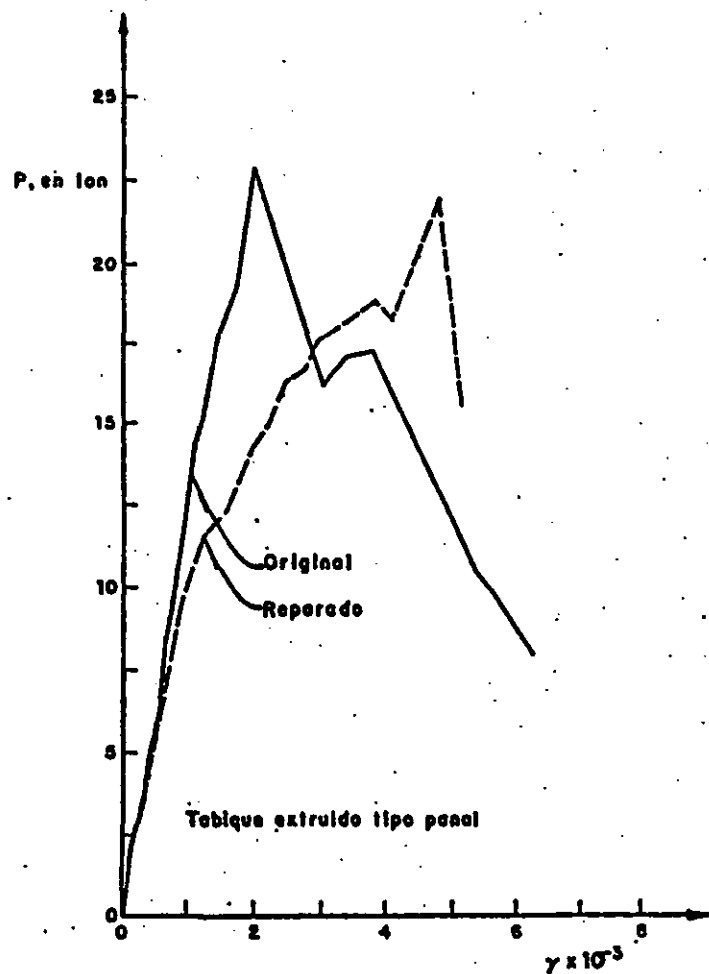


Fig 10 Muro 5. Reparación de grieta con mortero común, malla trenzada y aplanado de mortero

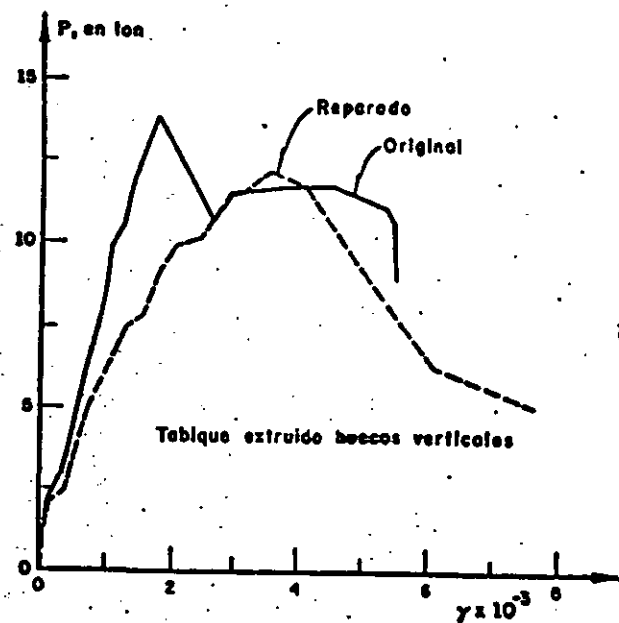


Fig 11 Muro 6. Reparación de grieta con mortero común, malla de gallinero y aplanado de yeso y cemento

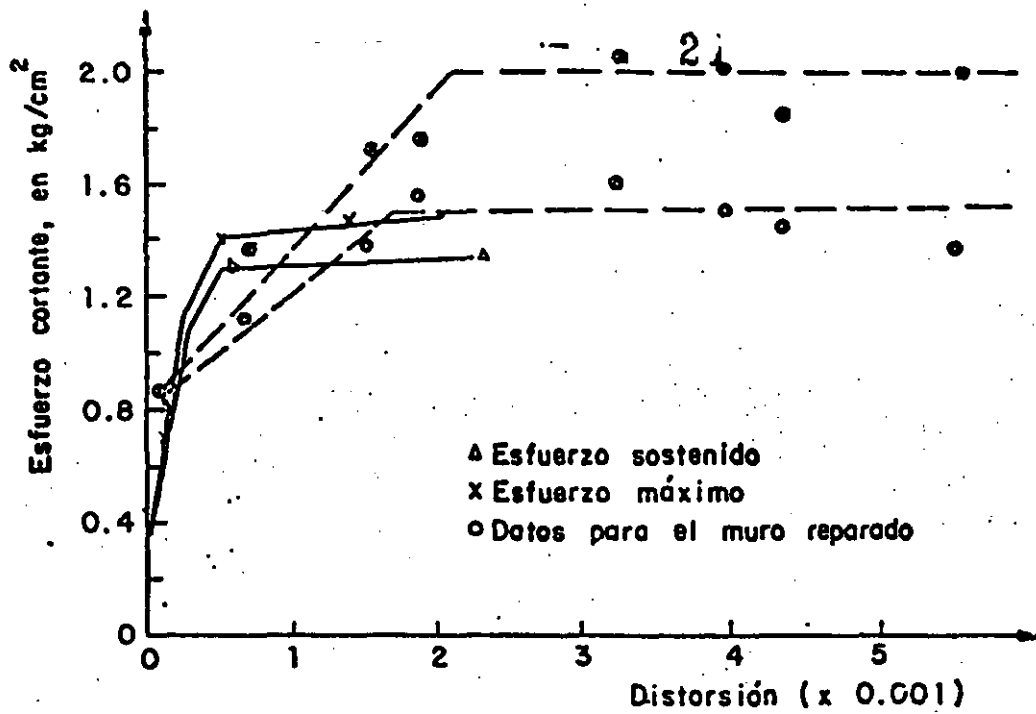


Fig 12. Envolventes de esfuerzos del muro 7

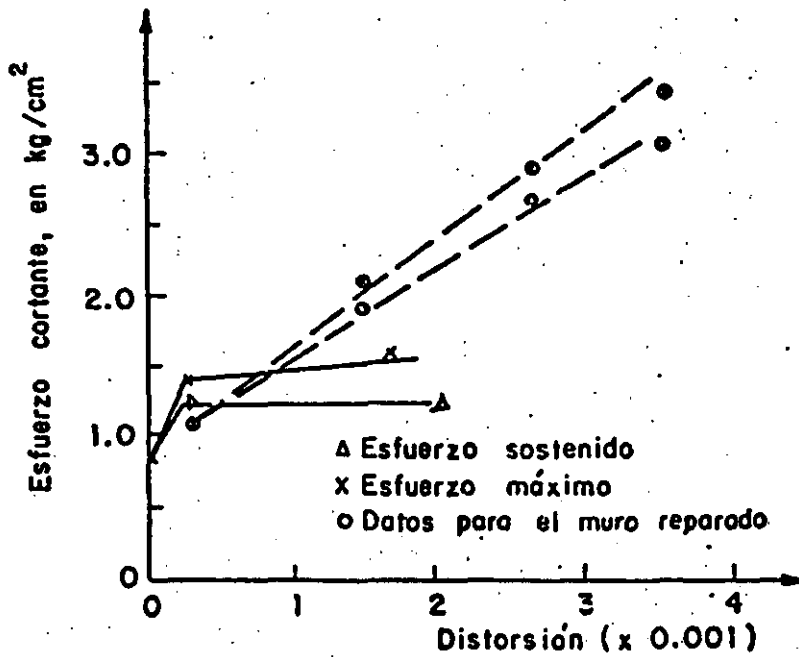


Fig 13. Envolventes de esfuerzos del muro 8.

LAS NORMAS TÉCNICAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA DEL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

Roberto Meli

BASES Y ALCANCE DE LAS MODIFICACIONES

La revisión del Reglamento y de sus Normas Técnicas tuvo como objetivos principales incorporar las lecciones derivadas del comportamiento de los edificios en los sismos de septiembre de 1985 y actualizar los distintos documentos con base en la experiencia adquirida por su aplicación en los más de diez años de su vigencia y en los nuevos conocimientos que sobre el tema se han generado en el país y en el extranjero.

Las normas de mampostería de 1976 representaron un cambio radical con respecto a la práctica de diseño anterior, por su presentación en un formato de diseño moderno y racional basado en las propiedades mecánicas del material y en los resultados experimentales así como en la evidencia del comportamiento de estructuras reales. Esas normas sirvieron de modelo para diversas recomendaciones y reglamentos de otros países sobre la materia. En la nueva versión no se consideraron necesarias modificaciones radicales al documento; solamente se procuró la reorganización de las disposiciones para hacerlas más claras, la simplificación de algunos métodos de diseño que resultaban de un grado de complejidad poco justificado en vista de las,

incertidumbres involucradas y el ajuste de algunos valores de diseño.

En términos generales la evaluación de los efectos de los sismos de 1985 indica que el comportamiento de las construcciones de mampostería fue satisfactorio. Los daños observados en muros de mampostería pueden agruparse en tres categorías:

a) Falla de muros de relleno en edificios con estructura de concreto o de acero. La destrucción de estos elementos fue notable y se derivó de una incompatibilidad entre la flexibilidad de la estructura principal y la fragilidad de los elementos de mampostería. Estos no eran generalmente considerados como elementos estructurales y por tanto no eran tomados en cuenta en el diseño. En muchos casos la falla de estos muros contribuyó a disipar la energía introducida en la estructura por el movimiento de su base y evitó el colapso de la estructura principal. Por otra parte cuando los muros de mampostería tenían una distribución y cantidad adecuada en dos direcciones ortogonales y una liga apropiada con la estructura principal, el comportamiento de los edificios fue satisfactorio.

b) Falla de viviendas de materiales débiles. Un número importante de fallas parciales o colapsos se presentaron en viviendas de adobe o de piedra de uno o dos pisos, especialmente en las colonias Guerrero y Morelos. Los daños se debieron esencialmente a las condiciones extremas de

deterioro de los materiales que constituyeran los muros y los techos, debido al intemperismo y a las filtraciones. No pueden considerarse estas viviendas representativas de las construcciones que se obtendrían aplicando las normas de 1976.

c) Agrietamiento de viviendas de bloque y tabique. Numerosos fueron también los daños que se detectaron en viviendas de tabique con características similares a las requeridas por las normas recientes, sobre todo en las colonias Alamos, Obrera y Doctores. De las decenas de construcciones de este tipo que se revisaron en detalle, se concluyó que en su gran mayoría los agrietamientos existían previamente al sismo y eran debidos a hundimientos diferenciales. Los casos en que el daño era claramente atribuible al sismo mostraban una debilidad manifiesta ante cargas laterales en general por escasez de muros en una dirección. Por el contrario fueron numerosos los casos de viviendas con resistencia claramente inferior a la requerida por las normas vigentes y que tuvieron comportamiento satisfactorio.

Por otra parte los registros del movimiento del terreno obtenidos en la zona del lago indican que las aceleraciones fueron sustancialmente superiores a las previstas en el reglamento anterior, lo cual condujo a que en la nueva versión se impusiera un incremento en los coeficientes sísmicos tanto en dicha zona como en la de transición. Para reflejar la diferente

vulnerabilidad mostrada por distintos tipos de estructuras ante sismos de la naturaleza de los que son típicos en la zona del lago se modificaron, además de los coeficientes sísmicos, otros factores que inciden en el nivel de resistencia que es necesario proporcionar a una estructura, como los factores de comportamiento sísmico (Q), los factores de reducción de resistencia (F_R) y los requisitos de calidad de materiales, de refuerzo y de construcción.

En estructuras de concreto los factores antes mencionados se modificaron de manera de obtener un incremento sustancial de la seguridad con respecto a lo prescrito en el reglamento anterior; en estructuras de acero los cambios han sido menores pero también tendientes a obtener un incremento adicional de resistencia; por el contrario en estructuras de mampostería los cambios han sido en sentido opuesto, tendientes a reducir el efecto del incremento en el coeficiente sísmico que se consideró para este material excesivo. Así se aumentó el factor de reducción para cálculo de la capacidad a fuerza cortante para los casos usuales de 0.6 a 0.7 y se permiten esfuerzos cortantes resistentes mayores cuando se coloca refuerzo horizontal en los muros. El saldo es inevitablemente hacia requisitos mayores de resistencia sísmica para las zonas de lago y de transición, lo que no afectará sensiblemente los proyectos usuales para viviendas de uno o dos pisos que cuentan con cantidades suficientes de muros en ambas direcciones para cumplir con los nuevos requisitos. Sin embargo para edificios de cuatro o más

niveles los efectos son significativos; por ejemplo diversos de los proyectos de vivienda multifamiliar de cinco pisos que se han empleado extensamente hasta la fecha deberán ser modificados para lograr el incremento en su resistencia a carga lateral que exige la nueva normativa.

En otros aspectos las modificaciones principales se encuentran en el método de diseño por cargas verticales y en la reorganización de los capítulos sobre métodos de diseño por cargas verticales y horizontales. Estos cambios no deberían redundar en diferencias significativas en los resultados del diseño. En las secciones siguientes de este artículo se comentarán los cambios a cada capítulo específico de las normas.

CAPITULO 1. CONSIDERACIONES GENERALES

Al igual que en la versión anterior las normas cubren tanto la mampostería de piedras naturales como la de piedras artificiales (bloques, ladrillos, tabiques). Aunque lo relativo a propiedades mecánicas es de aplicación general, los procedimientos de diseño y requisitos de refuerzo sólo se refieren a muros que cumplan una función estructural; no se incluyen recomendaciones específicas para bóvedas, arcos, vigas o columnas de mampostería.

Existe un gran número de materiales y procedimientos de construcción para muros de mampostería. Solo se incluyen los

muros de piezas unidas con morteros convencionales (de arena con cemento, cal o cemento de albañilería). No se tratan los muros de piezas machimbradas o unidas con otro tipo de mezclas aglutinantes. Se dan valores numéricos específicos de las propiedades mecánicas solo para las combinaciones más usuales de piezas y morteros, para las que hay información experimental y experiencia práctica disponibles. Para otros materiales se indican las pruebas necesarias para determinar dichas propiedades. Algunas de estas pruebas están especificadas por una norma oficial; cuando este no es el caso se describe en las normas el procedimiento de ensaye y su interpretación.

El procedimiento de diseño prescrito es el general del reglamento (de estados límite) en el que se requiere que los efectos de las acciones de diseño, multiplicados por factores de carga, no excedan de la resistencia de diseño que incluye un factor de reducción de resistencia. Además de la revisión cuantitativa de la seguridad ante los distintos estados límite, se imponen requisitos geométricos y de refuerzo que están basados principalmente en la experiencia de comportamiento de estructuras reales.

CAPITULO 2. MATERIALES PARA MAMPOSTERIA DE PIEDRAS ARTIFICIALES

2.1 Piezas

La distinción entre los muros contruidos por piezas macizas y los de piezas huecas (fig 1) es importante en el comportamiento

sísmico. Los muros de piezas macizas tienen, ante esta sollicitación, un comportamiento menos frágil que los de piezas huecas, en las que la falla de las paredes da lugar a una pérdida brusca de capacidad. Es por ello que en las normas de diseño por sismo se especifica que para muros de piezas macizas, que cumplan con los requisitos de refuerzo impuestos para muros diafragma, confinados o con refuerzo interior, se reduzcan las fuerzas sísmicas por un factor de comportamiento $Q = 2$, mientras que para las piezas huecas debe usarse $Q = 1.5$, lo que implica fuerzas de diseño 33% mayores que en el caso anterior.

La resistencia en compresión de las piezas es el parámetro más importante del que dependen las propiedades mecánicas de los muros de mampostería. Por ello se requiere su determinación para fines de control de calidad y para deducir las otras propiedades cuando no se cuenta con determinaciones directas de las mismas.

El valor de diseño de la resistencia en compresión de las piezas se determina como un valor mínimo probable tomando en cuenta la variabilidad de la propiedad en cuestión. En función de la media y coeficiente de variación determinados en los ensayos se calcula con la fórmula especificada en esta sección, un valor de diseño que corresponde aproximadamente a una probabilidad de 2% de no ser alcanzado.

2.2 Morteros

La función del mortero es permitir la sobreposición de las piezas formando un conjunto que tenga una liga fuerte y duradera. Sus propiedades más importantes son: manejabilidad, resistencia a compresión y tensión y adherencia con las piezas. Estas propiedades varían según el tipo de cementante empleado, la relación entre arena y cementante y según la cantidad de agua en la mezcla, aunque esto último no se suele controlar en obra.

La resistencia a compresión es el índice de calidad del mortero generalmente aceptado y se determina según la norma NOM C61. Debe tenerse en cuenta que esta resistencia no corresponde a la del material colocado entre las piezas de un muro, donde las condiciones de confinamiento y de curado son muy diferentes de las que se tienen en el ensaye estándar.

Los proporcionamientos admitidos descartan el uso de la cal como único cementante del mortero en elementos que tengan función estructural, debido a la baja resistencia y poca durabilidad que se obtiene en los morteros a base únicamente de cal. Se limita la relación volumétrica arena-cementante a un valor entre 2.25 y 3 con el fin de poder lograr una mezcla compacta donde la pasta llene los vacíos del agregado y alcanzar así una adherencia máxima entre pieza y mortero.

En la tabla del inciso 2.2 se consignan resistencias mínimas que

debe cumplir el mortero en obra para diferentes proporcionamientos; estos valores son fácilmente alcanzados si se efectúa un control razonable en la elaboración del mortero.

2.3 Acero de refuerzo

Para el refuerzo que debe colocarse en castillos y dadas o como refuerzo interior en juntas o en huecos de las piezas se admiten las barras convencionales para refuerzo de concreto, pero también los alambres corrugados con esfuerzo de fluencia nominal de 6000 kg/cm^2 y las mallas electrosoldadas incluyendo el refuerzo de alambre soldado tipo "escalerilla". Es recomendable emplear barras y alambres de pequeño diámetro para asegurar un recubrimiento adecuado y facilitar el correcto llenado de los espacios donde se coloca el refuerzo.

2.4 Mampostería

Para la resistencia de diseño en compresión del conjunto piezas-mortero se proporcionan, en la tabla de la fracción c) de esta sección, valores indicativos para los materiales más comunes sobre los cuales existen suficientes resultados experimentales. Para casos no cubiertos en esa tabla o cuando se quiera obtener una determinación más confiable, será necesario recurrir al ensayo de los materiales específicos que se vayan a emplear.

La forma más confiable para determinar la resistencia a compresión de la mampostería es mediante el ensaye de pilas formadas con las piezas y morteros que se van a emplear en la construcción (fig 2). Las otras opciones que se presentan son menos confiables y obligan, por tanto, a fijar valores más conservadores de la resistencia nominal a compresión.

Cuando se haga la determinación de la resistencia a partir del ensaye de pilas es aconsejable emplear especímenes con relación de altura a espesor del orden de cuatro; para esbelteces menores se presenta el efecto de confinamiento de los apoyos de la máquina de ensaye; para relaciones mayores de cuatro comienzan a ser importantes los efectos de esbeltez. Cuando no sea factible este tamaño, puede recurrirse al ensaye de pilas con otra esbeltez, multiplicando los resultados obtenidos por los factores que se indican en la tabla del inciso 2.4.1 de las recomendaciones. No se pretende que estos ensayos se empleen para fines de control de calidad en obra; su función es obtener un índice de resistencia de la mampostería formada con una combinación de piezas y mortero para la cual no se tenga una determinación previa. La verificación posterior en obra podrá hacerse sobre la calidad de las piezas y del mortero únicamente. La resistencia de diseño a compresión de la mampostería se determina con el criterio estadístico ya mencionado y que toma en cuenta la variabilidad de la resistencia de las pilas.

La opción presentada en la fracción b) permite determinar la

resistencia de la mampostería a compresión a partir de tablas que están en función de las propiedades de los materiales componentes. La resistencia de la mampostería depende principalmente de la resistencia de la pieza y en menor grado de la del mortero. Se ha observado de ensayos de laboratorio, que la relación entre la resistencia de la pila y de la pieza es aproximadamente lineal. El factor de proporcionalidad es, sin embargo, variable para las distintas piezas, dependiendo principalmente de su forma, del material de que están hechas y de la regularidad de sus dimensiones. Este factor de proporcionalidad es mayor para bloques que para tabiques debido a un número menor de juntas en el muro de bloque. Por ello se tienen tablas distintas para los dos tipos de piezas.

Los castillos y dalas que se colocan en la mampostería confinada contribuyen significativamente a la resistencia en compresión de los muros solo cuando la mampostería es de baja resistencia; por ello se acepta que se incremente la resistencia en compresión en una cantidad fija que es significativa para mampostería débil y poco importante para piezas de alta resistencia. Para la mampostería con refuerzo interior que cumple con los requisitos de cuantía y distribución especificados en la sección 3.4, se permite un ligero incremento de capacidad que es una fracción de la resistencia de la mampostería sin refuerzo. Cuando las cantidades de refuerzo sean sustancialmente superiores a los mínimos especificados será válido calcular la resistencia en compresión con base en las hipótesis de flexocompresión esbozadas

en el inciso 4.2... o con base en evidencia experimental y alcanzar así resistencias muy superiores a la de la mampostería sin refuerzo.

Para la resistencia en cortante se proporcionan también valores indicativos para las combinaciones más comunes de piezas y mortero. Para los casos no incluidos se especifica que la resistencia debe determinarse mediante la prueba de compresión diagonal en muretes; la que constituye un procedimiento relativamente sencillo y confiable (fig 2) que ha sido usado ampliamente en la investigación y en la práctica. Deberá tenerse cuidado en el manejo de los especímenes para no debilitar la junta entre piezas y morteros antes de la prueba.

En cuanto al módulo de elasticidad, este puede obtenerse de la curva esfuerzo-deformación medida en un ensayo de pilas en compresión. Una estimación aproximada se obtiene con los factores que multiplican a la resistencia en compresión proporcionados en el inciso 2.4.5. Estos factores se han incrementado con respecto a los que se proponían en la versión anterior de las normas, por considerar que se aplican a la resistencia de diseño la cual ya incorpora factores de seguridad importantes con respecto al valor promedio; estos factores de seguridad no se justifican en el módulo de elasticidad.

CAPITULO 3. SISTEMAS ESTRUCTURALES A BASE DE MUROS DE MAMPOSTERIA

En este capítulo, que no existía en la versión anterior, se han agrupado los requisitos que deben cumplir los muros para ser catalogados en algunas de las cuatro categorías consideradas en las normas.

Los muros diafragma son los que se colocan para cerrar las crujeas formadas por las vigas (o losas) y columnas de marcos de concreto o acero y constituyen un diafragma que incrementa notablemente la rigidez del conjunto ante cargas laterales. Es práctica común ligar estos muros a la estructura principal sobre todo en muros de colindancia y en núcleos de escaleras y servicios. No es admisible ignorar el efecto de estos muros en el análisis por cargas laterales, ya que la gran rigidez que estos proporcionan altera significativamente la distribución de las fuerzas entre los distintos elementos resistentes. Procedimientos prácticos para tomar en cuenta los muros diafragmas en el análisis de marcos se proponen en la ref 1. La gran rigidez que estos muros proporcionan hace que pueda ser perjudicial que se encuentren colocados con una distribución asimétrica en la planta de la estructura o en cantidades radicalmente distintas de uno a otro piso.

Cuando se excede de la capacidad en tensión diagonal de los muros, estos se agrietan pero mantienen una rigidez

significativa y tienden a concentrar fuerzas cortantes importantes en los extremos de las columnas (fig 3). Por ello se requiere proporcionar en estas zonas de las columnas una resistencia a fuerza cortante igual a la capacidad total del muro, distribuida en partes iguales entre las dos columnas.

Cuando no puede lograrse una distribución uniforme de muros de relleno o cuando la estructura es muy flexible, es preferible desligar estos muros de la estructura principal, evitando su trabajo como diafragma. Deben en este caso proveerse holguras generosas y elementos de refuerzo o fijación que eviten la posibilidad de volteo del muro en dirección normal a su plano sin dejar de permitir el desplazamiento relativo del muro y la estructura. Nuevamente puede recurrirse a la ref 1 para detalles al respecto.

Los muros confinados, o sea los formados con castillos y dalas, han demostrado dar lugar a un comportamiento sísmico muy aceptable en edificios de muros de carga de varios pisos (fig 4). Estos elementos de refuerzo permiten una buena liga de los muros entre sí y con los sistemas de piso, a la vez que proporcionan un confinamiento que evita la falla frágil de los muros una vez que se agrietan por tensión diagonal. Los requisitos que se fijan para la distribución y refuerzo de castillos y dalas son los que se derivan de la práctica establecida. No se admite incremento alguno a la resistencia en cortante de la mampostería por la presencia de dalas y

castillos, solo un ligero aumento en la resistencia en compresión, según se establece en 2.4.1d). La única forma de incrementar la resistencia en cortante de la mampostería es con refuerzo horizontal colocado en la junta en la forma que se especifica en la sección 3.4.

El refuerzo de muros de piezas huecas con barras verticales colocadas en los huecos de las piezas y con barras horizontales ubicadas en las juntas entre hiladas o en piezas especiales, es un procedimiento de construcción que se está empleando con frecuencia en diversos países aun en zonas sísmicas y en edificios de cierta altura (fig 5). En México la difusión de este procedimiento, conocido como mampostería reforzada, ha sido limitada principalmente por la desconfianza de que puedan realizarse adecuadamente la colocación del refuerzo y el llenado de los huecos, operaciones que son difíciles de supervisar. Los requisitos que se especifican en las normas se derivan de lo que contienen los reglamentos de los EUA y de Nueva Zelanda; las cuantías de refuerzo horizontal y vertical especificadas son las mínimas para las cuales puede esperarse se logre evitar la falla frágil del muro y proporcionar cierta ductilidad. Nuevamente, no se pretende con estos refuerzos lograr un incremento sustancial en la resistencia de la mampostería, solamente un comportamiento más favorable. Es importante observar el requisito del párrafo final de esta sección, el cual indica que para poder emplear los valores de resistencia y factores de seguridad correspondientes a este tipo de mampostería es

en estructuras de vigas y columnas. Además la heterogeneidad de los materiales componentes, las holguras y los aplastamientos y agrietamientos locales entre mortero y piezas y entre estas y el concreto hacen que existan deformaciones inelásticas desde niveles pequeños de carga, lo que altera los resultados de los análisis elásticos. Por ello es aceptable recurrir a simplificaciones drásticas basadas en consideraciones de equilibrio y en la experiencia de comportamiento adecuado.

Para el análisis por cargas verticales es válido suponer que la junta entre muro y losa tiene suficiente capacidad de rotación para liberar al muro de los momentos que podría transmitir la losa debido a la asimetría de la carga vertical y se puede considerar que el muro está sujeto a carga vertical únicamente. Deben, sin embargo, tomarse en cuenta los momentos que no pueden ser redistribuidos por la rotación de la losa, como los que son debidos a voladizos empotrados en el muro o a una posición excéntrica del muro del piso superior y, en muros extremos, por la excentricidad de la carga que transmite la losa que se apoya directamente sobre el muro, mediante el criterio ilustrado en la fig 6.

Es muy recomendable que la estructura cumpla los requisitos indicados en los incisos a) hasta d) de esta sección, para evitar situaciones que puedan dar lugar a la aparición de momentos flexionantes importantes o a efectos de esbeltez significativos. Cuando se cumplen dichos requisitos basta

determinar las cargas verticales sobre cada tramo de muro mediante una bajada de carga convencional y tomar en cuenta los efectos de esbeltez y excentricidad mediante el factor correctivo, F_E , que se determina directamente con las reglas indicadas en 4.2.2.

El análisis por cargas laterales enfrenta también dificultades para modelar al sistema tridimensional. En la referencia 1 se encuentran recomendaciones detalladas y ejemplos al respecto. El procedimiento más idóneo es el de modelar los muros como columnas anchas con el mismo momento de inercia y área de cortante que los muros. Estas columnas están acopladas por vigas con el momento de inercia de la losa en un ancho equivalente, al cual deberá sumarse el momento de inercia de pretilas y dinteles.

Nuevamente es muy recomendable que la estructuración de las construcciones de muros de carga de mampostería cumpla con los requisitos de las fracciones I a III del inciso 4.1.3, para que sea aplicable el método simplificado de análisis sísmico según el cual se ignoran las deformaciones de flexión y se asigna a cada muro una fracción de la carga lateral que es proporcional a su área transversal, solo se requiere revisar la capacidad a cortante de los muros y se admite ignorar los efectos de torsión. Aunque la hipótesis de que pueden ignorarse las deformaciones de flexión y los momentos de volteo parece poco fundada cuando la relación altura a ancho de los muros no es muy

baja, el comportamiento observado de edificios diseñados con este método ha sido excelente y es indudable que la cantidad de área transversal de muros que se tiene en cada dirección es el parámetro decisivo en definir la capacidad sísmica de construcciones de este tipo.

4.2 Resistencia a cargas verticales

La expresión para el cálculo de la carga vertical resistente es la misma de la versión anterior; según ella la capacidad es igual al área transversal del muro por el esfuerzo resistente en compresión de la mampostería; el producto es afectado por un coeficiente de reducción que toma en cuenta las diferencias en excentricidad y esbeltez entre un muro y la pila en que se basa la determinación de f^* . El resultado debe multiplicarse por el factor de resistencia que se considera igual a 0.6 para muros confinados o reforzados interiormente y a 0.3 para muros no reforzados, ya que en estos últimos se requiere de un factor de seguridad muy superior por el carácter frágil de su falla y por su sensibilidad a los efectos accidentales.

Cuando se cumplen los requisitos de regularidad y de relaciones geométricas anteriormente mencionados pueden usarse los valores directamente especificados para el factor por excentricidad y esbeltez, F_E , según se trate de muros interiores o exteriores. En caso contrario, F_E debe determinarse con una expresión que es más sencilla que la de la versión anterior y que está derivada

de la que tradicionalmente se ha aplicado para el diseño por carga vertical de muros de concreto. La expresión de la versión anterior se ha eliminado porque daba lugar a la posibilidad de resultados poco confiables cuando no se elegían adecuadamente los parámetros de momento de inercia, módulo de elasticidad y otros.

Para muros con refuerzo vertical con una cuantía significativa y colocado de manera adecuada, se pueden obtener incrementos sustanciales en la capacidad de carga vertical calculada si se aplica el criterio general de 4.2.4 que corresponde a las hipótesis comúnmente adoptadas para el diseño en flexocompresión de elementos de concreto reforzado.

4.3 Resistencia a cargas laterales

Las expresiones para el cálculo de la resistencia a fuerza cortante de muros no han cambiado con respecto a la versión anterior. Para los muros diafragma el esfuerzo medio resistente es 85 por ciento del que corresponde a muretes, v^* , ya que la distribución de esfuerzos en el muro es muy similar a la que se obtiene en los ensayos de muretes; la reducción es esencialmente por el efecto desfavorable del mayor tamaño del muro. Para los otros muros, sean confinados, reforzados interiormente o no reforzados, el esfuerzo resistente se reduce a la mitad del obtenido en muretes, por el efecto desfavorable de los esfuerzos de tensión por flexión. Sin embargo este esfuerzo resistente

puede incrementarse hasta tres veces cuando se toma en cuenta el efecto favorable de la carga axial de compresión que contrarresta los esfuerzos de tensión generados por el cortante y por la flexión.

El factor de reducción, F_R , se ha incrementado de 0.6 a 0.7 tomando en cuenta que en los sismos de 1985 la mampostería mostró tener una resistencia significativamente superior a la calculada.

Las dalas y castillos que se colocan en la mampostería confinada tienen por objeto proporcionar cierta ductilidad a los muros pero no modifican significativamente la carga que produce el agrietamiento diagonal del muro y, aunque aumentan la capacidad máxima, este incremento se pierde cuando se aplican ciclos de carga alternadas. Por tanto no se admite incremento de capacidad por este concepto. De manera similar el refuerzo vertical y horizontal mínimo que se requiere colocar en los muros de mampostería con refuerzo interior no modifica sustancialmente la carga de agrietamiento diagonal, solo permite mantener esa capacidad para deformaciones algo mayores que la de agrietamiento, aun cuando estas se repiten cierto número de veces.

Los ensayos realizados en muros de distintas características (ref 2) muestran que para poder sostener cargas superiores a la de agrietamiento diagonal se requiere de refuerzo horizontal en

el muro. Es por ello que se admite, tanto en la mampostería confinada como en la reforzada interiormente, un incremento de 25% en la capacidad a cortante cuando se coloque una cuantía de refuerzo horizontal, igual al menos a la que se obtiene en la ecuación propuesta en esa sección.

Es importante recordar que las cargas laterales producen no solo fuerzas cortantes en los muros, sino también momentos flexionantes en el plano del muro los que frecuentemente requieren la colocación de refuerzo vertical en los extremos del muro. Los resultados experimentales han demostrado que el criterio general cálculo de la capacidad en flexocompresión de elementos de concreto reforzado es válido para la mampostería. Para evitar la complejidad de la determinación de la capacidad con el criterio general, se admite el uso de las expresiones expuestas en 4.3.3, las que se deducen de algunas hipótesis simplificativas sobre las condiciones de falla y de la suposición que el diagrama de interacción para flexocompresión está formado por tramos rectos entre el punto de flexión pura y el de falla balanceada, así como entre este y el de carga axial.

CAPITULO 5. CONSTRUCCION

Los requisitos de este capítulo se basan en la práctica de México y los EUA para garantizar una calidad aceptable de los materiales y de la ejecución de la obra. No se han hecho modificaciones importantes a la versión anterior. Cabe realizar

la necesidad de una supervisión continua y calificada especialmente en la construcción de muros de mampostería reforzada.

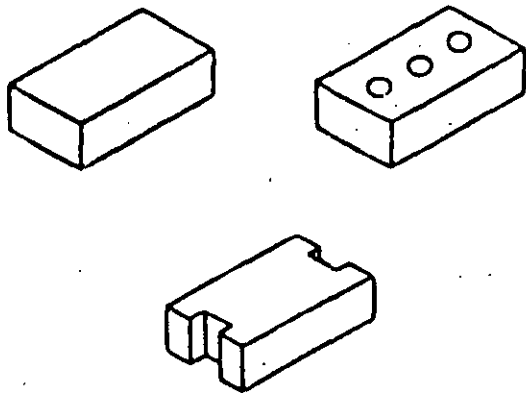
CAPITULO 6. MAMPOSTERIA DE PIEDRAS NATURALES

Tampoco este capítulo ha sido modificado con respecto a la versión anterior. El procedimiento de cálculo de la resistencia es congruente con el que se especifica para la mampostería de piedras artificiales. La información de que se dispone sobre las propiedades mecánicas de la mampostería es muy escasa. Los valores propuestos se suponen conservadores para la calidad de la mampostería comúnmente usada en México.

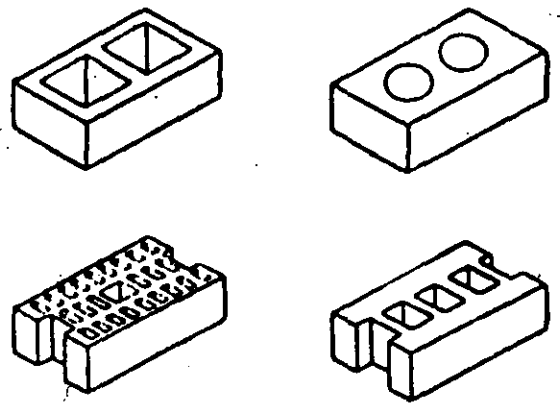
REFERENCIAS

1. Bazán, E. y R. Meli "Manual de Diseño Sísmico de Edificios" LIMUSA, México, 1985, 241 pp
2. Hernández, O. y R. Meli "Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería" Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ No. 382, México, D.F., dic 1976, 32 pp.

24

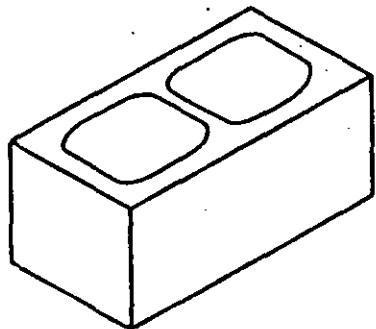


a) Ladrillos de barro macizos

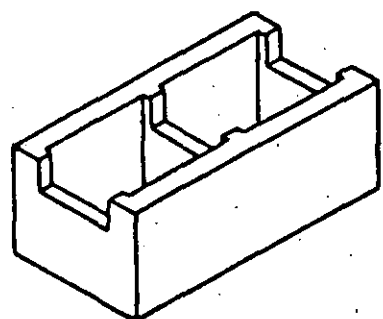


b) Ladrillos de barro huecos

mece es un tipo de huecos < 25%



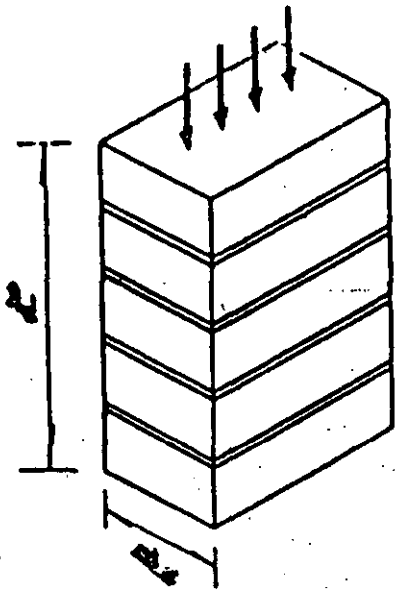
1) Pieza estándar



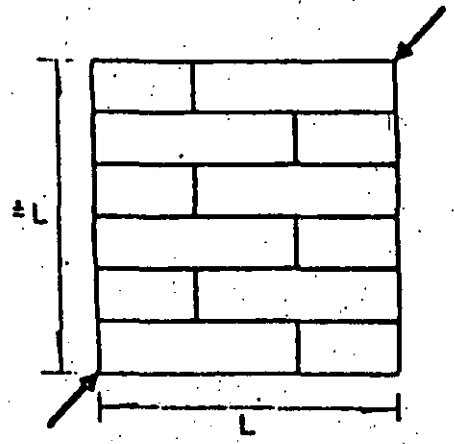
b) Pieza para refuerzo horizontal

c) Bloque de concreto

Fig 1 Tipos comunes de piezas para mampostería



a) Compresión simple



b) Compresión diagonal

Fig 2 Ensayes para determinación de propiedades mecánicas de la mampostería

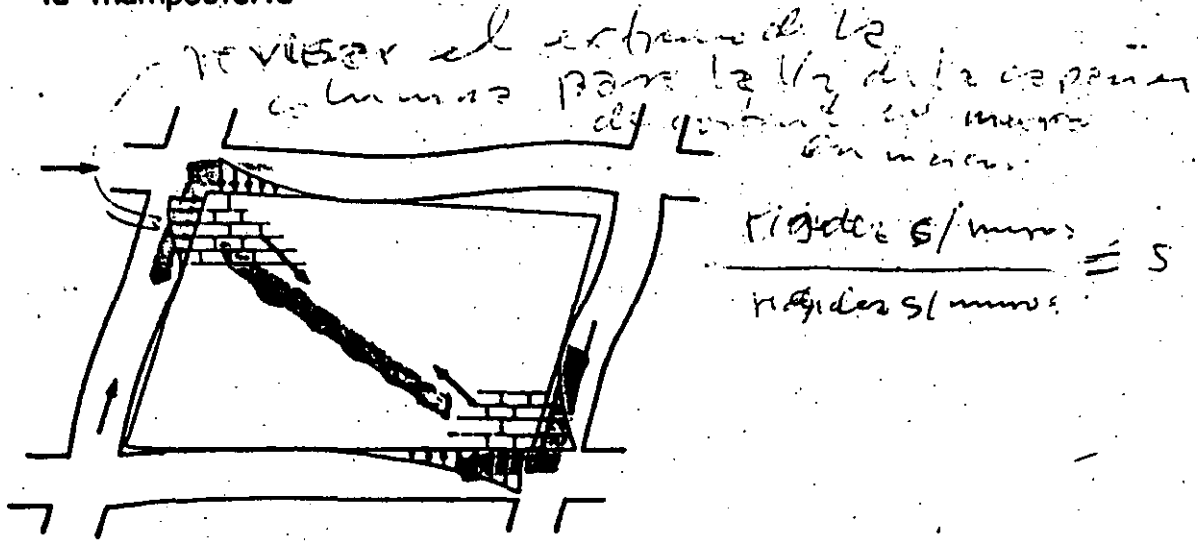
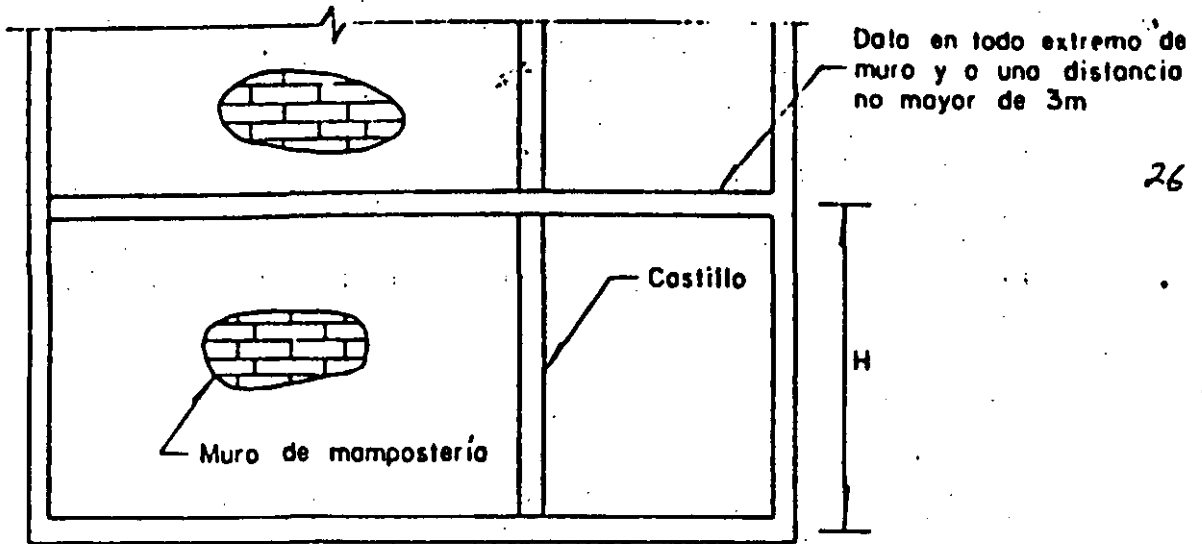
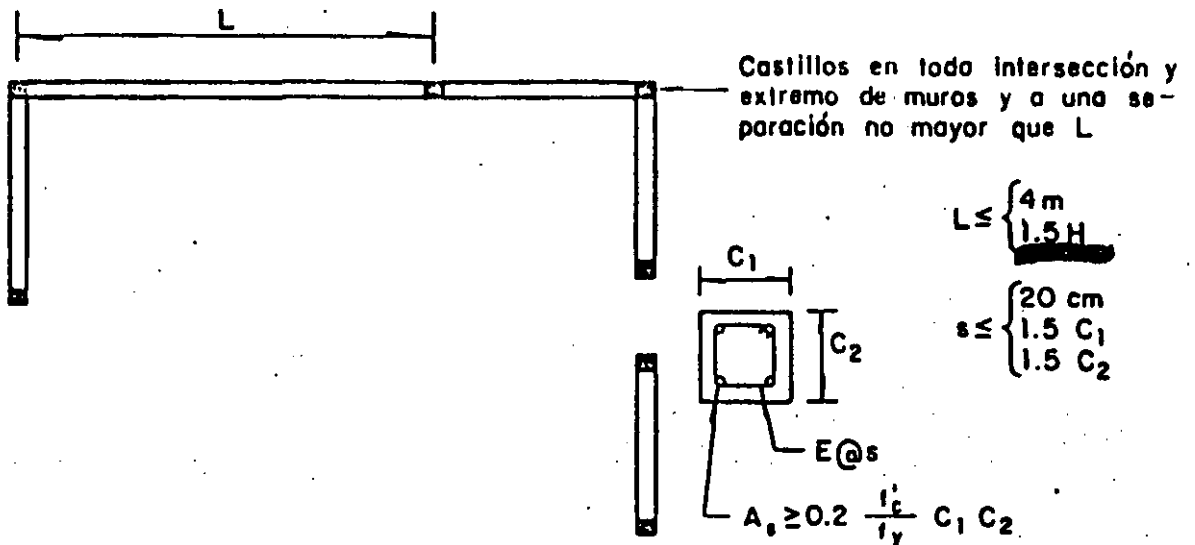


Fig 3 Interacción entre un muro-diafragma y el marco que lo rodea

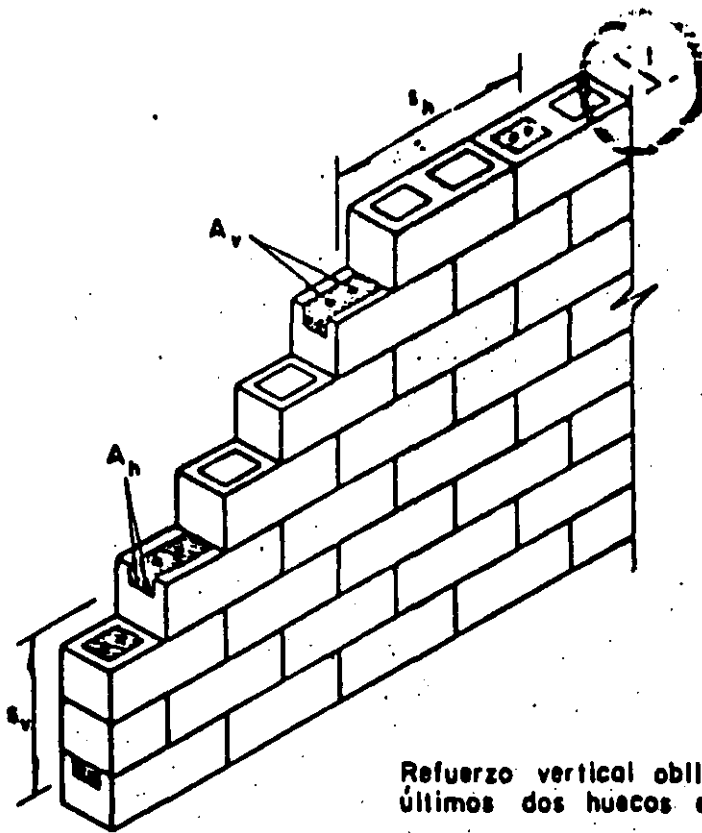


Distribución en elevación de elementos de refuerzo, verticales (castillos) y horizontales (dalas)



Distribución en planta de elementos verticales de refuerzo (castillos)

Fig 4 Características de la mampostería confinada



$$P_h = \frac{A_h}{s_v l}$$

$$P_v = \frac{A_v}{s_h l}$$

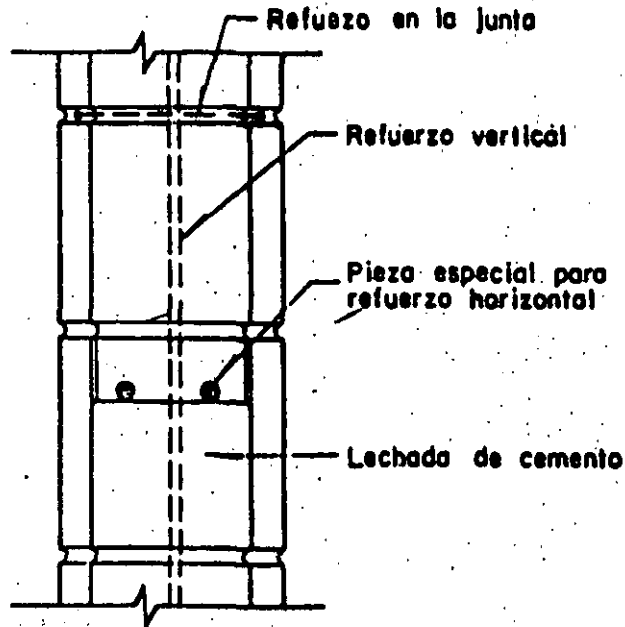
$$P_h, P_v \geq 0.0007$$

$$P_h + P_v \geq 0.0020$$

$$s_h, s_v \leq \begin{cases} 6l \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

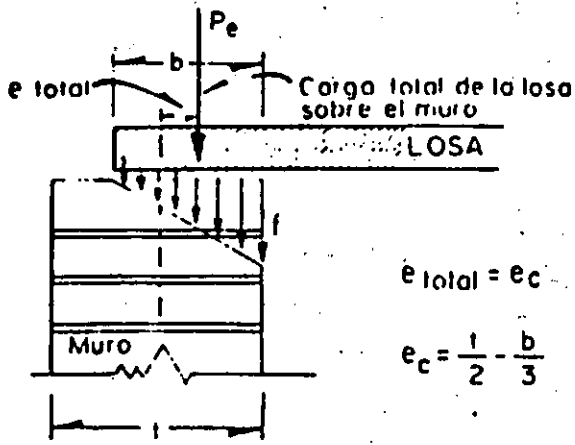
Refuerzo vertical obligatorio en los últimos dos huecos extremos

a) Requisitos de refuerzo



b) Modalidades de colocación del refuerzo

Fig 5 Características de la mampostería reforzada



$$e_{total} = e_c$$

$$e_c = \frac{1}{2} - \frac{b}{3}$$

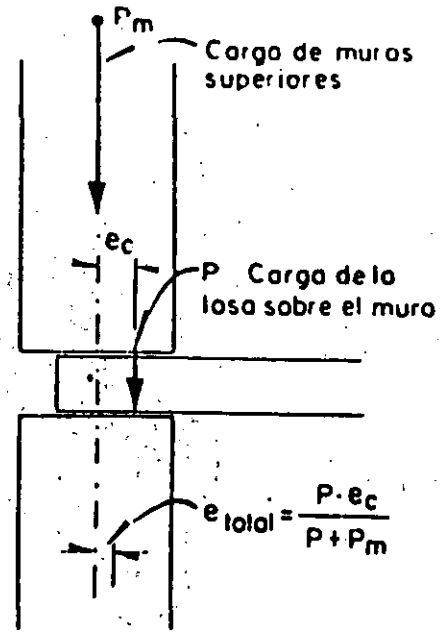


Fig 6 Excentricidad de la carga vertical transmitida a un muro