

"DISEÑO DE EDIFICIOS"

Profesor: M. en I. José Luis Camba C.

Temario	Páginas
1.- Conceptos Introductorios	1
2.- Sistemas estructurales	16
3.- Diseño de elementos aislados	30
4.- Diseño por cargas verticales (edif. de concreto)	43
5.- Diseño sísmico (edif. de concreto)	65
6.- Estructuraciones de edificios de concreto presforzado	101
7.- Diseño de edificios de mampostería	108
8.- Cimentaciones	117
9.- Procedimientos constructivos (prefabricados o colados en el lugar)	123

1.- CONCEPTOS INTRODUCTORIOS

1.- CONCEPTOS INTRODUCTORIOS

1.1.- El proceso de diseño estructural.

En el proceso del diseño estructural intervienen variables de diversa índole, que se conjugan para resolver el problema de dar forma a una estructura que cumpla con determinada función, como salvar un claro en el caso de un puente o la de encerrar un espacio en el caso de edificios. La estructura debe cumplir la función a la que está destinada con un grado de seguridad razonable y con un comportamiento correcto. Otras variables que intervienen en este proceso son la de optimizar el costo de la estructura así como las satisfacciones de estética.

El diseño estructural consiste en resolver el problema de seguridad y buen comportamiento de las estructuras bajo las acciones a las que van a estar sometidas. Para que esto se realice, deben conocerse la magnitud de las acciones que van a actuar sobre las estructuras, los materiales que las van a constituir y las características geométricas de las mismas. Bajo estas acciones la estructura va a tener un cierto comportamiento, que será la respuesta a las acciones mencionadas.

Las estructuras pueden concebirse como sistemas, siendo el proceso de diseño por aproximaciones, iniciándose con la formulación de objetivos que se desean alcanzar y después del diseño se revisa si se lograron los objetivos y si no fué así, se va mejorando el diseño hasta lograr un sistema óptimo.

Se han propuesto diversas secuelas para realizar el diseño estructural. White propuso la siguiente:

- 1) Plantear los objetivos del proyecto, su justificación y los recursos económicos necesarios.
- 2) Diseño preliminar de alternativas.
- 3) Evaluación de alternativas.
- 4) Diseño y análisis final, seleccionando la alternativa mas conveniente y detallando con mayor precisión que en la segunda etapa.

La elección de una forma estructural debe asociarse con la elección del tipo de material con el cual se piensa realizar la estructura. En esta etapa deben tomarse en cuenta factores como equipo disponible, mano de obra y el procedimiento de construcción.

Una vez seleccionado el tipo de estructuración, se procede a idealizar la estructura, ya que el problema real es siempre mas complejo que lo que es práctico analizar.

Una vez conocidas las acciones que obran sobre la estructura, mediante el análisis estructural obtendremos los estados de esfuerzo y deformación en cada elemento de la misma, tales como momento flexionantes, fuerzas cortantes, fuerzas axiales y momentos torsionantes. Al inicio del diseño, como se supusieron las dimensiones de los elementos en forma aproximada, tendrá que hacerse un proceso cíclico, ajustando los datos iniciales, haciendo solo en la fase final un cálculo numérico detallado.

La etapa final del diseño consiste en la comunicación de los resultados obtenidos a las personas que van a ejecutar la obra. Esta comunicación se hace mediante planos estructurales y especificaciones, debiendo tenerse el cuidado suficiente de que sean lo mas claros y sencillos posibles, para evitar errores y confusiones a los constructores.

En el caso de edificios, por ejemplo, pueden distinguirse varios subsistemas, además del estructural como son las instalaciones eléctricas, plomería, aire acondicionado, ventanería, acabados arquitectónicos, etc.

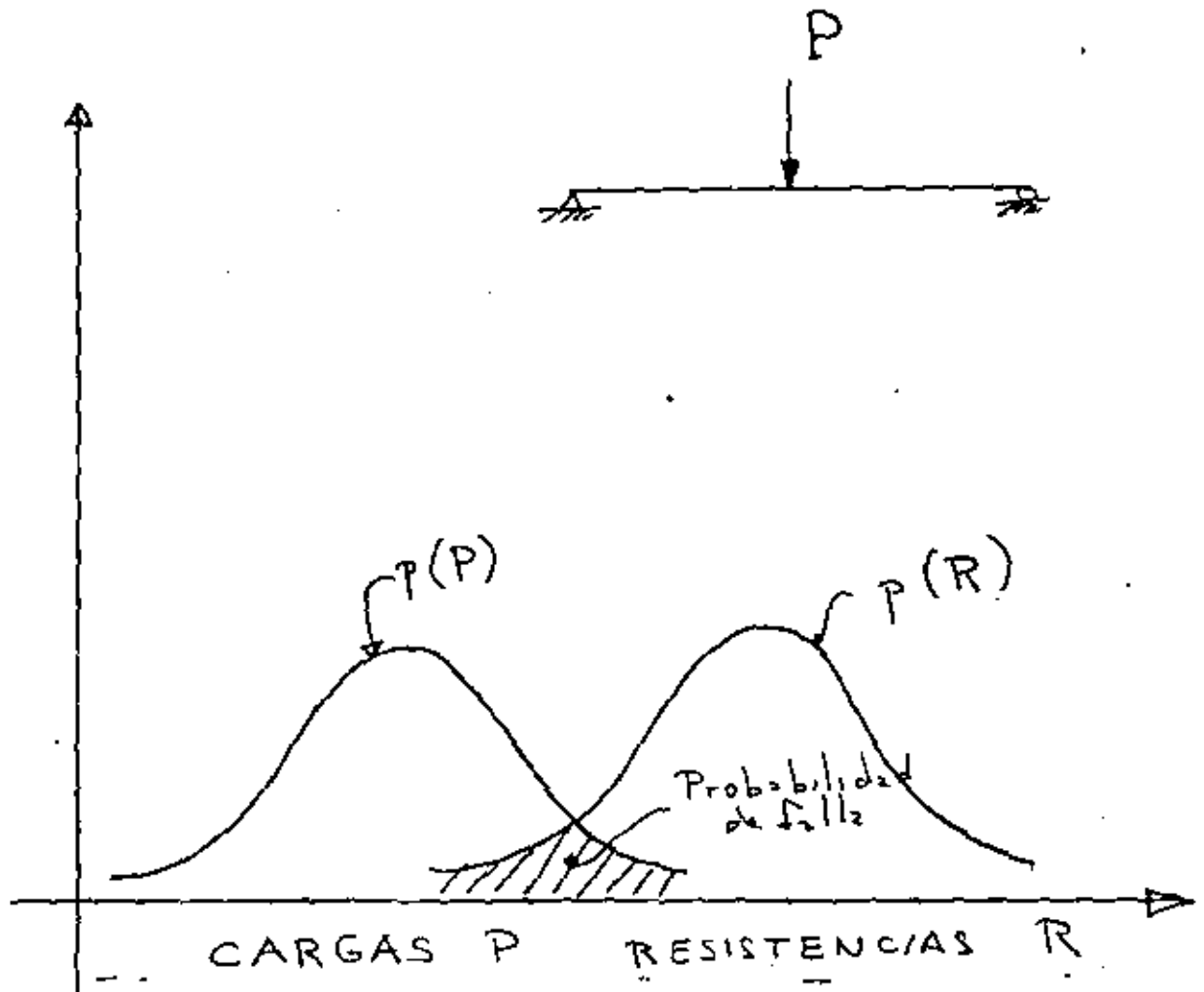


FIG. 2 - CONCEPTO DE PROBABILIDAD DE FALLA

1.31.- Por medio de modelos.

Este procedimiento fué utilizado frecuentemente en el diseño de estructuras en la antigüedad. Actualmente se hacen diseños por medio de modelos aplicando acciones representativas a un modelo a escala midiendo las respuestas del mismo. Es a veces el más indicado para estructuras complejas, cuyo modelo matemático serían muy complicado. Las desventajas del método son el costo y el tiempo necesario para obtener resultados.

1.32.- Método de los esfuerzos permisibles.

Es un método muy utilizado y que consiste en calcular las acciones internas por medio de un análisis elástico, determinando posteriormente los esfuerzos producidos, también mediante hipótesis elásticas, debiendo quedar los esfuerzos así calculados debajo de ciertos valores llamados esfuerzos permisibles. Este método es razonable en estructuras de materiales con comportamiento esencialmente elástico, pero en materiales como el concreto reforzados; este método tiene la limitación de que entre esfuerzos de roturas y los permisibles no es garantía de que exista la misma relación entre las resistencias y las acciones de servicio.



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

CURSO: DISEÑO Y CONTRUCCION DE EDIFICIOS

**EN COLABORACION CON LA UNIVERSIDAD DE COLIMA
LOS DIAS 5, 6 Y 7 DE OCTUBRE DE 1983.**

SISTEMAS ESTRUCTURALES

**M. EN I. JOSE LUIS CAMBA
OCTUBRE, 1983**

RECOMENDACIONES GENERALES PARA ESTRUCTURACIONES

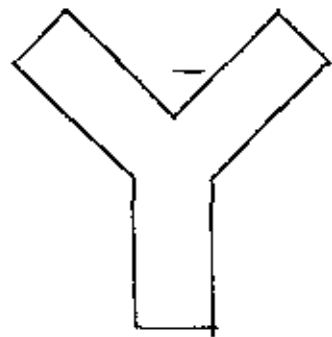
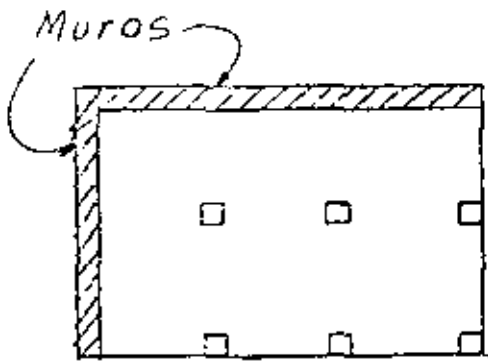
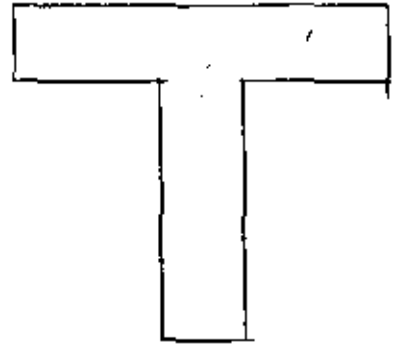
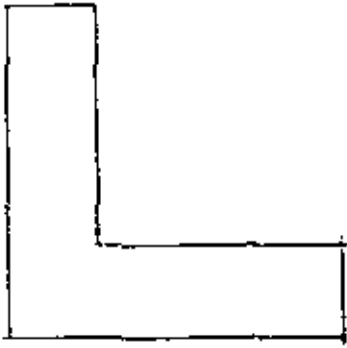
Sencillez constructiva

Reducir a un mínimo el número de secciones diferentes

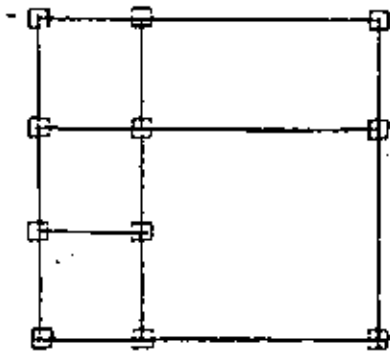
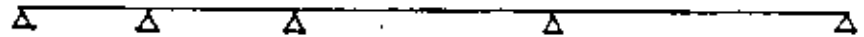
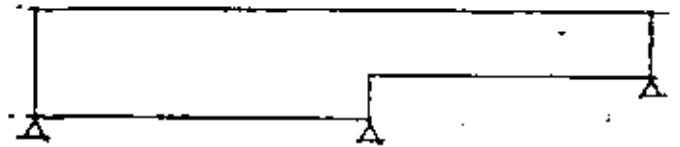
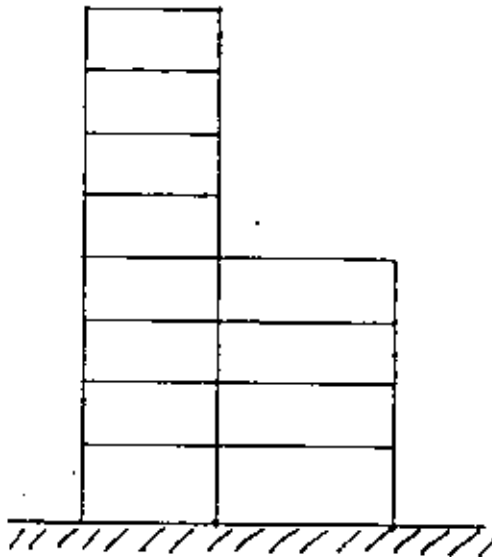
Evitar discontinuidades estructurales

Evitar plantas irregulares

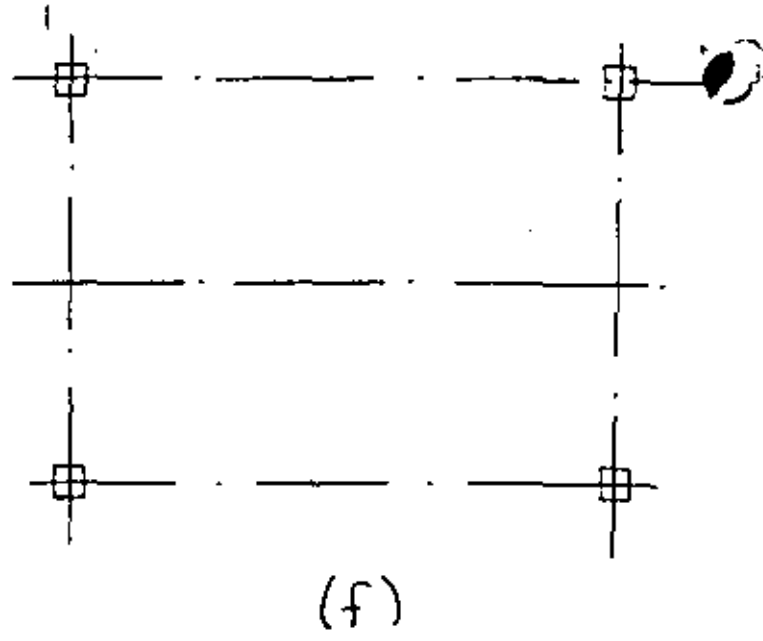
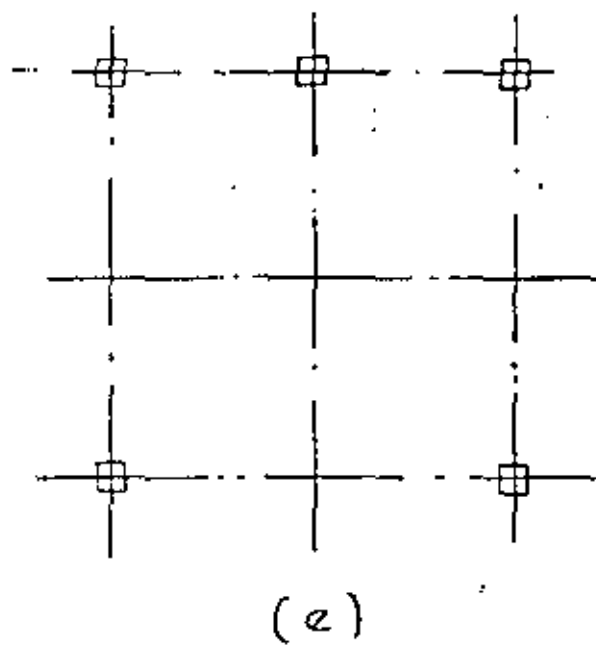
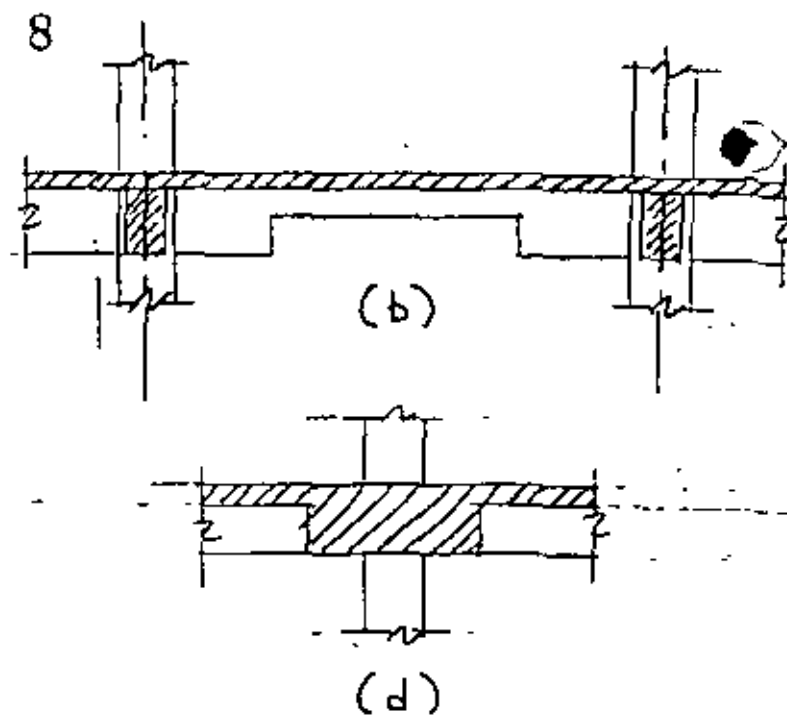
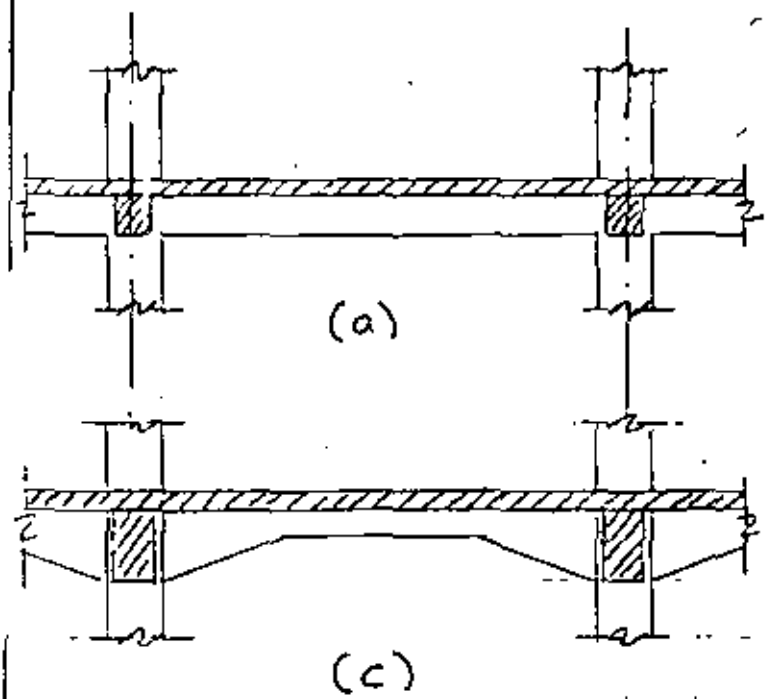
Tender a estructuras dúctiles



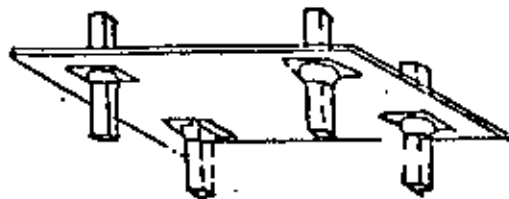
PLANTAS
IRREGULARES



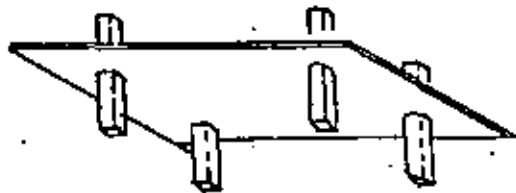
..EJEMPLOS DE DISCONTINUIDAD ESTRUCTURAL
--



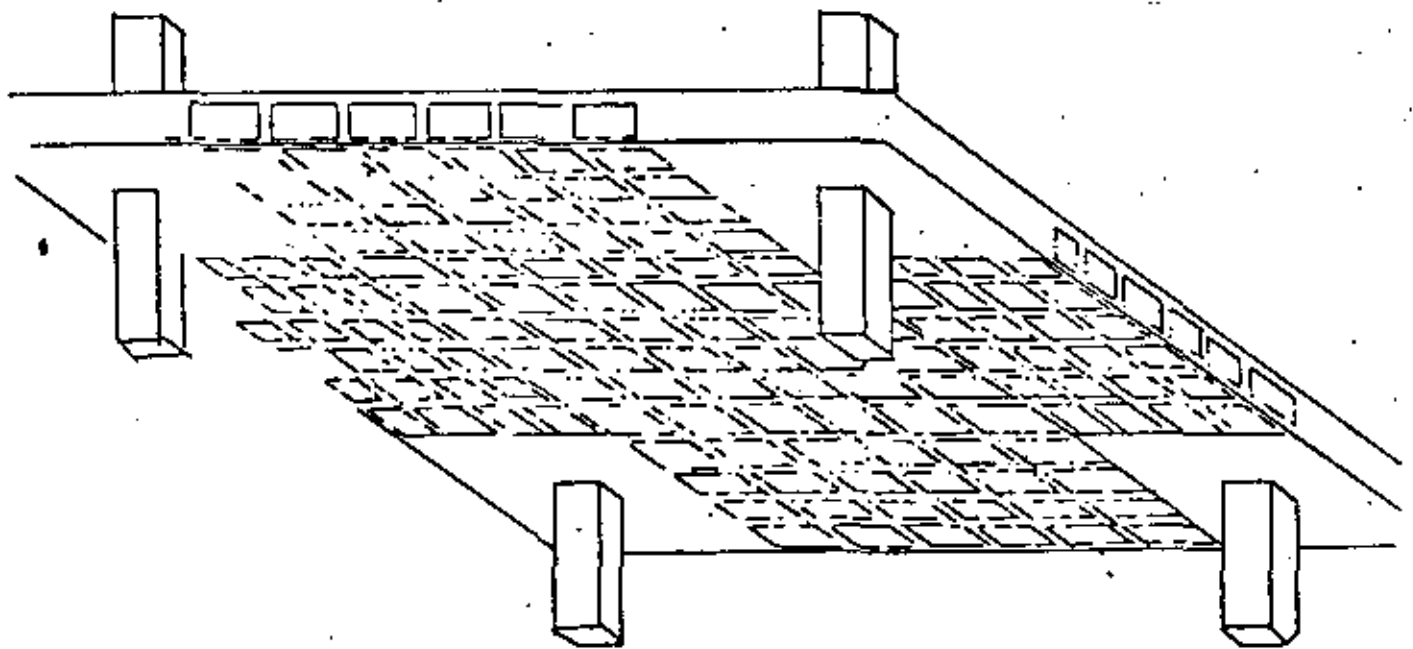
SISTEMA DE PISO
CON TRABES Y LOSAS



a) LOSA PLANA CON CAPITELES

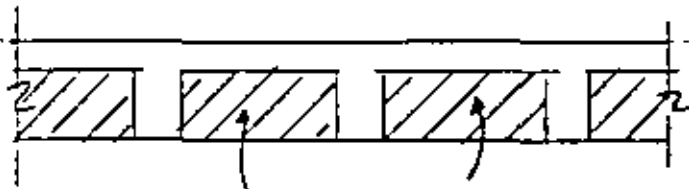
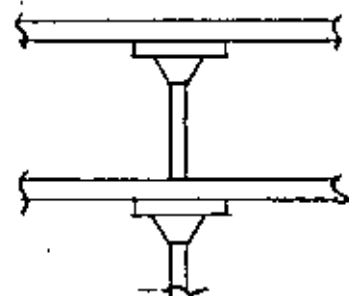
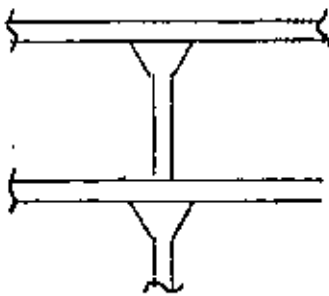
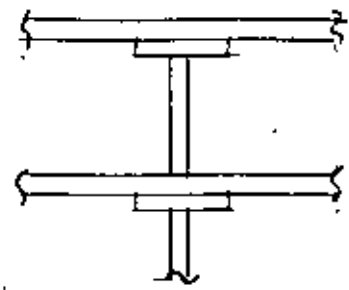
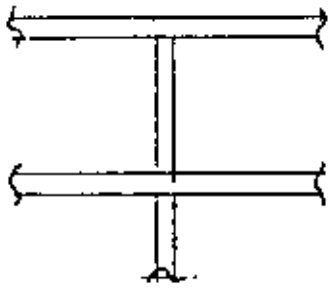


b) LOSA PLANA SIN CAPITELES

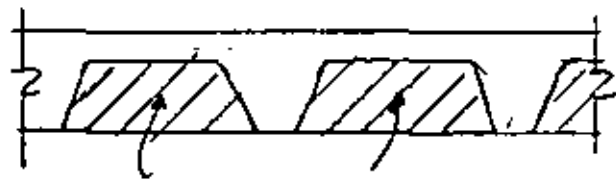


c) LOSA PLANA ALIGERADA

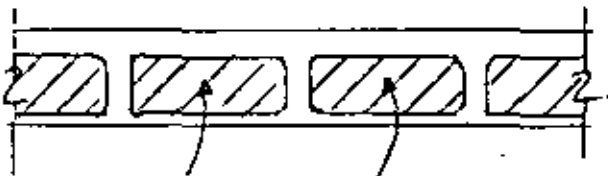
TIPO DE LOSAS PLANAS



CASETONES
DE BLOCK

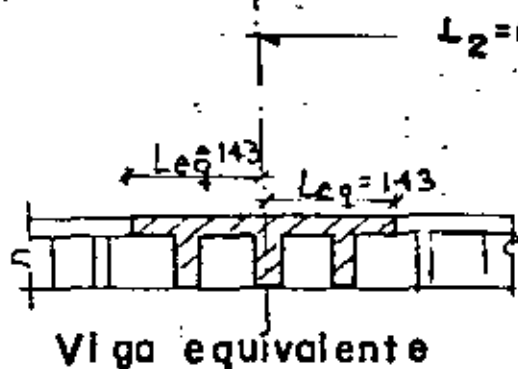
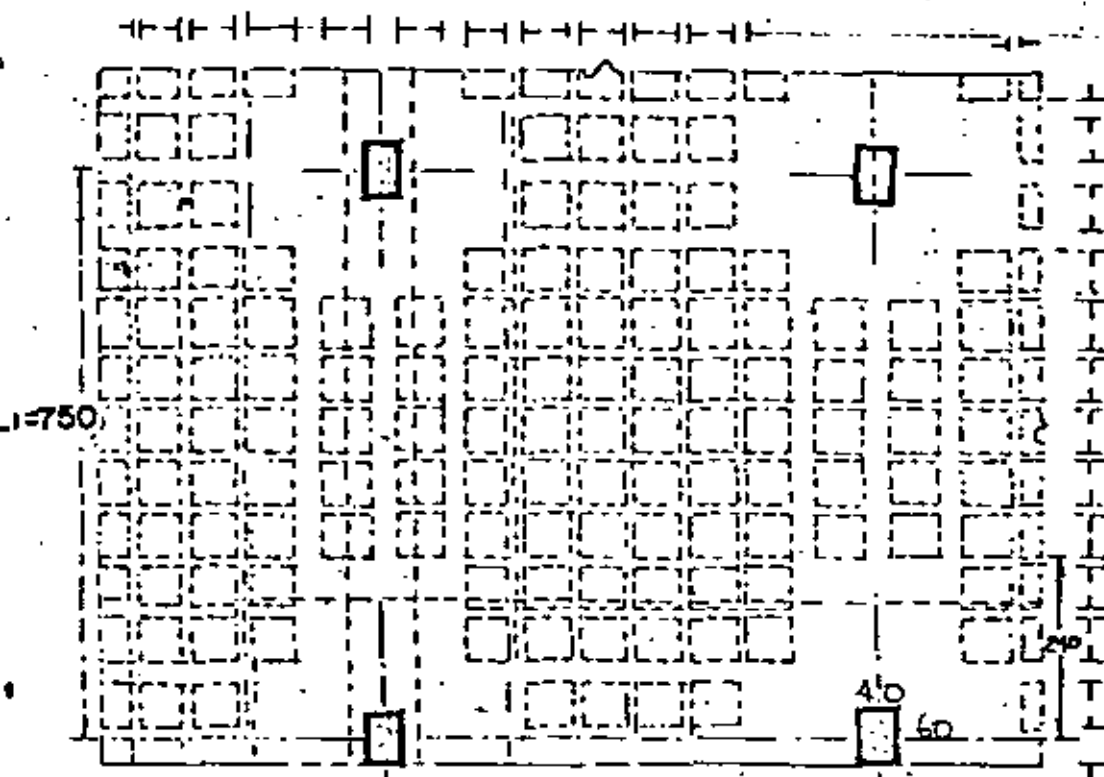


HUECOS FORMADOS
CON ELEMENTOS
RECTANGULARES
DE PLASTICO



BLOQUES DE
POLIURETANO

LOSAS PLANAS

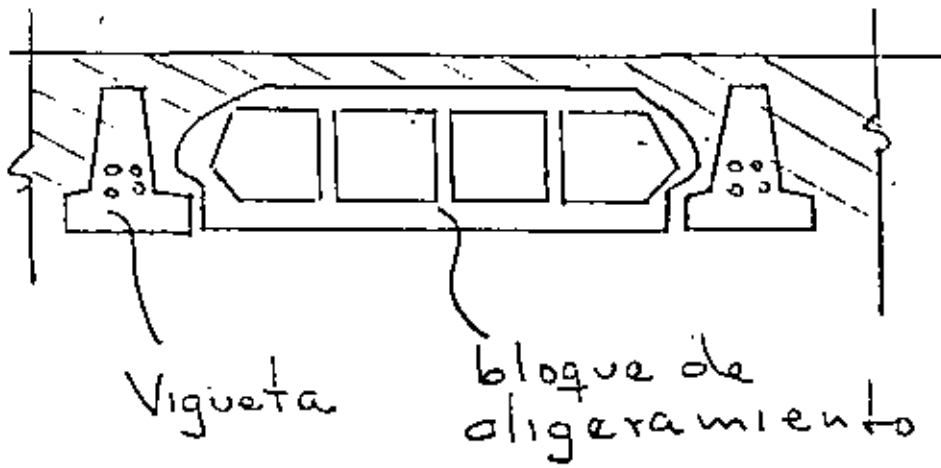


$$L_{eq} = \frac{0.5 L_2}{1 + 1.67 \frac{L_2}{L_1}} + 0.3 C_2$$

$$= \frac{0.5 \times 625}{1 + 1.67 \cdot \frac{625}{750}} + 0.3 \times 40$$

$$= 143 \text{ cm}$$

VIGA EQUIVALENTE EN
LOSAS PLANAS



VIGUETAS Y
BOVEDILLAS
(Variantes)

**FACTORES QUE
INTERVIENEN EN
ESTRUCTURACION**

a).- Proyecto arquitectónico

b).- Solitaciones

c).- Materiales

d).- Economía

e).- Procedimiento Constructivo



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

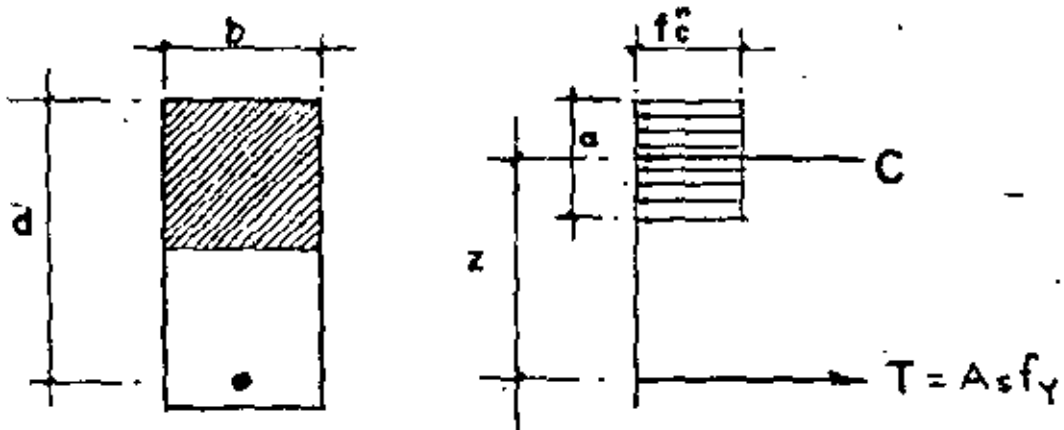
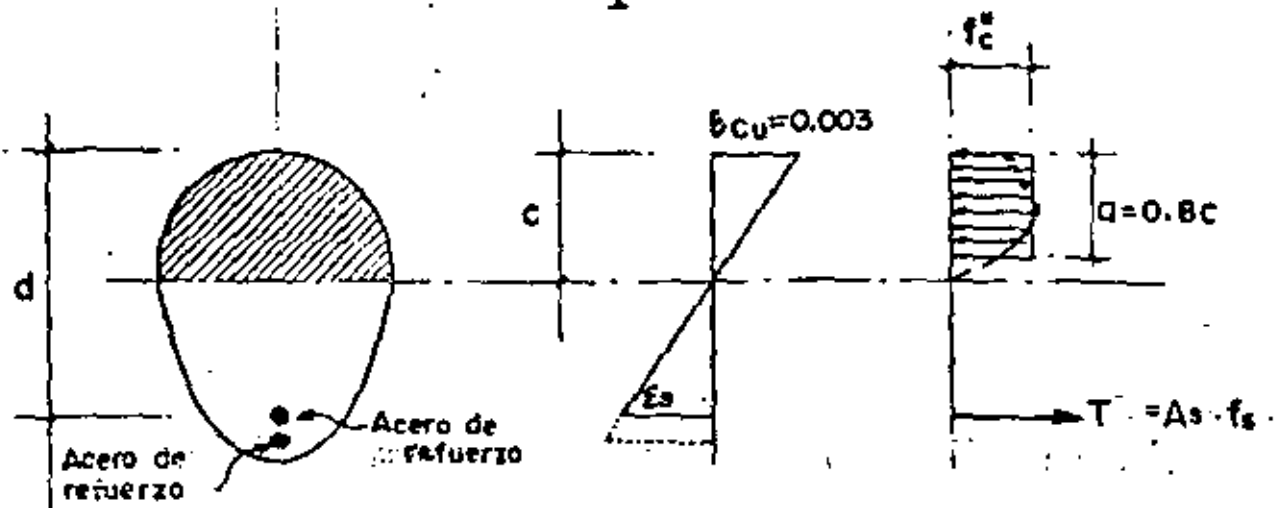
CURSO: DISEÑO Y CONTRUCCION DE EDIFICIOS

**EN COLABORACION CON LA UNIVERSIDAD DE COLIMA
LOS DIAS 5, 6 Y 7 DE OCTUBRE DE 1983**

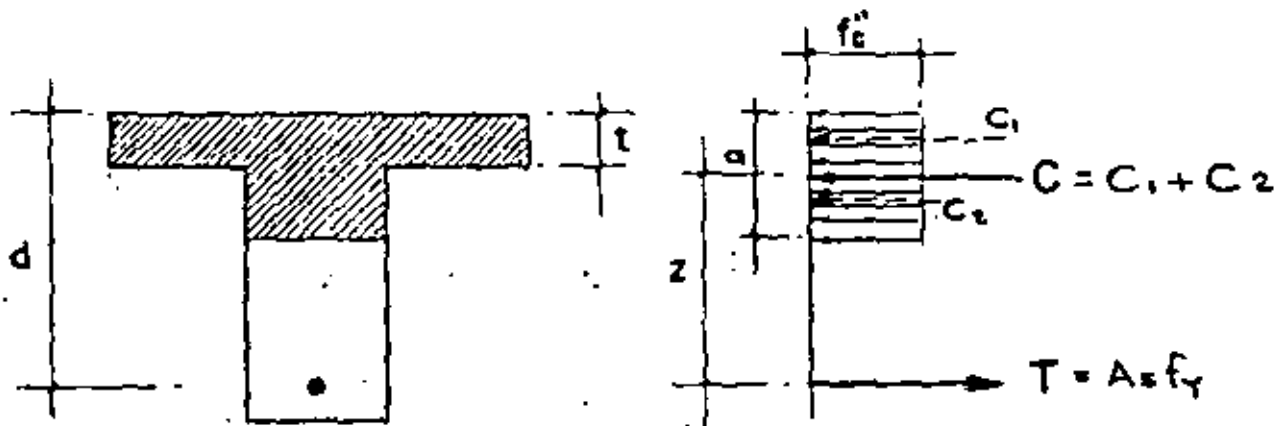
DISEÑO DE ELEMENTOS AISLADOS

**M. EN I. JOSE LUIS CAMBA
OCTUBRE, 1983**

1



a) SECCIONES RECTANGULARES



b) SECCIONES EN T

HIPOTESIS REGLAMENTO DDF
ESTADO LIMITE DE FALLA

EJEMPLO ①

2

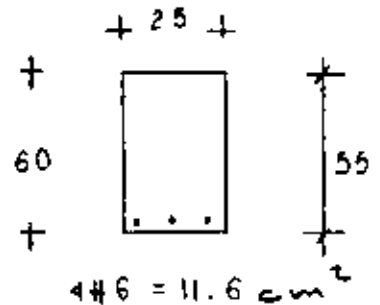
RESISTENCIA A FLEXIÓN DE UNA SECCIÓN RECTANGULAR SIMPLEMENTE ARMADA

DATOS

Concreto : $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

Acero : $f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

$E_s = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$



ESPECIFICACIONES Y CONSTANTES

Esfuerzos reducidos.

$$f^*_c = 0.8 f'_c = 0.8 (200) = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^{**}_c = 0.85 f^*_c = 0.85 (160) = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{f^*_c = 160 \text{ Kg/cm}^2} \text{ y } \underline{f^{**}_c = 136 \text{ Kg/cm}^2}$$

Acero mínimo

$$P_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.7 \frac{\sqrt{200}}{4000} = 0.0025$$

Acero máximo

$$P_{\max} = P_b = \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{136}{4000} \frac{4800}{10000} = 0.01632$$

$$\Rightarrow \underline{P_{\min} = 0.0025}$$

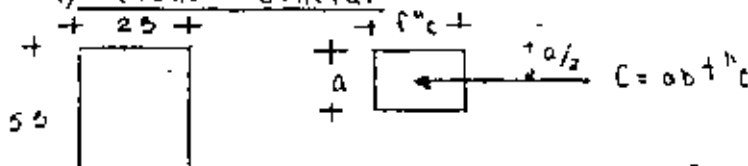
$$\underline{P_{\max} = 0.01632}$$

Aplicando el valor calculado bajo "Especificaciones".

$$P_{\max} = P_b b d = 0.01632 \times 25 \times 55 = 22.49 \text{ cm}^2 > 11.6 \text{ cm}^2$$

CÁLCULO DE RESISTENCIA

a) Método general



$$C = T$$

$$abf^{**}_c = A_s f_y$$

$$a = \frac{11.6 \times 4000}{25 \times 136} = 13.65 \text{ cm.}$$

3

$$M_R = F_R A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9(11.6)(4000)\left(55 - \frac{13.65}{2}\right) = M_R = 2011788 \text{ Kg-cm}$$

$$M_R = 20.11 \text{ ton-m}$$

b) Aplicando la ecuacion:

$$M_R = F_R b d^2 f''_c q (1 - 0.59q)$$

$$\therefore q = \frac{A_s}{b d} \frac{f_y}{f''_c} = \frac{11.6(4000)}{25(55)(136)} = 0.248$$

$$M_R = 0.9(25)(55)^2(136)(0.248)(1 - 0.5 \times 0.248) = M_R = 20.10956 \text{ Kg-cm}$$

$$M_R = 20.111 \text{ ton-m}$$

c) Utilizando la gráfica de la figura

$$q = 0.248 ; \quad \frac{M_R}{F_R b d^2 f''_c} = 0.217$$

$$\Rightarrow M_R = 0.9(25)(55)^2(136)(0.217) = 2008660 \text{ Kg-cm.}$$

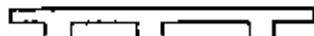
$$M_R = 20.08 \text{ ton-m}$$

EJEMPLO (2)

4

RESISTENCIA A FLECCIÓN DE UNA SECCIÓN T

DATOS



$$+ 100 \text{ cm} + 100 \text{ cm} +$$

claro de la viga

$$l = 9 \text{ m}$$

Concreto $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Acero $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$; $I_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

ESPECIFICACIONES Y CONSTANTES

Esfuerzos reducidos (Ver ejemplo 1)

$$f'_c = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 136 \text{ kg/cm}^2$$

Acero mínimo

$$P_{\text{mín}} = 0.0025$$

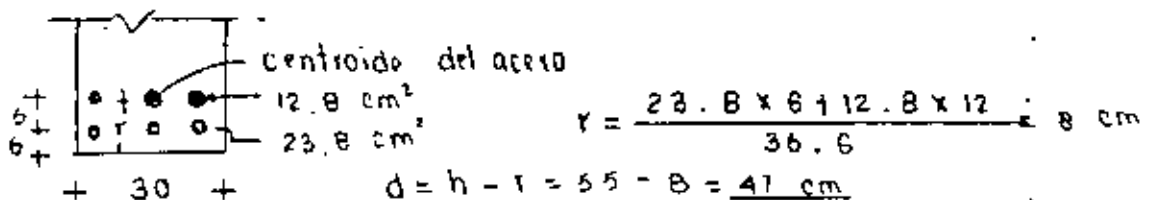
Acero máximo

el correspondiente a la condición balanceada.

ANCHO EFECTIVO

$$\left. \begin{aligned} 16l + b' &= 16 \times 9 + 30 = 158 \text{ cm} \\ l/4 &= 900/4 = 225 \text{ cm} \\ \text{c.a.c} &= 100 \text{ cm} \checkmark \end{aligned} \right\} b = 100 \text{ cm}$$

PERALTE EFECTIVO



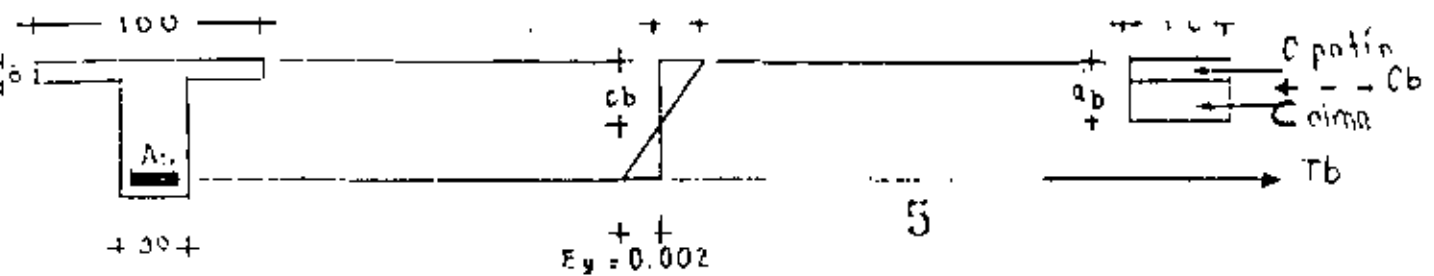
REVISIÓN DE LIMITACIONES DE ACERO

Acero mínimo

$$A_s \text{ mín} = 0.0025 b' d = 0.0025 (30) (47) = 3.53 \text{ cm}^2, < 36.6 \text{ cm}^2$$

Acero máximo

Condición balanceada



$$c_b = \frac{0.003}{0.003 + 0.002} (41) = 28.2 \text{ cm}$$

$$a_b = 0.8 c_b = 0.8 (28.2) = 22.56 \text{ cm}$$

$$c_b = c_{alma} + c_{patin}$$

$$c_{alma} = (22.56 - 8) (30) (136) = 59\,404.8 \text{ Kg}$$

$$c_{patin} = 8 (100) (136) = 108\,800.0 \text{ Kg}$$

$$168\,204.8 \text{ Kg}$$

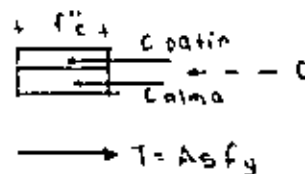
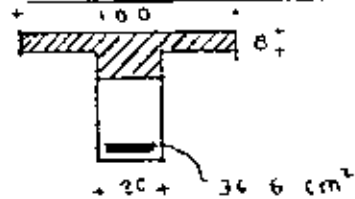
$$T_b = C_b$$

$$A_{s_b} f_y = 168\,204.8 \text{ Kg}$$

$$A_{s_b} = \frac{168\,204.8}{4000} = 42.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{máx}} = A_{s_b} = 42.05 \text{ cm}^2 > 36.6 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

CALCULO DE RESISTENCIA



$$T = A_s f_y = 36.6 \times 4000 = 146\,400 \text{ Kg}$$

$$c_{patin} = 8 (100) (136) = 108\,800 \text{ Kg}$$

$$C = T = c_{alma} + c_{patin}$$

$$\Rightarrow c_{alma} = T - c_{patin} = 146\,400 - 108\,800 = 37\,600 \text{ Kg}$$

$$c_{alma} = (b') (x) (f''_c)$$

$$x = \frac{c_{alma}}{b' f''_c} = \frac{37\,600}{30 (136)} = 9.2 \text{ cm}$$

Tomando momentos con respecto a la fuerza de tensión se tiene:

	Fuerza (ton)	brazo (m)	Momento (ton-m)
c_{alma}	37.6	0.344	12.9344
c_{patin}	108.8	0.43	46.784
			<u>59.7184</u> ton-m.

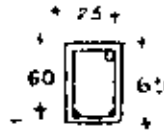
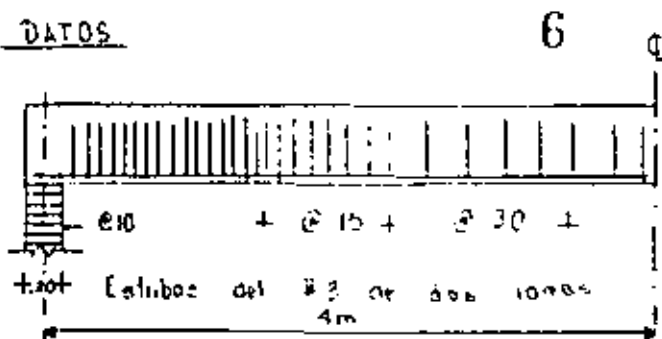
$$M_R = F_R (59.7184)$$

$$M_R = 0.4 (59.7184) = 23.8874 \text{ ton-m}$$

EUEMPLO (3)

RESISTENCIA A CORTANTE DE UNA VIGA RECTANGULAR.

DATOS



(El primer estribo se encuentra a 2cm del fono del apoyo)

Concreto : $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

Acero : $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

ESPECIFICACIONES Y CONSTANTES.

Esfuerzos reducidos (ver ejemplo 1)

$$f^*_c = 180 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante que toma el concreto

$$V_{CR} = 0.5 f_n \sqrt{f'_c} = 0.5 (0.8) \sqrt{180} = 5.06 \text{ Kg/cm}^2$$

REVISIÓN DE LAS LIMITACIONES DEL REFUERZO TRANSVERSAL.

Separación mínima

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$A_{\text{rmin}} = \frac{3.5 b_s}{f_R f_y} = \frac{3.5 (25) (30)}{0.8 (2800)} = 1.17 \text{ cm}^2 < 1.42 \text{ cm}^2$$

= Área del estribo de dos ramas #3

CONTRIBUCIÓN DEL CONCRETO

$$V_{CR} = V_{CR} b d = 5.06 (25)(60) = 7590 \text{ Kg}$$

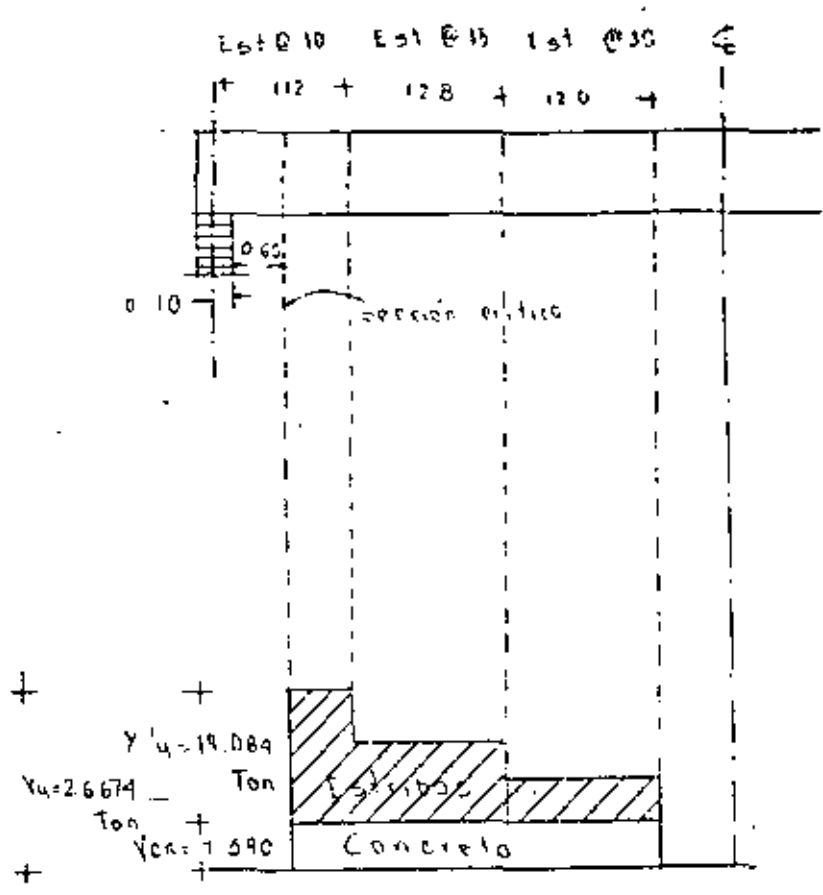
CONTRIBUCIÓN DE LOS ESTRIBOS

$$V'_U = \frac{f_n A_v f_y d}{s} \quad \therefore A_v = 2 \times 10.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

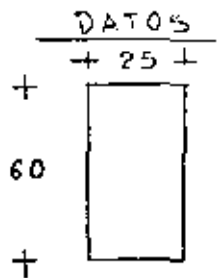
$$V'_U = \frac{0.8 (1.42) (2800) (60)}{5} = \frac{190848}{5}$$

S (cm)	10	15	30
V'_U (Kg)	19,084.8	12,723.2	0,361.6
V_U (Kg)	20,674.8	20,317.2	13,951.6

DIAGRAMA DE RESISTENCIA A COMPRESION



DETERMINACIÓN DEL REFUERZO DE UNA SECCIÓN RECTANGULAR DOBLEMENTE ARMADA DE DIMENSIONES DADAS.



8

Momento : $M_u = 50 \text{ ton-m}$

Concreto : $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

Acero : $f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

CONSTANTES Y ESPECIFICACIONES

Esfuerzos reducidos (Ver ejemplo 1)

$f'_c = 160 \text{ Kg/cm}^2$; $f''_c = 136 \text{ Kg/cm}^2$

Acero mínimo.

$P_{min} = 0.0025$

Acero máximo.

el correspondiente a la condición balanceada

$P_b = \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 4800} = \frac{136}{4000} \frac{4800}{10000} = 0.01632$

MOMENTO MÁXIMO QUE PUEDE RESISTIR LA SECCIÓN SI $P_{máx} = P_b$

$\Rightarrow Q_b = 0.01632 \frac{f_y}{f'_c} = 0.01632 \frac{4000}{136} = 0.48$

\Rightarrow Momento máximo que resiste la sección como simplemente armada (M_{u1})

Suponiendo $d = h - 8 \text{ cm} = 52 \text{ cm}$, y $d' = 5 \text{ cm}$.

$M_u = F_r b d^2 f'_c q (1 - 0.1q) = 0.9 (25) (52)^2 (136) (0.48) (1 - 0.42) =$

$\Rightarrow M_u = M_{u1} = 3\,018\,442.7 \text{ Kg-cm}$.

$M_{u1} = 30.184 \text{ Ton-m} < 50 \text{ ton-m}$.

\therefore se requiere acero de compresión

CÁLCULO DEL ACERO

Acero de tensión

$A_s = 0.01632 \times b d + A'_s = 0.01632 (25)(52) + A'_s = 21.22 + A'_s$

Acero de compresión

$M_u = M_{u1} + M_{u2} \Rightarrow M_{u2} = M_u - M_{u1} = 50 - 30.18$

$M_{u2} = 19.82 \text{ ton-m} = A'_s f_y (d - d') F_r$

$\Rightarrow A'_s = \frac{M_{u2}}{F_r f_y (d - d')} = \frac{19\,8200}{0.9 (4000) (57.5)} = 11.72 \text{ cm}^2$

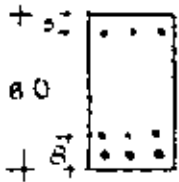
$\Rightarrow A_s = (21.22 + 11.72) \text{ cm}^2 = 32.94 \text{ cm}^2 = A_s$

$A'_s = 11.72 \text{ cm}^2$

ARMADO PROPUESTO

9

+ 25 +



$$2 \text{ Vs } \# 8 + 1 \text{ Vs } \# 5 = 12.13 \text{ cm}^2 > 11.72 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ Vs } \# 8 + 3 \text{ Vs } \# 10 = 34.47 \text{ cm}^2 > 22.94 \text{ cm}^2$$

REVISIÓN DEL ACERO DE COMPRESIÓN

$$c_b = \frac{0.003}{0.003 + 0.002} \quad 52 = 31.2 \text{ cm.}$$

$$E_s' = \frac{26.2}{31.2} (0.003) = 0.0025 > 0.002$$

⇒ el acero de compresión fluye

⇒ REVISIÓN DEL MOMENTO RESISTENTE

$$M_R = \phi R [(A_s - A_s') (d - \frac{a}{2}) + A_s' f_y (d - d')]$$

$$\therefore a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{b f_c'} = \frac{(34.47 - 12.13) 4000}{25 (136)} = 26.28 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow M_R &= 0.9 [27.34 (4000) (38.86) + 12.13 (4000) (97)] = \\ &= 0.9 (3\ 472\ 529.6 + 2\ 289\ 440) = 5\ 177\ 672.6 \\ &\qquad\qquad\qquad \text{Kg-cm.} \end{aligned}$$

$$\underline{M_u = 51.77 \text{ Ton-m} > 50 \text{ Ton-m}}$$

EJEMPLO (5)

DETERMINACIÓN DEL REFUERZO DE UNA SECCIÓN RECTANGULAR DE DIMENSIONES DADAS.

10

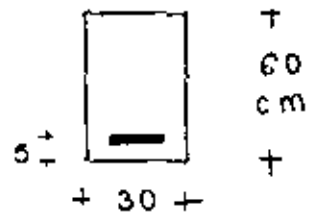
DATOS

Resistencia a momento flexión

$$M_u = 18 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Concreto : $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Acero : $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$



ESPECIFICACIONES Y CONSTANTES

Es fuerzas reducidas

$$R_{nc} = 0.8 (250) = \underline{200} \text{ kg/cm}^2$$

$$R_{nc} = 0.85 (200) = \underline{170} \text{ kg/cm}^2$$

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO

1º Método: Aplicación fórmula

$$M_u = M_n = F_n b d^2 f'_c q (1 - 0.5q)$$

$$18 \times 10^5 = 0.9 (30) (55)^2 (170) (q - 0.5q^2)$$

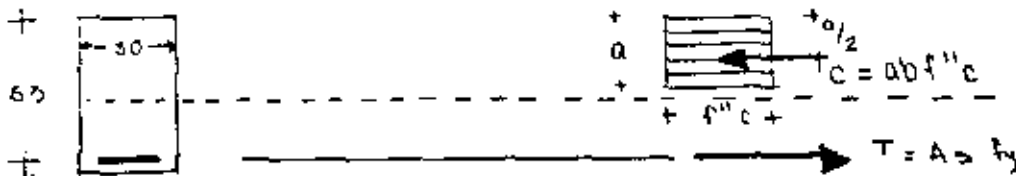
$$q^2 - 2q + 0.2392772 = 0$$

$$\Rightarrow q = 0.1393975 \dots$$

$$A_s = q b d \frac{f'_c}{f_y} = 0.1393975 (30) (55) \frac{170}{4000} = 9.78 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.78 \text{ cm}^2$$

2º método: Por tanteos



$$\text{De } C = T \quad a = \frac{A_s f_y}{b f'_c}$$

$$\text{De } M_u = A_s f_y (d - a/2) F_n$$

$$A_s = \frac{M_u}{f_y (d - a/2)}$$

1º tanteo $a = 10 \text{ cm}$.

$$A_s = \frac{18 \times 10^5}{0.9 (4000) (55 - 5)} = 10 \text{ cm}^2$$

$$10 (400) = 7.80 \text{ cm}$$

2o tanteo

$a = 7.8 \text{ cm.}$

11

$$A_s = \frac{18 \times 10^6}{0.9(400)(55-39)} = 9.78 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{9.78(400)}{30(170)} = 7.67 \text{ cm} \approx 7.8 \text{ cm} \checkmark$$

$$\Rightarrow A_s = 9.78 \text{ cm}^2$$

3er Método - Aplicando la gráfica de la figura 6

$$\frac{M_u}{F_y b d^2 f''c} = \frac{1800000}{0.9(30)(55)^2(170)} = 0.1296$$

De la gráfica $q = 0.1394$

$$A_s = q b d \frac{f''c}{f_y} = 0.1394(30)(55) \frac{170}{4000} = 9.78 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 9.78 \text{ cm}^2$$

REVISIÓN LIMITACIONES DE ACERO

$$P_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f''c}}{f_y} = 0.7 \frac{\sqrt{220}}{4000} = 0.0027$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0027 b d = 0.0027(30)(55) = 4.57 \text{ cm}^2 < 9.78 \text{ cm}^2 \checkmark$$

$$P_{max} = P_b = \frac{f''c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{170}{4000} \frac{4800}{10000} = P_{max} = P_b = 0.0204$$

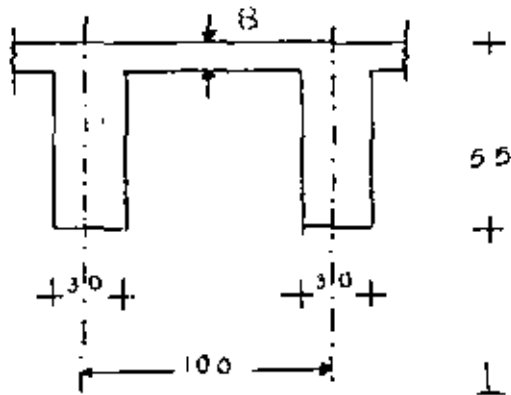
$$\Rightarrow A_{s \text{ max}} = 0.0204(30)(55) = 33.66 \text{ cm}^2 > 9.78 \text{ cm}^2 \checkmark$$

ARMADO

$$4 \text{ Vs } \# 6 = 11.98 \text{ cm}^2 > 9.78 \text{ cm}^2$$



DETERMINACIÓN DEL REFUERZO DE UNA SECCIÓN T DE DIMENSIONES:

DADAS

12

Momento.

$$M_u = 50 \text{ ton} \cdot \text{m.}$$

$$\text{Concreto: } f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Acero: } f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$l = 9 \text{ m.}$$

CONSTANTES Y ESPECIFICACIONESEsfuerzos reducidos (Ver Ejemplo 1)

$$f^*_c = 160 \text{ Kg/cm}^2 ; f''_c = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero mínimo

$$p_{\text{mín.}} = 0.0025$$

Acero máximo

el correspondiente a la condición balanceada.

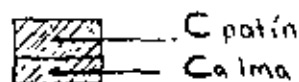
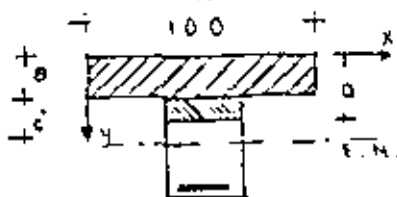
CALCULO DEL ÁREA DE ACEROANCHO EFECTIVO $b = 100 \text{ cm.}$ (Ver ejemplo 2)PERALTE EFECTIVO $d = h = 8 \text{ cm} = 55 - 8 = 47 \text{ cm}$ Suponiendo que $a = t = 8 \text{ cm.}$

$$\Rightarrow \left(d - \frac{a}{2}\right) = 47 - 4 = 43 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_u}{F_y f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{5000000}{0.9(4000)43} = 32.3 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \left. \begin{aligned} T &= A_s f_y = 32.3 (4000) = 129200 \text{ Kg} \\ C &= ab f'_c = 8(100)(136) = 108800 \text{ Kg} \end{aligned} \right\} T > C$$

∴ la sección debe dimensionarse como T



$$\text{Calma} = C - C_{\text{patín}}$$

$$C_{\text{calma}} = 129200 - 108800 = 20400 \text{ Kg}$$

$$C_{\text{calma}} = f''_c \cdot b \cdot v_i = 20400$$

$$\Rightarrow i = \frac{20400}{h \cdot f''_c} = \frac{20400}{30(136)} = 5 \text{ cm}$$

punto de aplicación de la fuerza de compresión

$$\bar{y} = \frac{108 \cdot 8 (4) + 20 \cdot 400 (10.5)}{108 \cdot 8 + 20 \cdot 4} = 5.026 \text{ cm.}$$

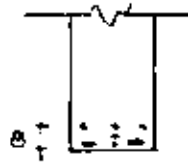
13

bielo ajustado: $z = 47 - 5.026 = 41.974 \text{ cm.}$

Ajuste del área de acero.

$$A_s = \frac{M_u}{f_r f_y z} = \frac{5\,000\,000}{0.9 (4000) (41.974)} = 33.09 \text{ cm}^2 = A_s$$

ARMADO PROPUESTO



$$5 \# 8 + 3 \# 6 = 33.96 \text{ cm}^2 > 33.09 \text{ cm}^2$$

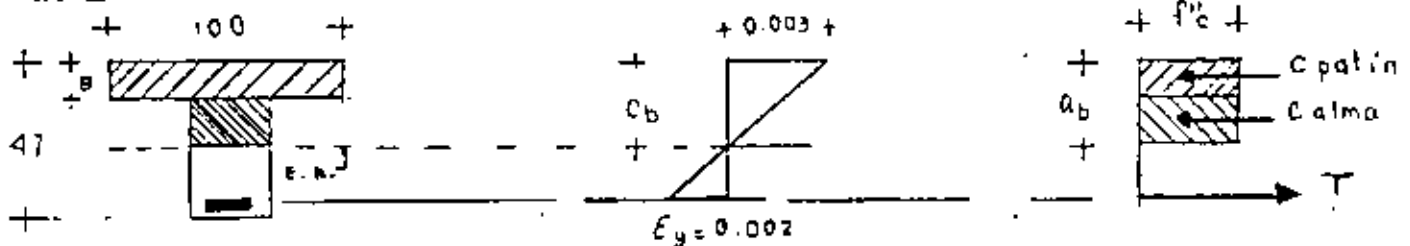
REVISIÓN LIMITACIONES DE ACERO

Acero mínimo

$$\rho_{\min} = 0.0025$$

$$A_s \min = 0.0025 b' d = 0.0025 (30) (47) = 3.53 \text{ cm}^2 < 33.96 \text{ cm}^2 \checkmark$$

Acero máximo



$$c_b = \frac{0.003}{0.005} (47) = 28.2 \text{ cm.}$$

$$a_b = 0.80 c_b = 0.8 (28.2) = 22.56 \text{ cm.}$$

Fuerza de compresión correspondiente a la condición balanceada.

$$C_b = C_{\text{calma}} + C_{\text{patín}}$$

$$C_{\text{calma}} = (a_b - B) b' f''c = (22.56 - 8) (30) (136) = 59\,404.8 \text{ Kg}$$

$$C_{\text{patín}} = 108\,800 \text{ Kg}$$

$$C_b = 59\,404.8 + 108\,800 = 168\,204.8 \text{ Kg.}$$

$$T_b = C_b = A_s b f_y$$

$$\Rightarrow A_s b = \frac{168\,204.8}{4000} = 42.05 \text{ cm}^2 > 33.96 \text{ cm}^2 \checkmark$$



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

CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE EDIFICIOS

**EN COLABORACION CON LA UNIVERSIDAD DE COLIMA
LOS DIAS 5, 6 Y 7 DE OCTUBRE DE 1983**

**DISEÑO POR CARGAS VERTICALES
(EDIF. DE CONCRETO)**

**M. EN I. JOSE LUIS CAMBA
OCTUBRE, 1983**

ACCIONES GRAVITACIONALES

Se llamará acción todo aquello que produce deformaciones en edificios.

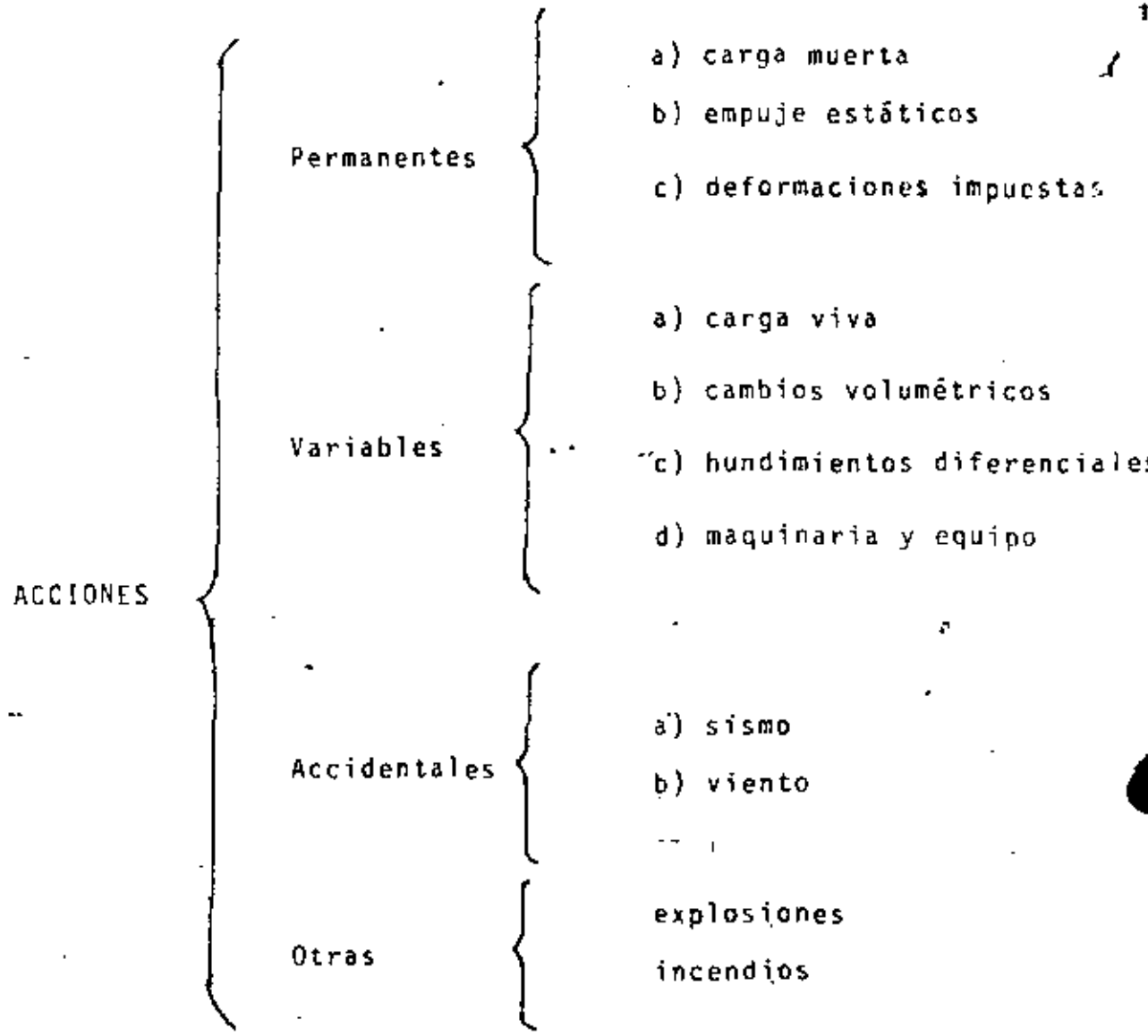
Es muy importante la determinación de las acciones a las que están sujetas las estructuras, ya que todo refinamiento en el diseño es inútil si no se tiene la información adecuada sobre las acciones que deban considerarse. El problema del análisis de acciones no se limita a la determinación de su magnitud, sino también la elección de las acciones que se suponen actúen simultáneamente, como en el caso de un sismo o viento.

En esta sección se tratarán solamente las acciones permanentes y variables, según la nomenclatura del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

La carga muerta; será aquella acción permanente debida a peso propio de elementos estructurales y no estructurales.

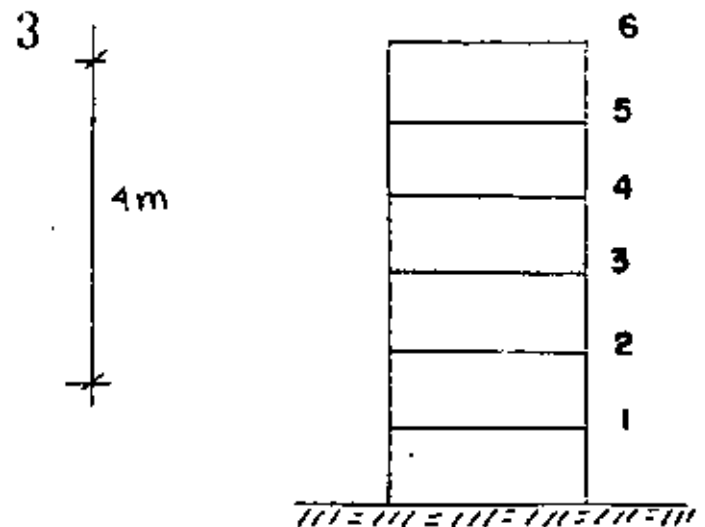
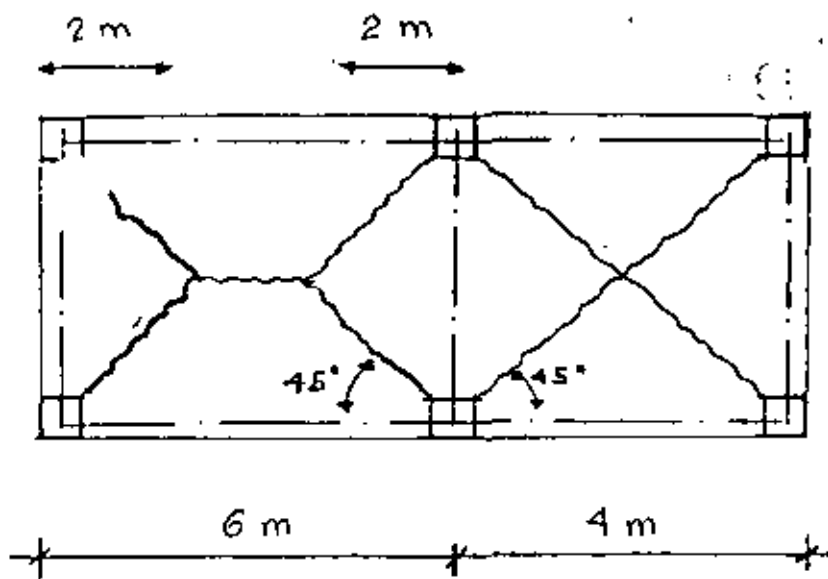
La carga viva, será aquella acción variable que corresponde a cargas gravitacionales que obran en la construcción y no tienen carácter permanente.

Para otro tipo de carga ver Fig. 3



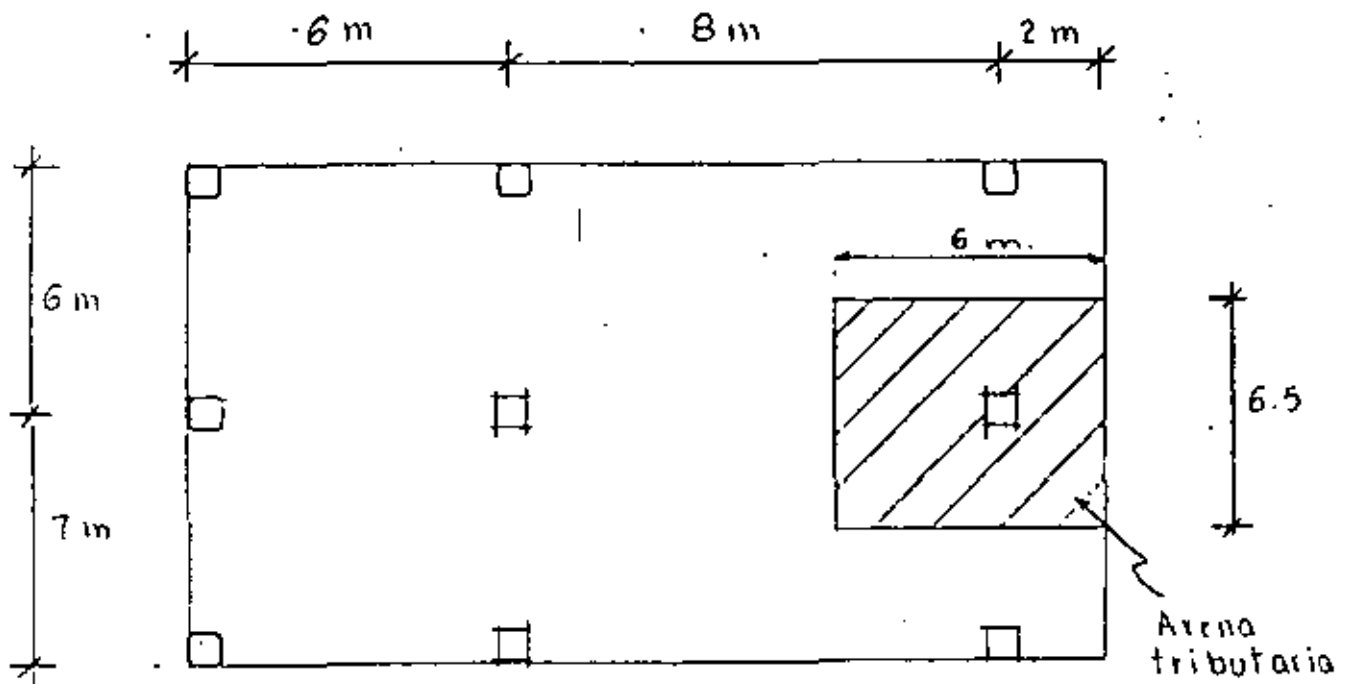
ACCIONES DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO DEL D.F.

FIG. 3



E L E V A C I O N

a) Trabes y losas o muros de carga.



b) Losas planas

ANALISIS DE CARGAS VERTICALES EN EDIFICIOS

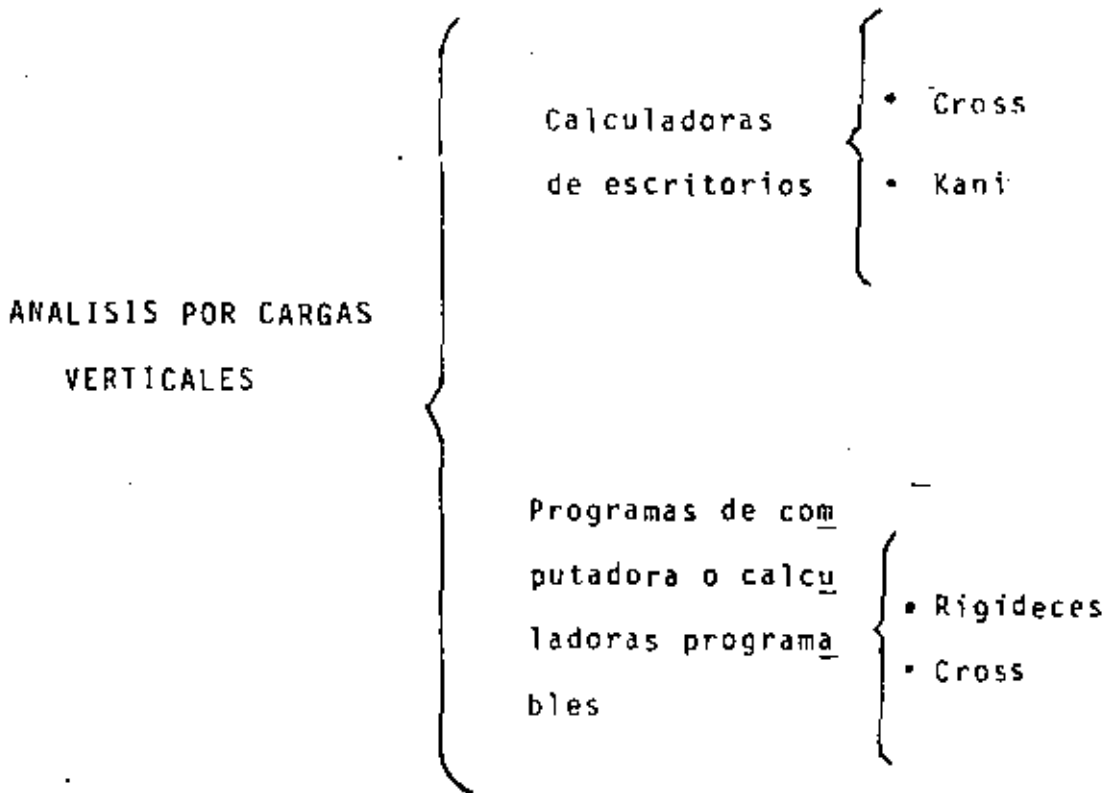
**EDIFICIOS :
HIPOTESIS DE
DISEÑO**

Estructuras planas esqueléticas

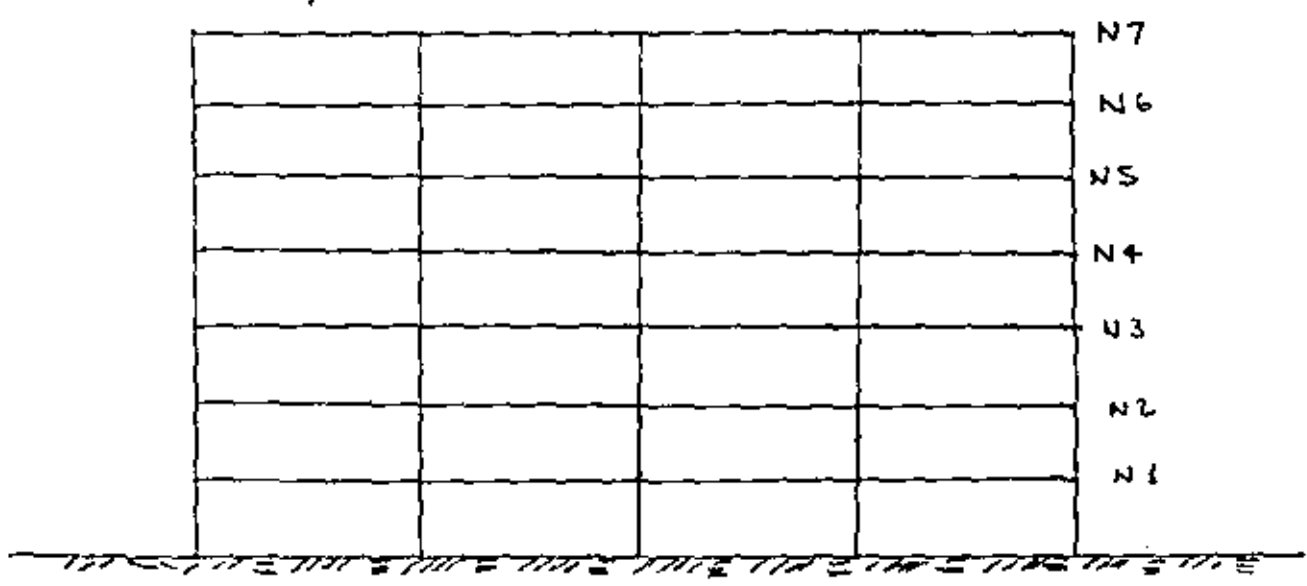
Cargas gravitacionales

Cargas "horizontales"

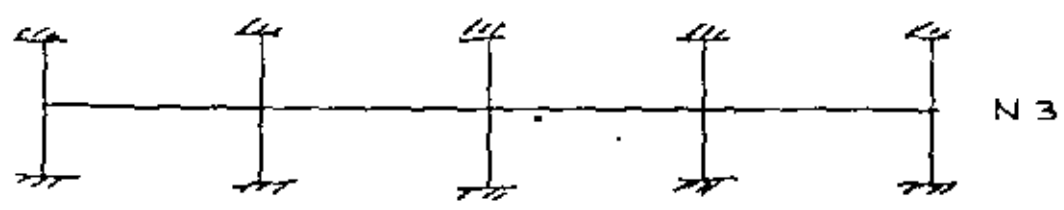
Ideallización matemática



METODOS DE ANALISIS PARA CARGAS VERTICALES

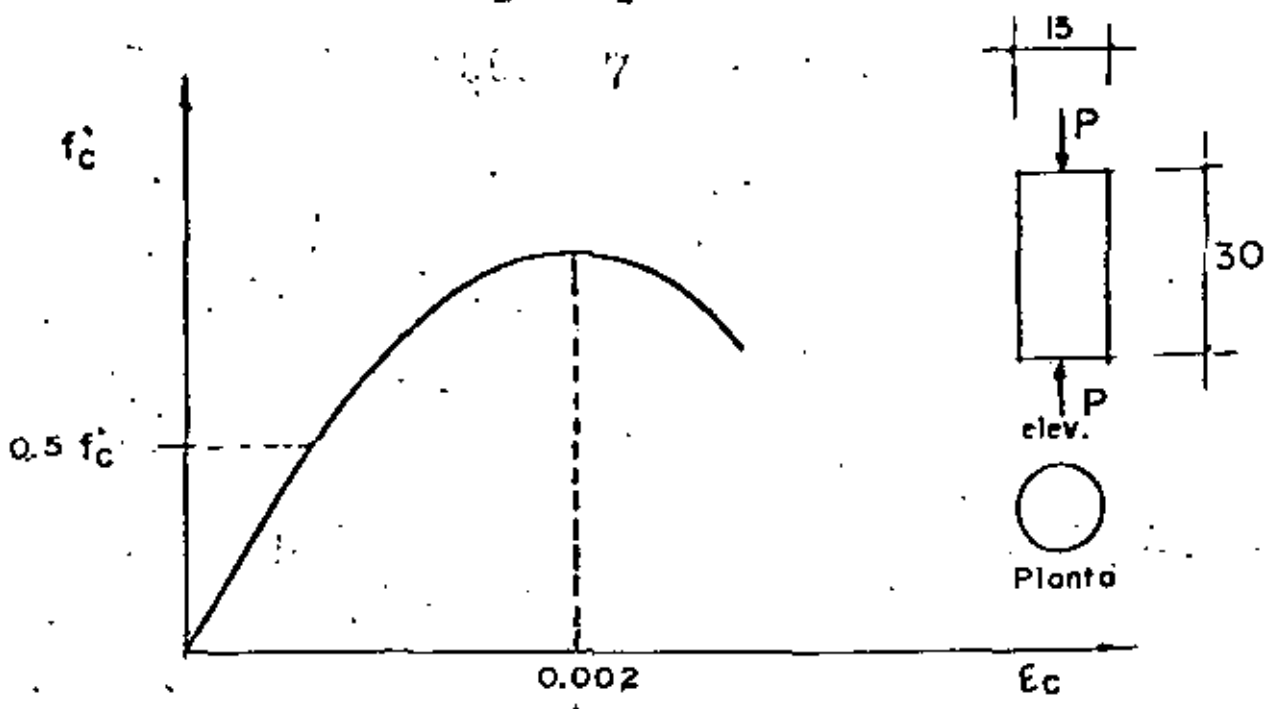


a) ELEVACION



b) ANALISIS POR NIVEL

ANALISIS DE CARGAS VERTICALES

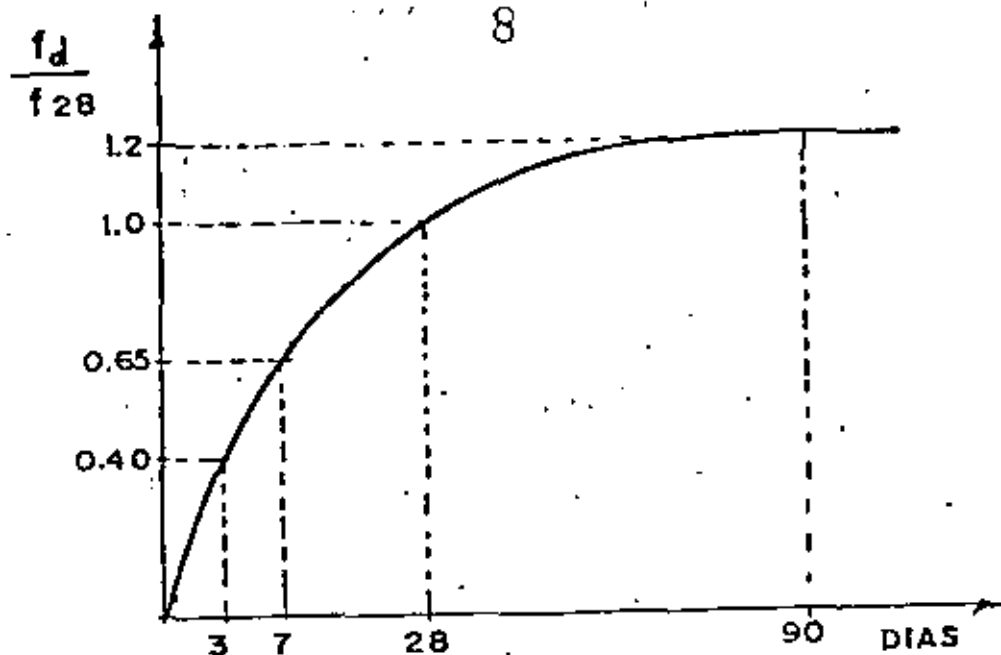


CURVA ESFUERZO-DEFORMACION

MODULOS ELASTICOS { TANGENTES
SECANTES

D. D F : $E_c = 10\ 000 \sqrt{f'_c}$ (efectos corta duraci3n)

A C I : $E_c = \omega^{1.5} 15\ 000 \sqrt{f'_c}$

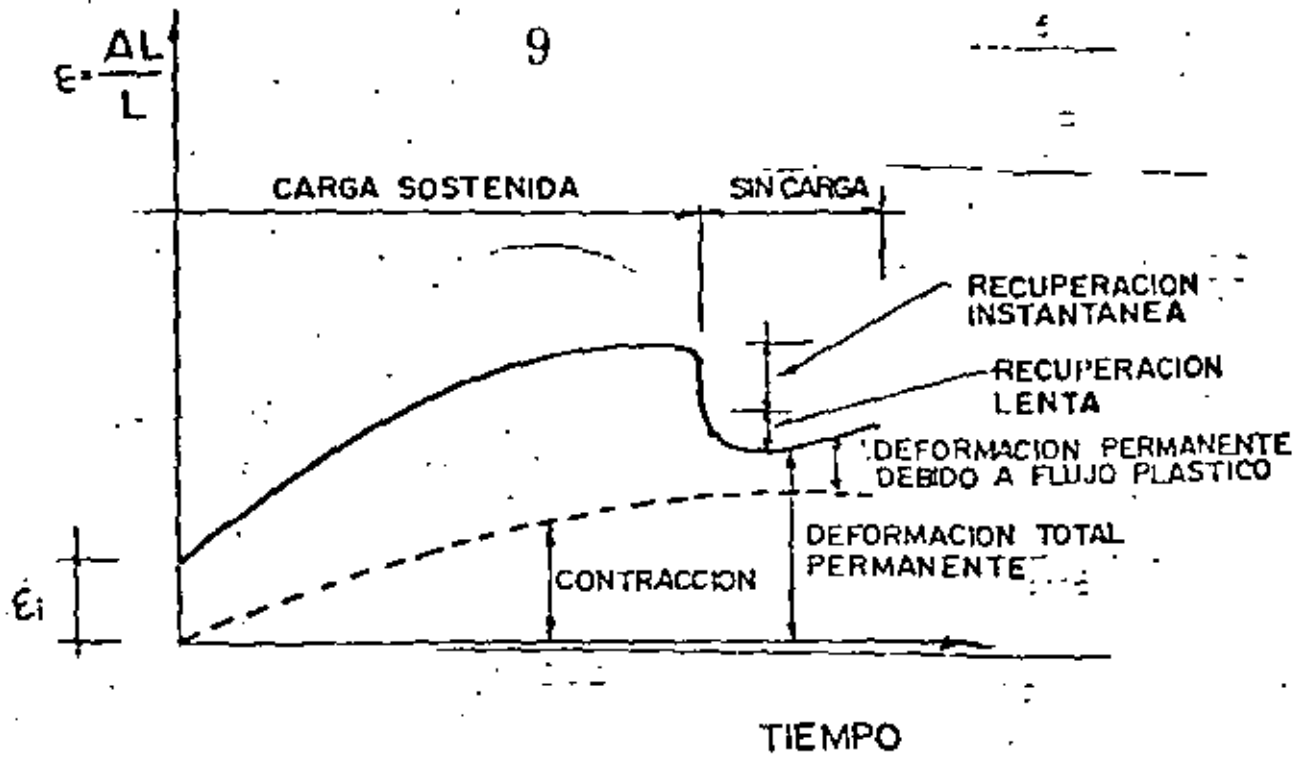


RESISTENCIA A COMPRESION DEL CONCRETO

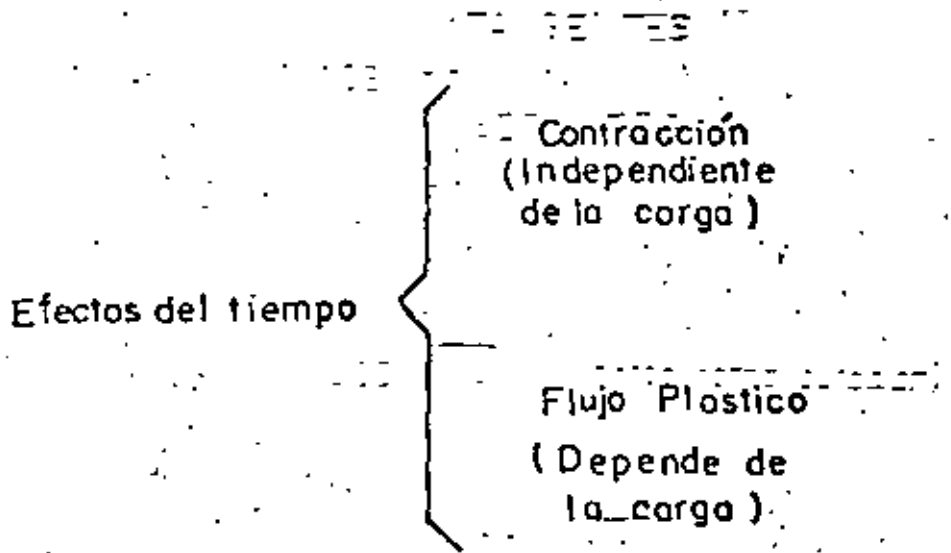
$$f'_c \begin{cases} 200 \text{ Kg/cm}^2 \\ 350 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$f_t \approx \begin{cases} 0.07 f'_c & (\text{para } f'_c \text{ alto}) \\ 0.10 f'_c & (\text{para } f'_c \text{ bajo}) \end{cases}$$

Materiales: CONCRETO (II)



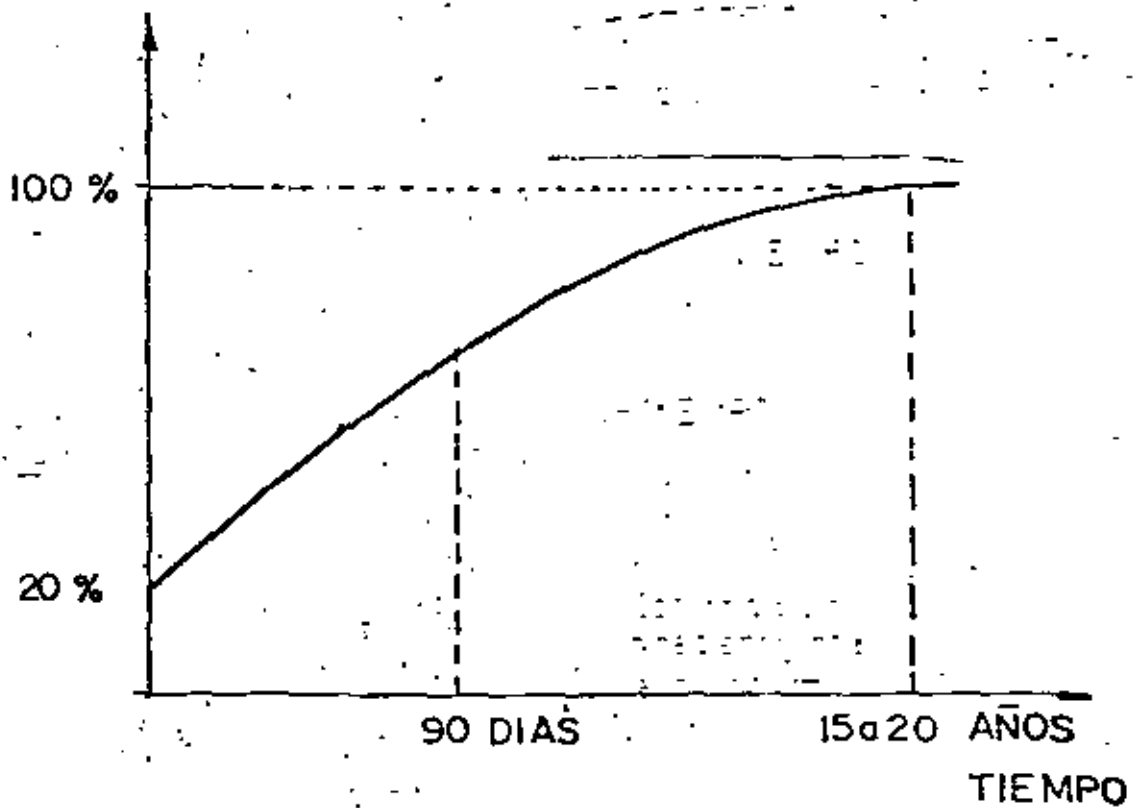
CURVA DEFORMACION-TIEMPO



CONTRACCION

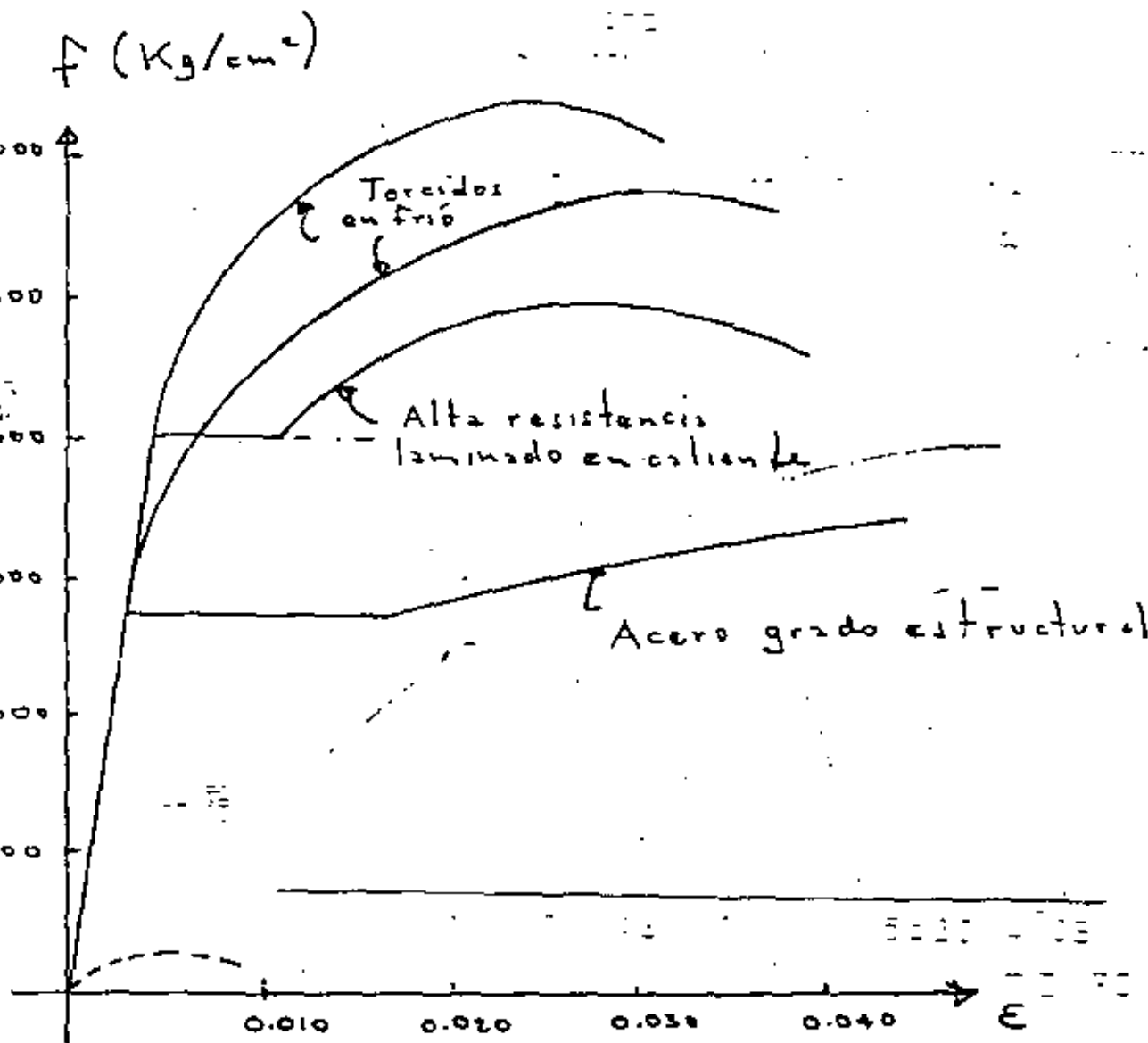
$$\epsilon < \begin{matrix} 0.0002 \\ 0.001 \end{matrix}$$

(PARA DISEÑO $0.0002 < \epsilon < 0.0004$)



VARIACION DE LA CONTRACCION EN EL TIEMPO

$$\alpha = 0.000011$$

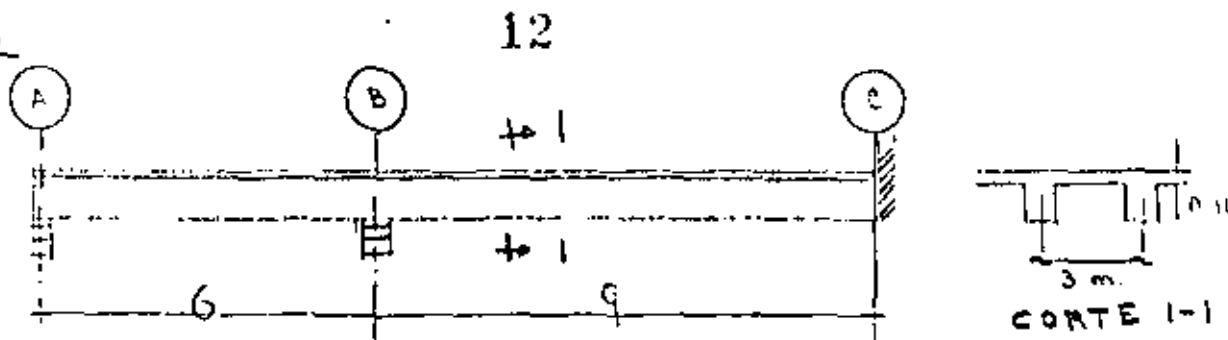


GRÁFICAS ESFUERZO - DEFORM.
DE DIFERENTES ACEROS

Materiales: ACERO

DIMENSIONAMIENTO DE UNA VIGA T. CONTINUA INCLUYENDO CORTE DE VARILLAS

DATOS



$$w_{cm} = 2 \text{ ton/m}$$

$$w_{cv} = 3 \text{ ton/m}$$

$$w = 5 \text{ ton/m}$$

$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Elemento protegido. No afecta a elementos no estructurales. No sujeto a sismo.

ESPECIFICACIONES Y CONSTANTES

$$f^*_c = 0.80 f'_c = 0.8 \times 200 = \underline{160} \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''_c = 0.85 f^*_c = 0.85 \times 160 = \underline{136} \text{ Kg/cm}^2$$

Factor de carga : $F_c = 1.4$

Refuero mínimo (sec. rect.)

$$P_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} = \underline{0.0024}$$

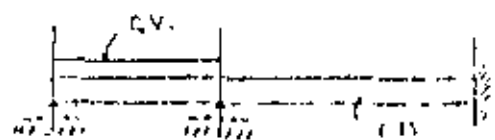
Refuerzo máximo (sec. rect.)

$$A_{s \max} = A_{sb} = \frac{f''_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000}$$

$$= \frac{136}{4200} \cdot \frac{4800}{4200 + 6000} \text{ bd}$$

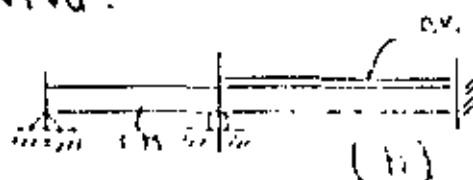
$$A_{s \max} = \underline{0.016} \text{ bd}$$

Con rigor debía considerarse la envolvente de los diagramas de momento correspondientes a las posiciones más desfavorables de la carga viva:



(a)

13

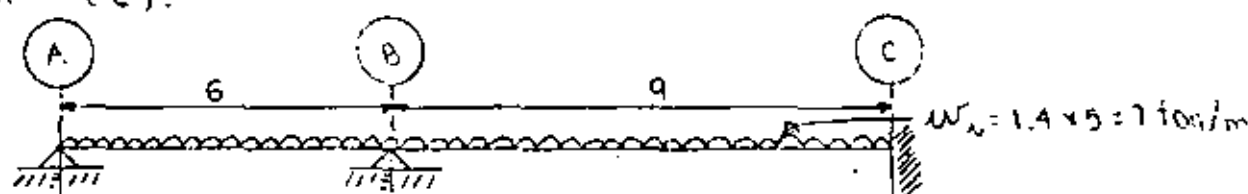


(b)



(c)

Por sencillez en el ejemplo se considera únicamente la condición (c).



T.D.		0.53	0.47	
ME	0	+31.5	-47.3	+47.3
$\frac{1}{8}$		+8.4	+7.4	
$\frac{1}{12}$				+3.7
NF	0	+39.9	-39.9	+51.0
RL	21.0	21.0	31.5	31.5
AV	-6.7	+6.7	-1.2	+1.2
V	14.3	+27.7	30.3	22.7
x	$\xrightarrow{2.0A}$		$\xrightarrow{4.32}$	
+M	+14b		131.0 -65.3 -38.9 +26.8	
l	$\xrightarrow{4.08}$	$\xrightarrow{1.63}$	$\xrightarrow{7.01}$	

$$\frac{1}{8} \times 7 \times b^2 = 31.5$$

$$\frac{1}{12} \times 7 \times q^2 = 47.25$$

$$x = \frac{y}{w}$$

$$l = \gamma \pm \sqrt{\gamma^2 - \frac{2M}{w}}$$

$$L_j \begin{cases} 90 \\ 126 \end{cases}$$

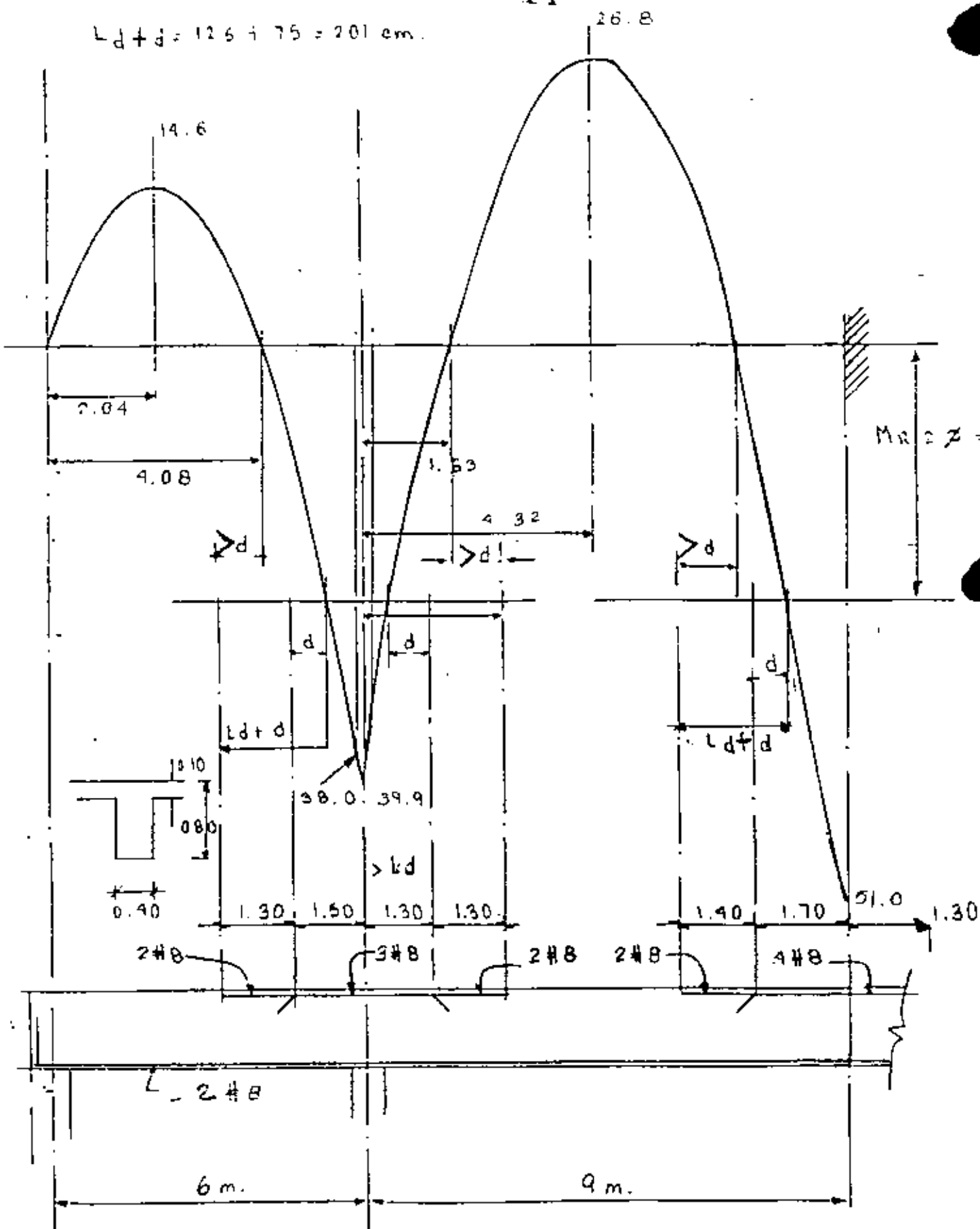
- 55 -

$$M_{R14\phi} = \frac{20.3}{21} \times 51 = 49.3$$

$$M_{R2\phi} = 24.7$$

14

$$L_d + d = 126 + 75 = 201 \text{ cm.}$$



DEFLEXION DE UNA VIGA RECTANGULAR

DATOS

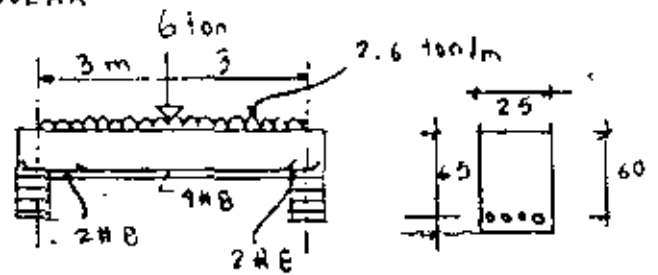
Concreto

$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$



CONSTANTES Y ESPECIFICACIONES

Módulo de elasticidad del concreto

$$E_c = 10\,000 \sqrt{f'_c} = 10\,000 \sqrt{200} = 143\,000 \text{ Kg/cm}^2$$

Relación modular

$$m = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2\,000\,000}{143\,000} = \underline{14}$$

MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION TRANSFORMADA

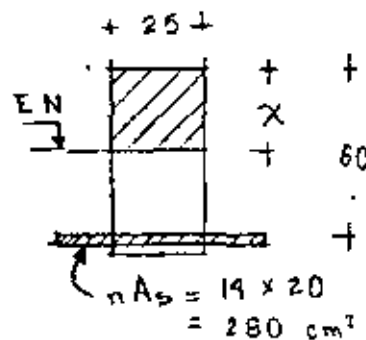
Profundidad Eje neutro

$$\frac{b x^3}{2} - m A_s (d - x) = 0$$

$$12.5 x^3 - 280 (60 - x) = 0$$

$$x^3 + 22.4 x - 1350 = 0$$

$$x = \underline{27.3 \text{ cm}}$$



Momento de inercia

$$\frac{1}{3} \times 25 \times (27.3)^3 = 168\,500$$

$$280 (60 - 27.3)^2 = 299\,000$$

$$I = 467\,500 \text{ cm}^4$$

CALCULO FLECHA INMEDIATA

$$f_1 = \frac{P l^3}{48 E I} + \frac{5 w l^4}{384 E I} = \frac{l^3}{E I} \left(\frac{P}{48} + \frac{5 w l}{384} \right) = \frac{600^3}{143000 \times 467500} \left(\frac{6000}{48} + \frac{5 \times 26 \times 600}{384} \right)$$

$$f_1 = \underline{0.106 \text{ cm}}$$

CÁLCULO FLECHA ADICIONAL A LARGO PLAZO

$$f_2 = F f_1$$

$$F = 2 - 1.2 \frac{A'_s}{A_s}$$

$$A'_s = 0 \therefore F = 2$$

FLECHA TOTAL A LARGO PLAZO

$$f = f_1 + f_2 = 0.105 + 0.21$$

$$f = 0.32 \text{ cm}$$

FLECHA ADMISIBLE

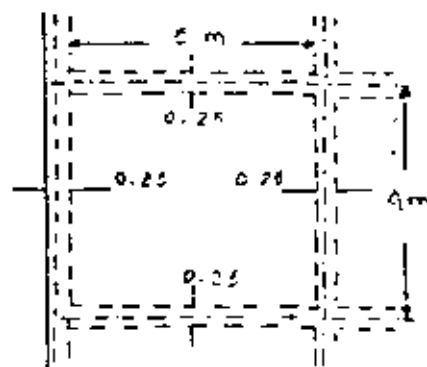
$$f_{\text{max}} = 0.5 + \frac{l}{240} = 0.5 + \frac{600}{240}$$

$$f_{\text{max}} = 0.5 + 2.5 = 3.0 \text{ cm} > 0.32 \text{ cm.}$$

⇒ La sección es adecuada.

EJEMPLO (8)

DIMENSIONAMIENTO DE UNA LOSA PERIMETRALMENTE APOYADA



DATOS

Cargas

Carga viva : 800 Kg/m²

Firme : 100 Kg/m²

peso volumétrico del concreto : 2.4 ton/m³

Materiales:

Concreto : $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

Acero : $f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

CONSTANTES Y ESPECIFICACIONES

Estribos vueltos (Ver ejemplo 3)

$P^*c = 160 \text{ Kg/cm}^2$; $f'_i = 136 \text{ Kg/cm}^2$

Factor de carga : 1.4.

Refuerzo máximo : $P_{max} = P_f = 0.01632$.

FLECCION DE PERALTE.

$$d_{min} = \frac{275(2.25) + 2(475)}{300} = \frac{1793.75}{300} \approx 6 \text{ cm}$$

Considérese $h = 10 \text{ cm}$ peralte total

ESTIMACIÓN DE LA CARGA

Firme = 0. 100 ton/m²

Losa $0.10 \times 2.4 = 0. 240 \text{ ton/m}^2$

$W_{cp} = 0. 340 \text{ ton/m}^2$

$W_{cv} = 0. 800 \text{ tm/m}^2$

$W = 1. 140 \text{ tm/m}^2$

$$W_u = 1.14 \times 1.4 = 1.596 \text{ ton/m}^2$$

PERALTE EFECTIVO

Acero positivo $d = h - \text{recubrimiento} = 10 - 2 = 8 \text{ cm.}$

Acero negativo $d = h - 1 - 2 = 10 - 2 - 2 = 6 \text{ cm.}$

ACERO MÍNIMO DE FLECCIÓN

$$A_s = \frac{450 \times 1}{f_y (100 \times 1)} = \frac{450 (10)}{4000 (10)} = 0. 01022 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$A_s = 1.02 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

SEPARACION MAXIMA

$$S_{max} \begin{cases} 50 \text{ cm.} \\ 3.5 h = 35 \text{ cm} \leftarrow \text{rige} \\ \text{si se usara } > 2.5 \end{cases}$$

$$\Rightarrow S_{max} = 35 \text{ cm}$$

18

$$s = \frac{100 (6.49)}{1.52} = 42 \text{ cm}$$

VALORES PARA EL CALCULO TABULAR

a_1 y a_2 : Claros libres corto y largo, respectivamente

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{3.75}{9.75} = 0.79$$

$$W_u a_1^2 = 1.596 (3.75)^2 = 22.44375 \text{ Kg.}$$

- Valores de T_e $b d^2 f_c$

- para acero positivo : $0.9 (100) (8)^2 (136) = 783\ 360 \text{ Kg. - cm.}$
- para acero negativo : $0.9 (100) (b)^2 (136) = 990\ 840 \text{ Kg. - cm.}$

Valores de $A_s = q b d \frac{f_c}{f_y}$

para acero positivo : $q \frac{100 (8) (136)}{4000} = 27.29 = A_s$

para acero negativo : $q \frac{100 (6) (136)}{4000} = 20.99 = A_s$

Separación

$$s = \frac{100 A_s}{A_s}$$

A_s = área de 1 varilla
 A_s = área total / metro.

Varilla #	A_s (cm ²)	s (cm)
2.5	0.49	49 / A_s
3	0.71	71 / A_s
4	1.27	127 / A_s

TABLA DE MOMENTOS Y SEPARACIONES DE VARILLAS

Momento	Claro	Coef.	M_u / 100-m	$M_u / f_b d^2 f_c$	q	A_s / cm ² /m	# 2.5 cm	# 3 cm	# 4 cm
Neg. en bordes interiores	Corto	0.0408	0.916	0.2079	0.236	4.92	19	19.5	26
	Largo	0.0362	0.790	0.1793	0.20	4.08	12	17	31
Neg. en bordes disc.	Largo	0.0273	0.500	0.1135	0.121	2.46	19	2-	51
Positivo	Corto	0.0206	0.463	0.0591	0.061	1.66	24	4-	76.5
	Largo	0.0131	0.294	0.0375	0.039	1.06	40	67	126

usual s = 35 cm

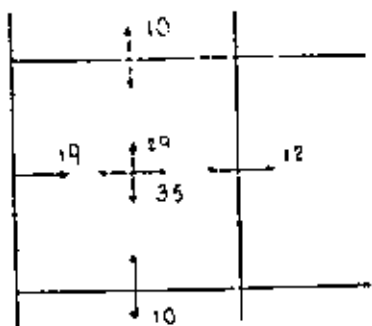
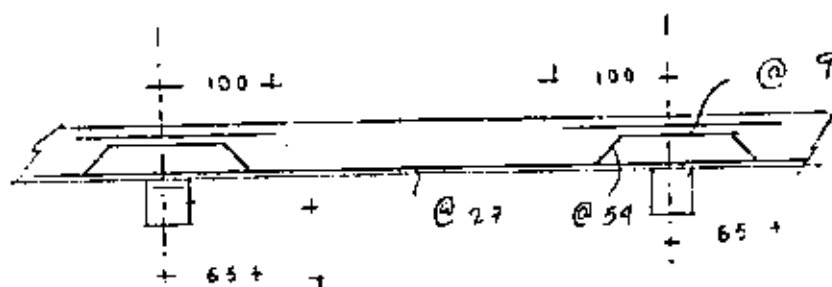
⇒ Usar varillas # 2.5

∴ Empleése $s = 35 \text{ cm.}$ cuando la separación calculada por flexión es mayor.

REFUERZO

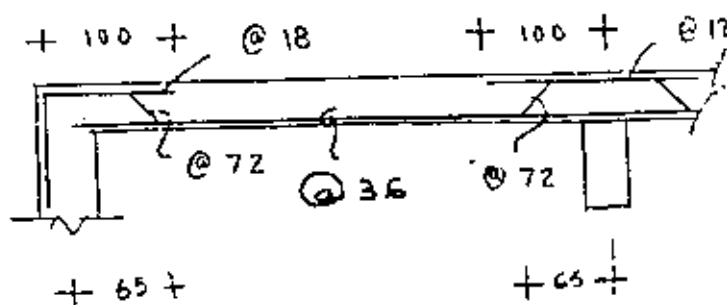
separación:
tramas (cm)

19

corte sentido corto

$$\frac{25}{2} + \frac{375}{5} - 8 = 95.5 \text{ cm se empleara } 100 \text{ cm}$$

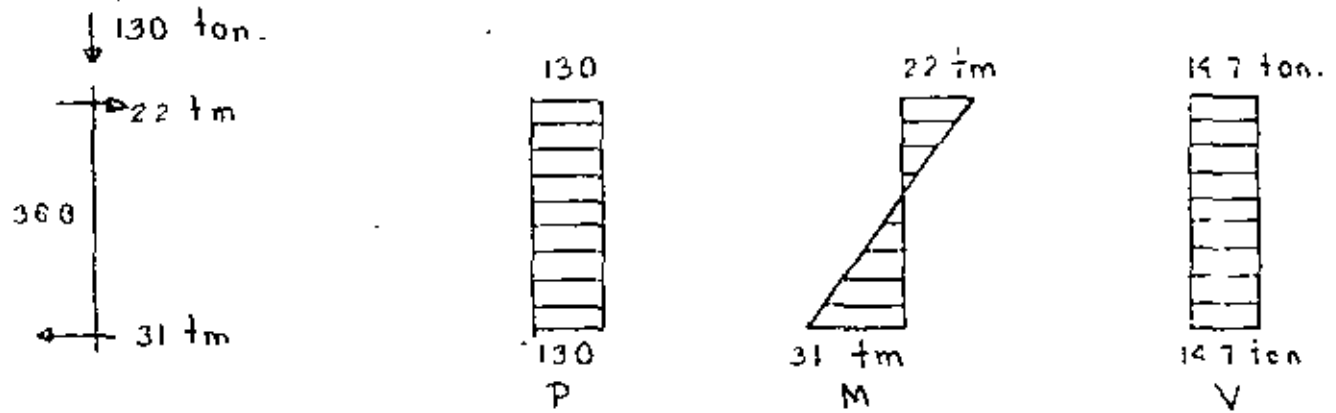
$$\frac{25}{2} + \frac{375}{6} - 8 = 67 \text{ cm se empleara } 65 \text{ cm.}$$

corte sentido largo

DIMENSIONAMIENTO DE UNA COLUMNA RECTANGULAR SUJETA A FLEJO COMPRESION

20

DATOS



Concreto, $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 Acero $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

DIMENSIONAMIENTO

Suponiendo una columna de 30×50

$$\frac{d}{t} = \frac{45}{50} = 0.9$$

De la grafica de intersección:

$$K = \frac{P_u}{F_a b t f'_c} = \frac{130000}{0.85 \times 30 \times 50 \times 170} = 0.60$$

$$R = \frac{M_u}{F_a b t f'_c} = \frac{31 \times 10^5}{0.85 \times 30 (50)^2 \times 170} = 0.29$$

$$q = 0.47 \quad ; \quad q = \frac{A_s}{b t} \frac{f_y}{f'_c}$$

$$A_s = 0.48 \times 30 \times 50 \times \frac{170}{4200} = 29.9 \text{ cm}^2$$

Se pondrán $4 \# 8 + 4 \# 6 = 31.4 \text{ cm}^2$

$p_{min} = 0.01 \quad \therefore 21$

$\therefore A_s \text{ min} = 0.01 \times 30 \times 50 = 15 \text{ cm}^2 < 31.4 \checkmark$

$A_s \text{ max} = 0.08 \times 30 \times 50 = 120 \text{ cm}^2 > 31.4 \checkmark$

Verificación por cortante

$V_c = FR v_c b d ; v_c = 0.5 \sqrt{f'_c}$

$= 0.85 \times 0.5 \sqrt{212} \times 30 \times 45 = 8,350 \text{ Kg}$

$V_r = V_u - V_c = 14,700 - 8,350 = 6,350 \text{ Kg.}$

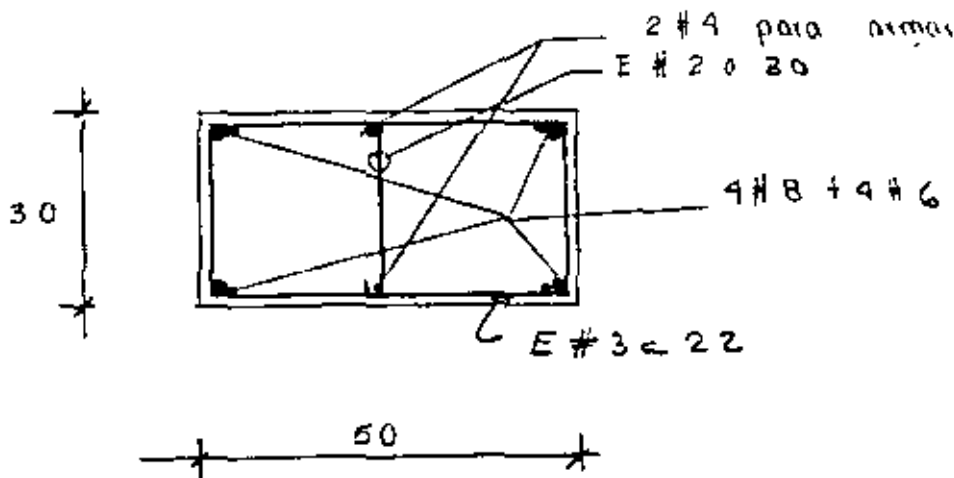
poniendo estribos #3

$s = \frac{A_s v f_y d}{V_r} = \frac{1.42 \times 4200 \times 45}{6350}$

$= 42 \text{ cm} > d/2$

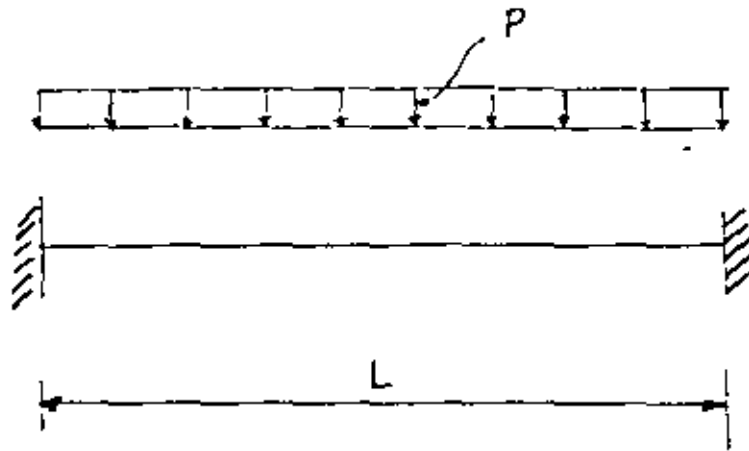
Se pondrán E#3 a 22

CROQUIS DE ARMADO

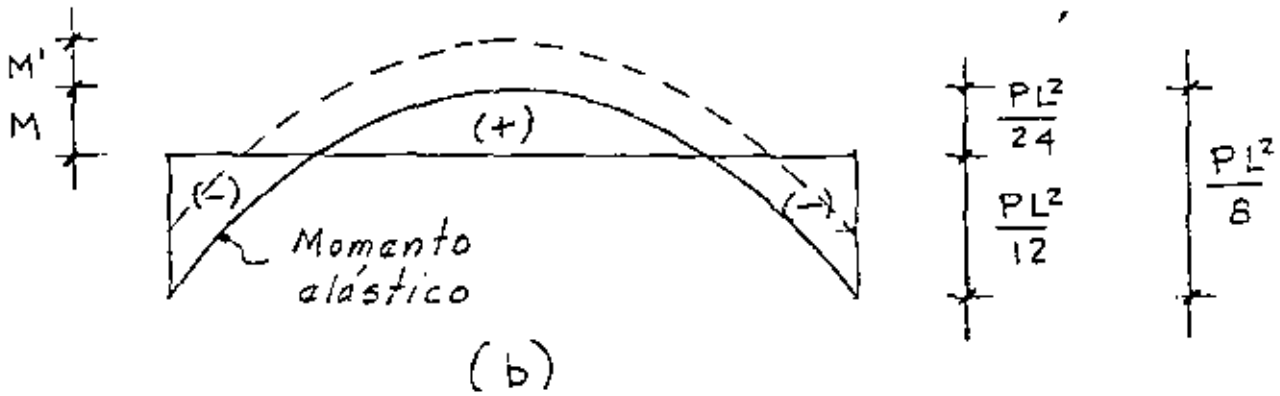


REDISTRIBUCION DE MOMENTOS EN VIGAS 22

MOMENTOS EN VIGAS



(a)

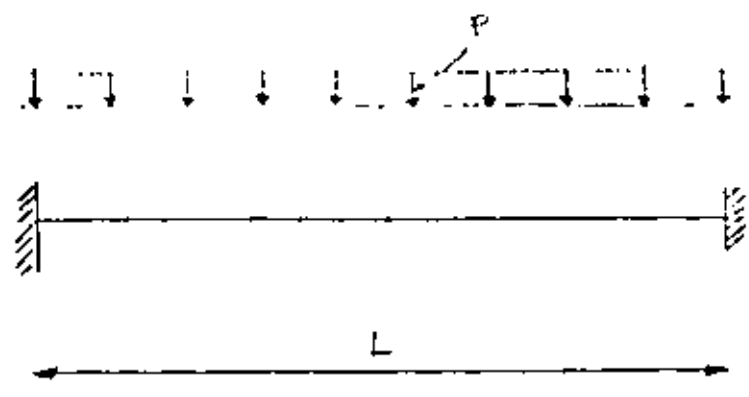


(b)

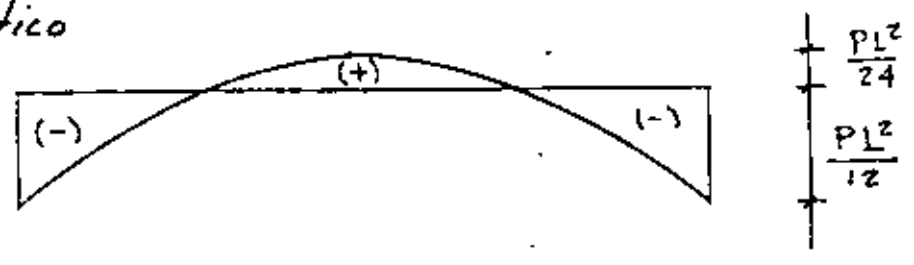
$$M' \leq 0.30 M$$

EJEMPLO DE ANALISIS AL LIMITE

a) Acciones



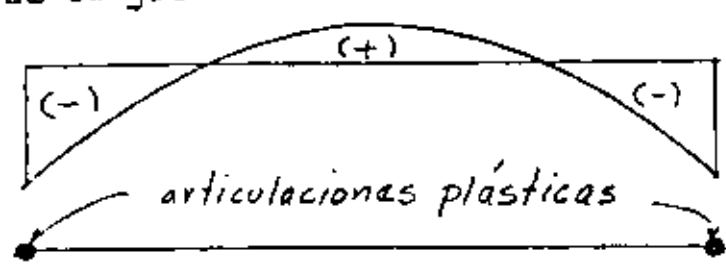
b) Analisis elástico



c) Incremento de cargas

de $p = P_1$

$$\frac{P_1 L^2}{8}$$



$$M_u + \frac{M_u}{2} = \frac{P_1 L^2}{8}$$

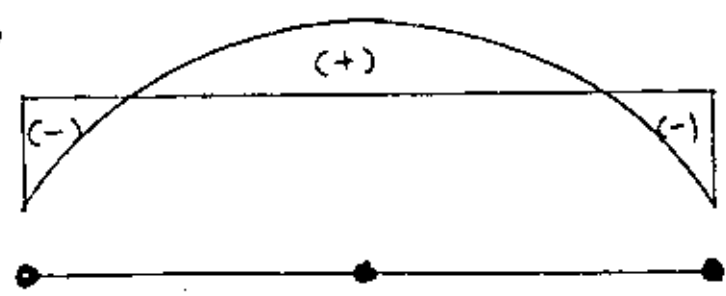
$$\frac{M_u}{2}$$

$$M_u$$

$$P_1 = \frac{12 M_u}{L^2}$$

d) Mecanismo

$$\frac{P_u L^2}{8}$$



$$M_u$$

$$M_u$$

$$? M_u = \frac{P_u L^2}{8}$$

$$P_u = \frac{16 M_u}{L^2}$$



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

CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE EDIFICIOS

**EN COLABORACION CON LA UNIVERSIDAD DE COLIMA
LOS DIAS 5, 6 Y 7 DE OCTUBRE DE 1983**

DISEÑO SISMICO (EDIF. DE CONCRETO)

**M. EN I. JOSE LUIS CAMBA
OCTUBRE, 1983**

I.- INTRODUCCION

Origen y Características de los sismos

Epicentros

Zonas Sísmicas

Magnitud

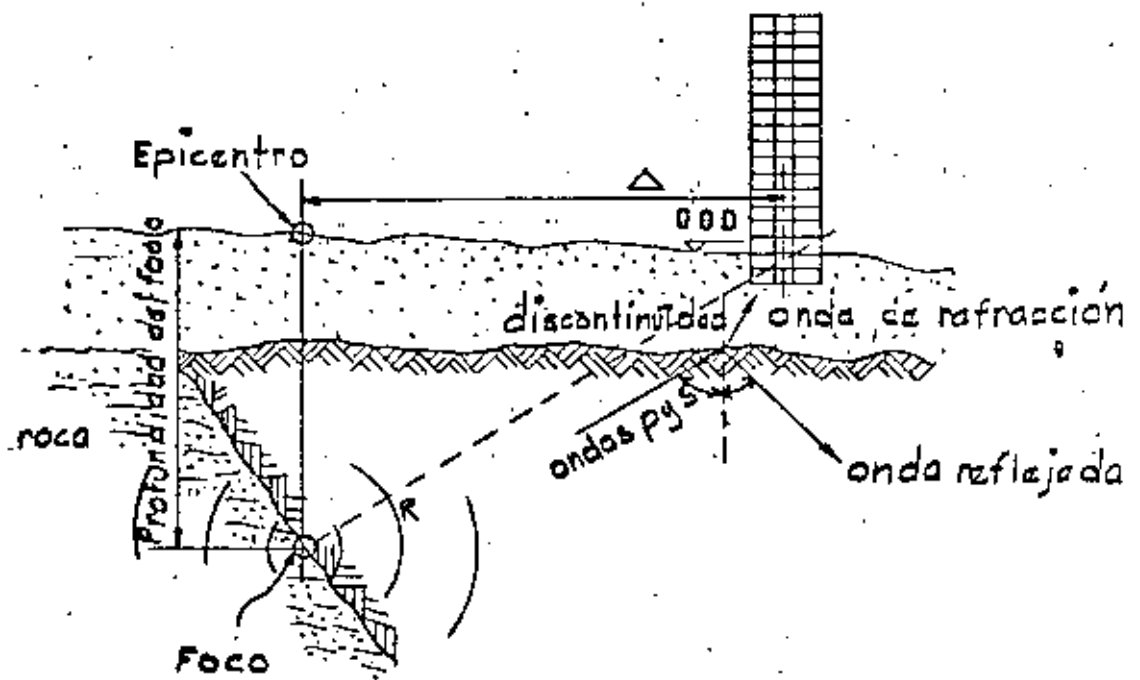
Intensidad

Influencia de la Geología

Instrumentación Sísmica

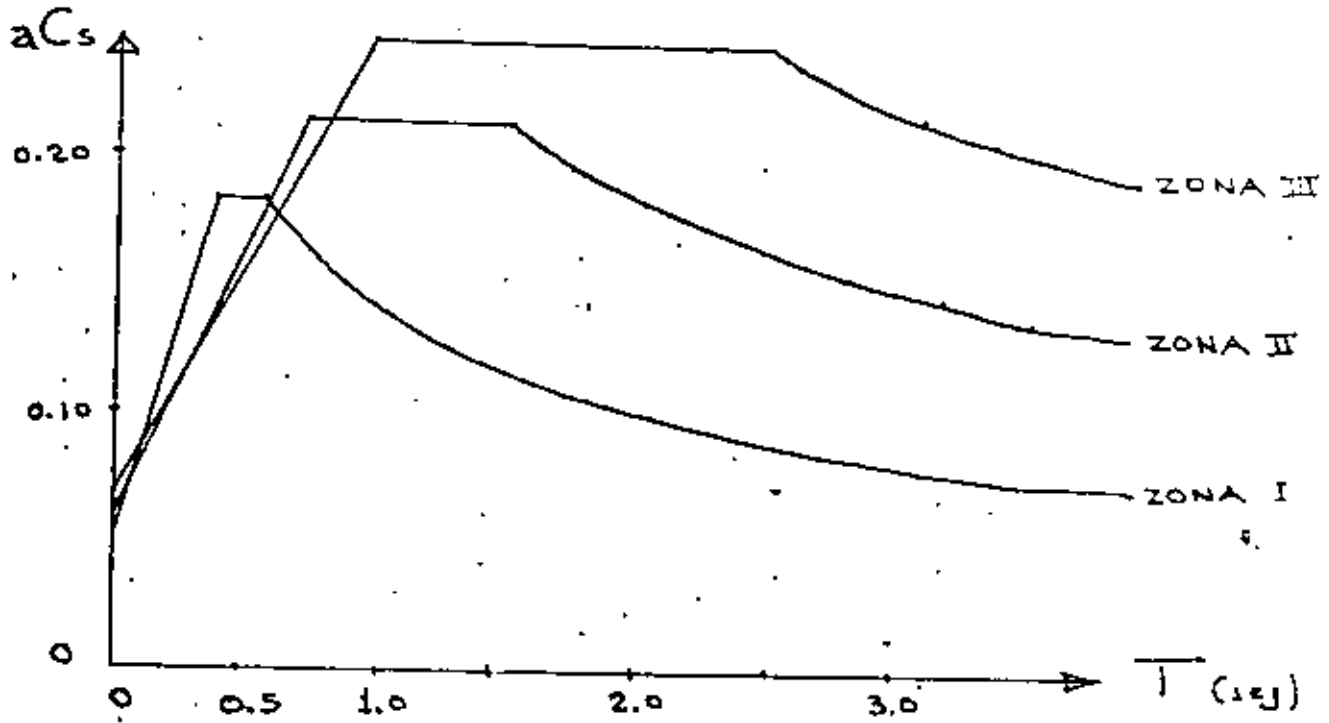
Espectros Sísmicos

Reglamentación



FOCO Y EPICENTRO

Dado que el espectro de respuesta depende de las condiciones del terreno, para el D.F. se tiene un espectro:

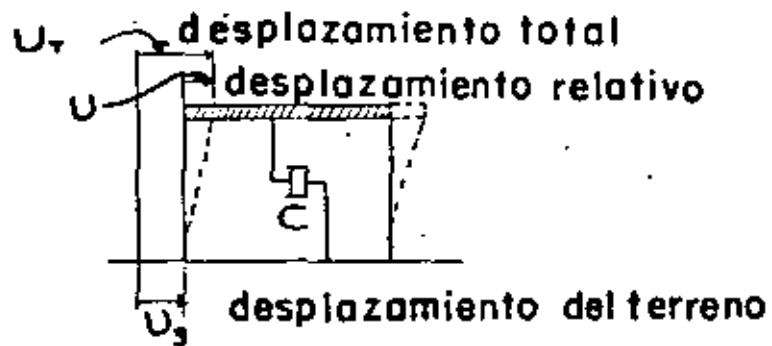
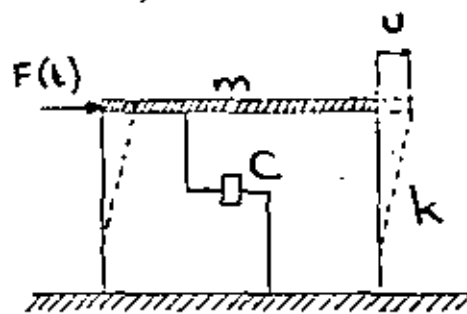


ESPECTRO DE DISEÑO SISMICO PARA EL D.F.

Supone un comportamiento elástico y las ordenadas, expresadas como fracción de la aceleración de la gravedad, - tienen en cuenta el amortiguamiento.

Sistema idealizado de un grado de libertad

4



Sistema de un grado de libertad sujeto a un movimiento en la base

MOVIMIENTO DE LA BASE

5

La ecuación de equilibrio dinámico, generalmente es:

$$F_i + F_\eta + F_r = F_E(t), \quad (1) \text{ en la cual:}$$

$$F_i = \text{Fuerza de inercia} = m\ddot{U}$$

$$F_\eta = \text{Fuerza amortiguadora} = -\eta\dot{U}$$

$$F_r = \text{Fuerza restitutiva} = -kU$$

$$F_E(t) = \text{Fuerza excitadora variando con el tiempo}$$

$$\therefore m\ddot{U} + \eta\dot{U} - kU = F_E(t), \quad (1)$$

En caso de un sismo, la única fuerza externa es la debida a un movimiento del terreno $U_g(t)$, siendo entonces la aceleración de la masa m :

$$\ddot{U}_t = \ddot{U} + \ddot{U}_g \quad (2)$$

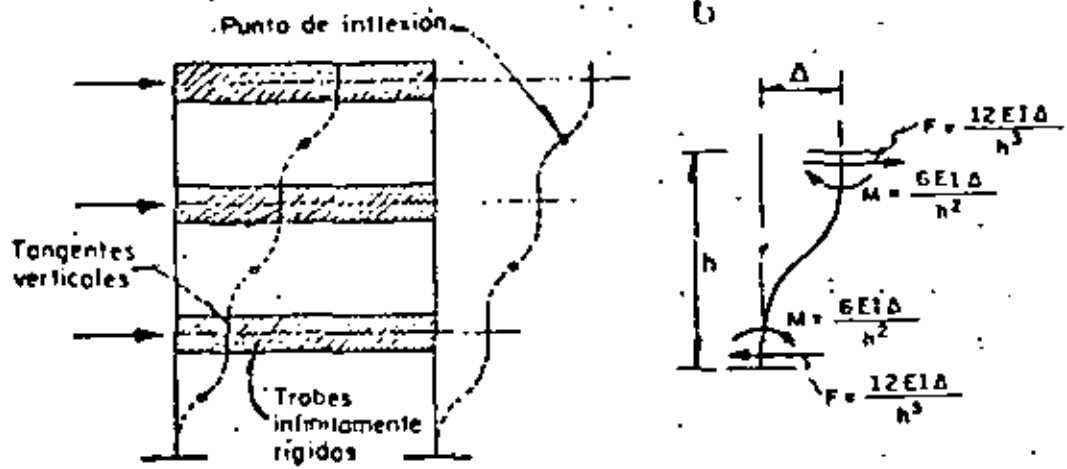
$$\therefore F_i = m\ddot{U}_t = m\ddot{U} + m\ddot{U}_g$$

y la ecuación (1) queda como:

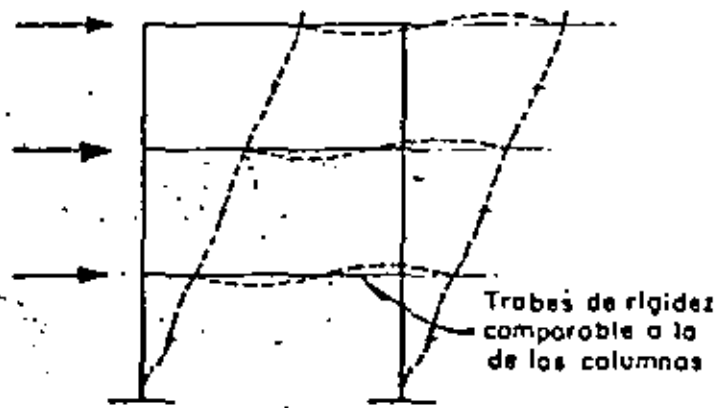
$$m\ddot{U} + m\ddot{U}_g - \eta\dot{U} - kU = 0, \quad F_E(t) = 0$$

$$\therefore m\ddot{U} - \eta\dot{U} - kU = -m\ddot{U}_g$$

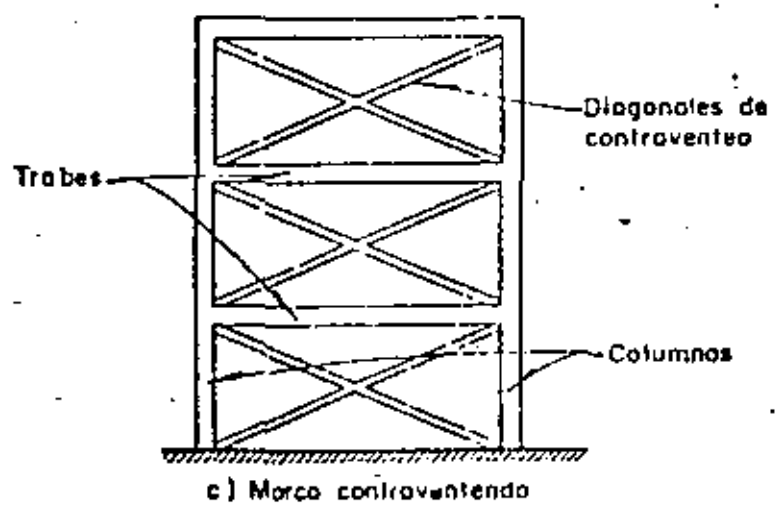
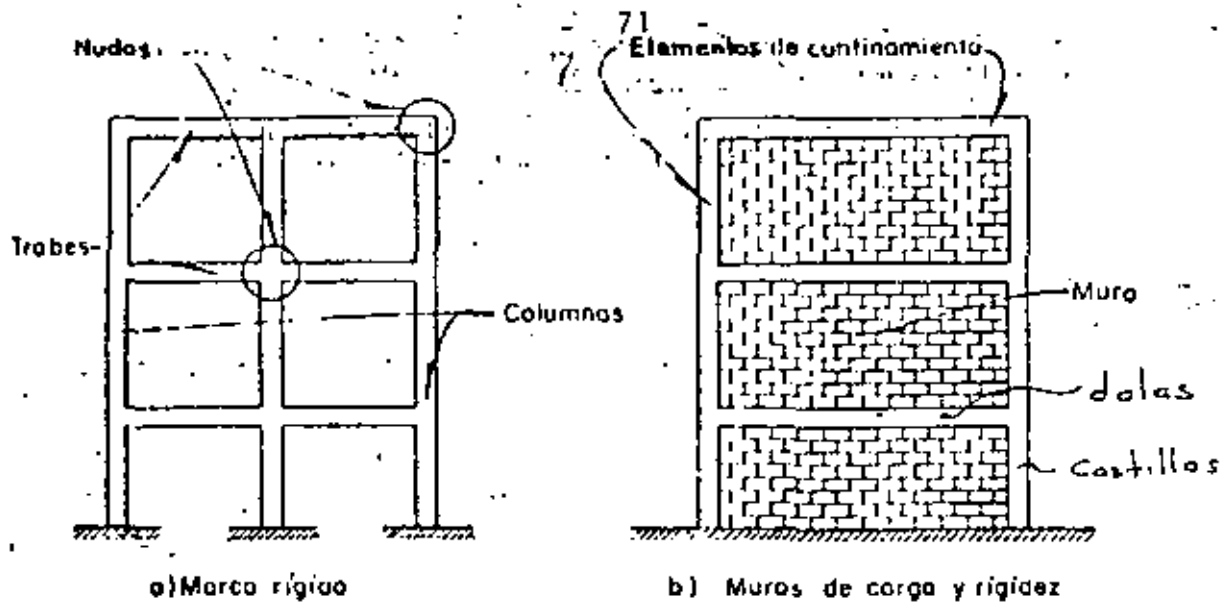
O sea, que mover la base es equivalente a aplicar una fuerza excitadora $-m\ddot{U}_g$ en el cabezal y que la base no se mueva.



Cota superior a la rigidez lateral de marcos rígidos



Desplazamiento de un marco bajo la acción de fuerzas laterales



... Elementos comúnmente empleados para resistir fuerzas laterales en las estructuras

FÓRMULAS DE WILBUR

Método aproximado para calcular rigideces de entrepiso.

Es aplicable a marcos regulares con inercia constante.

Las hipótesis son:

- 1) Los giros de un nivel y de los dos adyacentes son iguales (excepto en el 1º entrepiso, puede ser $\frac{1}{2}$)
- 2) La fuerza cortante en los dos entrepisos adyacentes al que interesa son iguales a la de éste.

Para entrepisos intermedios, la fórmula resulta

$$R_n = \frac{48 E}{h_n \left[\frac{4h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{h_m + h_n}{\sum K_{tm}} + \frac{h_n + h_o}{\sum K_{tn}} \right]}$$

R_n = rigidez del entrepiso en cuestión

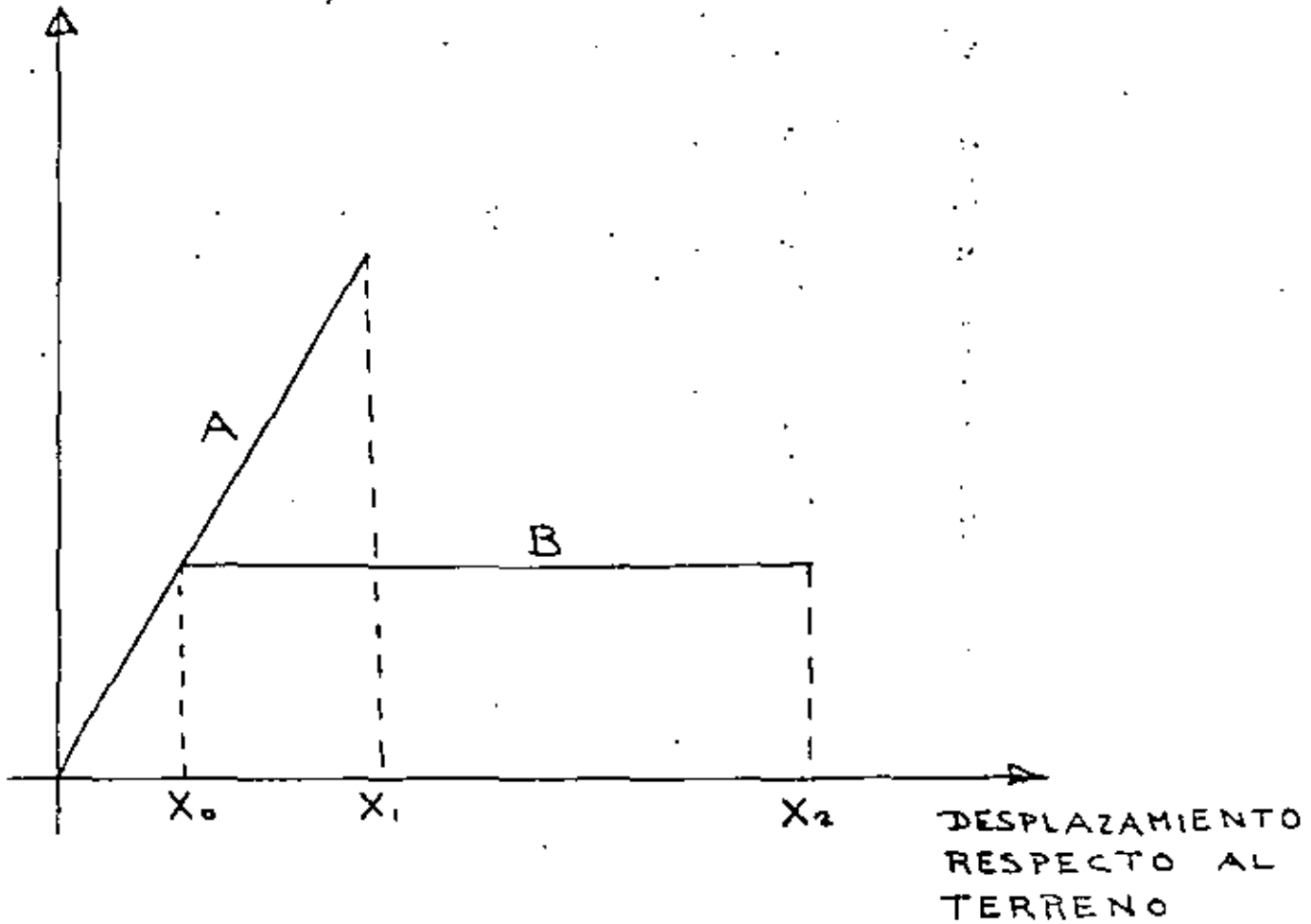
K_{tn} = rigidez ($\frac{I}{L}$) de trabes del nivel sobre el entrepiso N

K_{cn} = rigidez ($\frac{I}{h}$) de columnas del entrepiso N

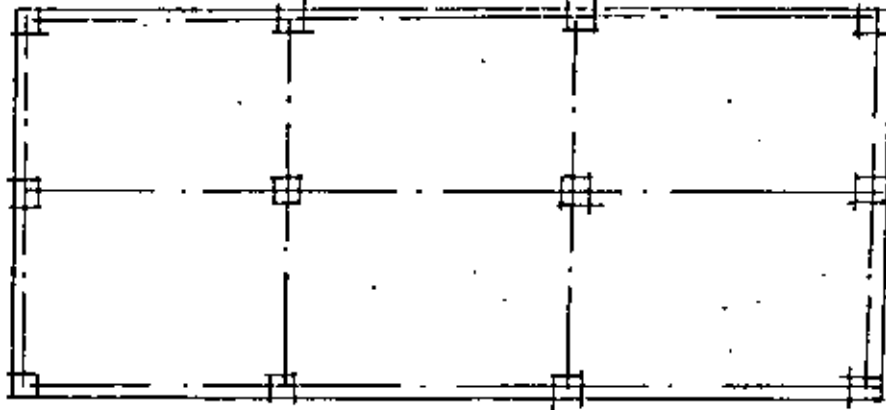
m, n, o = índices que identifican tres niveles consecutivos de abajo hacia arriba

h_n = altura del entrepiso N

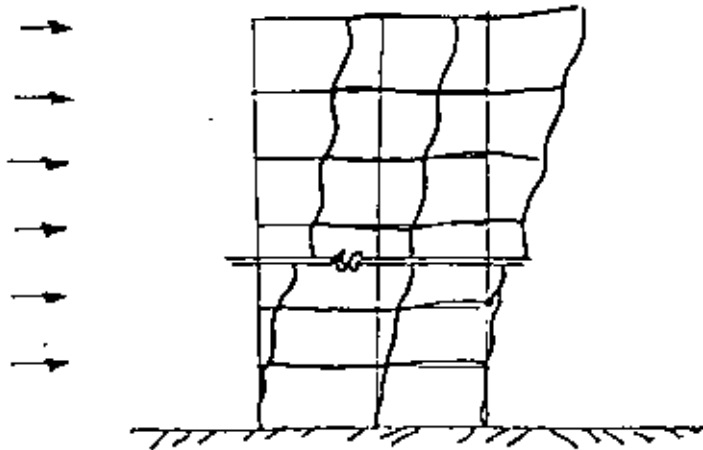
CARGA
LATERAL



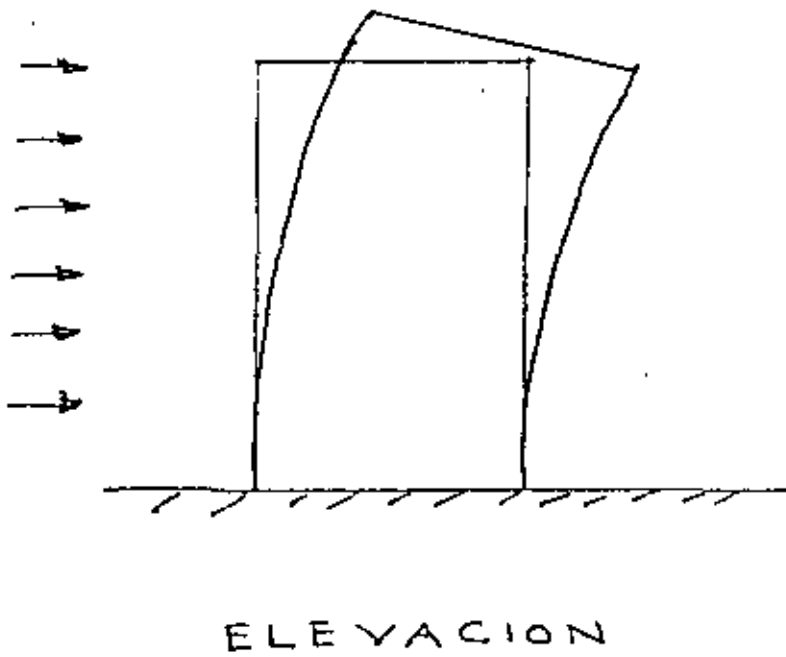
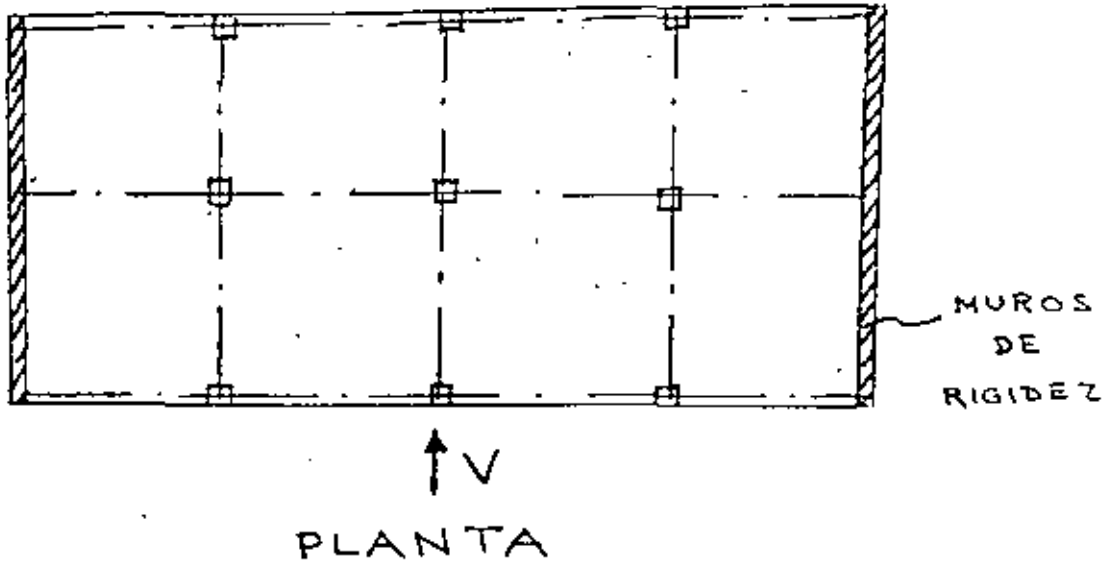
RELACIONES CARGA-DEFORMACION

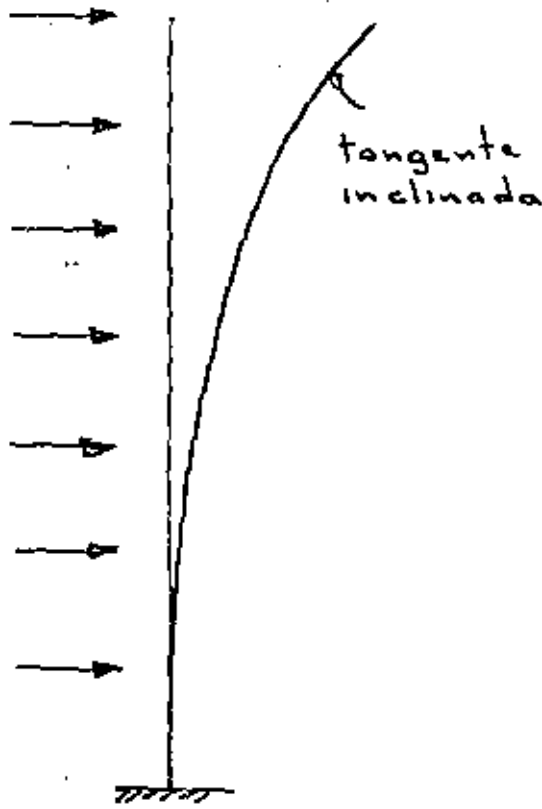


PLANTA

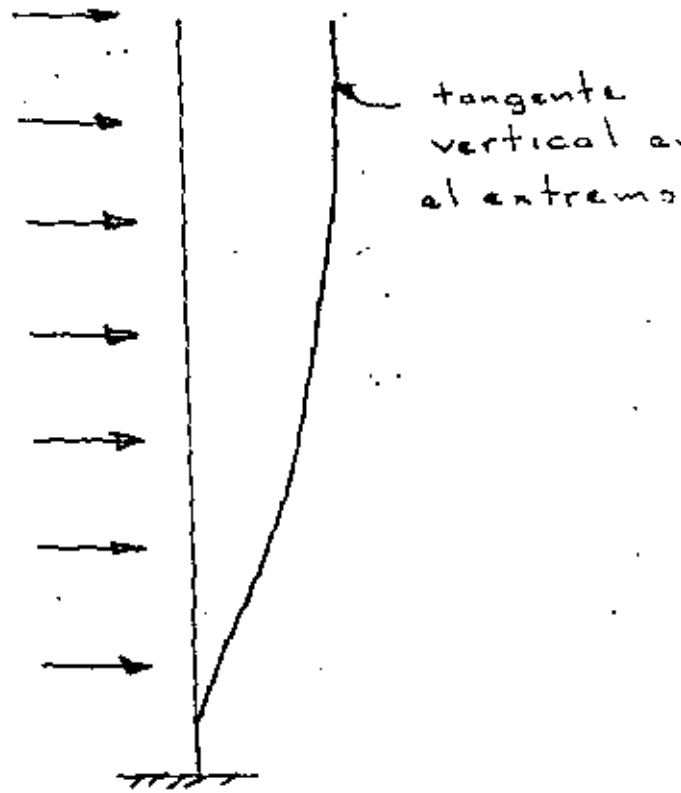


ELEVACION





EDIFICIO CON MUROS



EDIFICIO CON MARCOS

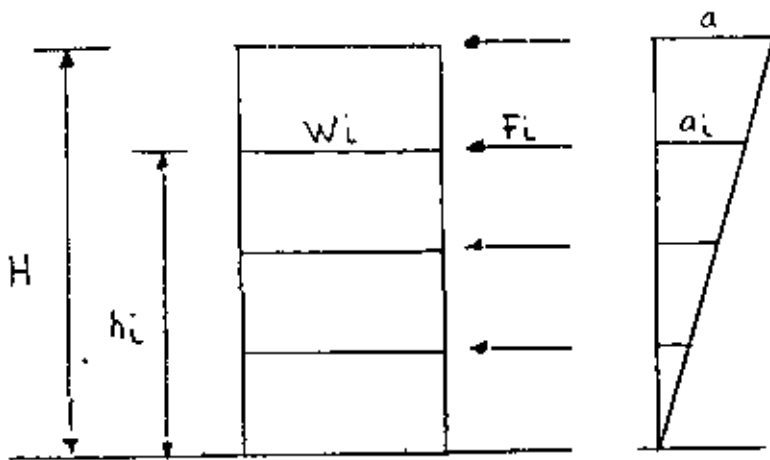
ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO

Un criterio simplificado de análisis con relación al dinámico, es el estático. Mediante el comportamiento de estructuras ante fuerzas horizontales, se ha propuesto una distribución de fuerzas laterales tal que su efecto en cada piso es aprox. equivalente a los efectos dinámicos de un sismo.

El fin es diseñar una estructura capaz de sufrir un movimiento sísmico sin graves daños estructurales. El resultado obtenido es semejante al análisis dinámico cuando ^{en} las estructuras el modo fundamental de vibrar, representa un % elevado de las respuesta máxima de todos los pisos.

En el análisis estático, para calcular las fuerzas cortantes de diseño a diferentes niveles de un edificio, se supone una distribución lineal de aceleraciones horizontales - con valor nulo en la base y un valor máximo en el último nivel, de tal forma que la relación $C = V/W$ en la base, sea igual al valor tabulado en el reglamento y que se obtuvo a partir datos estadísticos.

1d



- c = coeficiente sísmico.
- Q = factor de ductilidad.
- g = aceleración gravedad.
- m_i = masa de un piso cualquiera.
- W_i = peso de un piso cualquiera.
- F_i = fuerza de inercia de un piso cualquiera.
- a_i = aceleración de un piso cualquiera.

La fuerza de inercia en un piso cualquiera i es:

$$F_i = m_i a_i = \frac{W_i}{g} a_i = \frac{W_i}{g} \frac{h_i}{H} a \quad \text{--- (a)}$$

La fuerza cortante en la base es:

$$V = \sum_{i=1}^n \frac{W_i}{g} \frac{h_i}{H} a = \frac{a}{gH} \sum_{i=1}^n W_i h_i \quad \text{--- (b)}$$

La fuerza cortante en la base según Reglamento DDF

$$V = \frac{c}{Q} \sum_{i=1}^n W_i = \frac{c}{Q} W \quad \left(\sum_{i=1}^n W_i = W = \text{Peso total edificio} \right)$$

Iguando (b) y (c):

$$\frac{c}{Q} W = \frac{a}{gH} \sum_{i=1}^n W_i h_i \quad ; \quad a = \frac{c}{Q} g H \frac{W}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

Sustituyendo en (a)

$$F_i = \frac{W_i}{g} \frac{h_i}{H} \frac{c}{Q} g H \frac{W}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

$$F_i = \frac{c}{Q} \frac{W}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \cdot W_i h_i$$

Fuerzas sísmicas en un piso cualquiera según aceleración DDF

En general, en un nivel cualquiera no coincide la resultante de las fuerzas producidas por el sismo con la resultante de las fuerzas resistentes del entrepiso. La fuerza sísmica actúa en el centro de gravedad de las masas de cada piso.

Esto produce un par de torsión. El centro de torsión es el centráide de los elementos resistentes y se calcula:

$$X_{CT} = \frac{\sum R_{iy} \cdot X_i}{\sum R_{iy}} ; Y_{CT} = \frac{\sum R_{ix} \cdot Y_i}{\sum R_{ix}}$$

R_{iy} = rigidez de cada elemento resistente del entrepiso, según eje Y

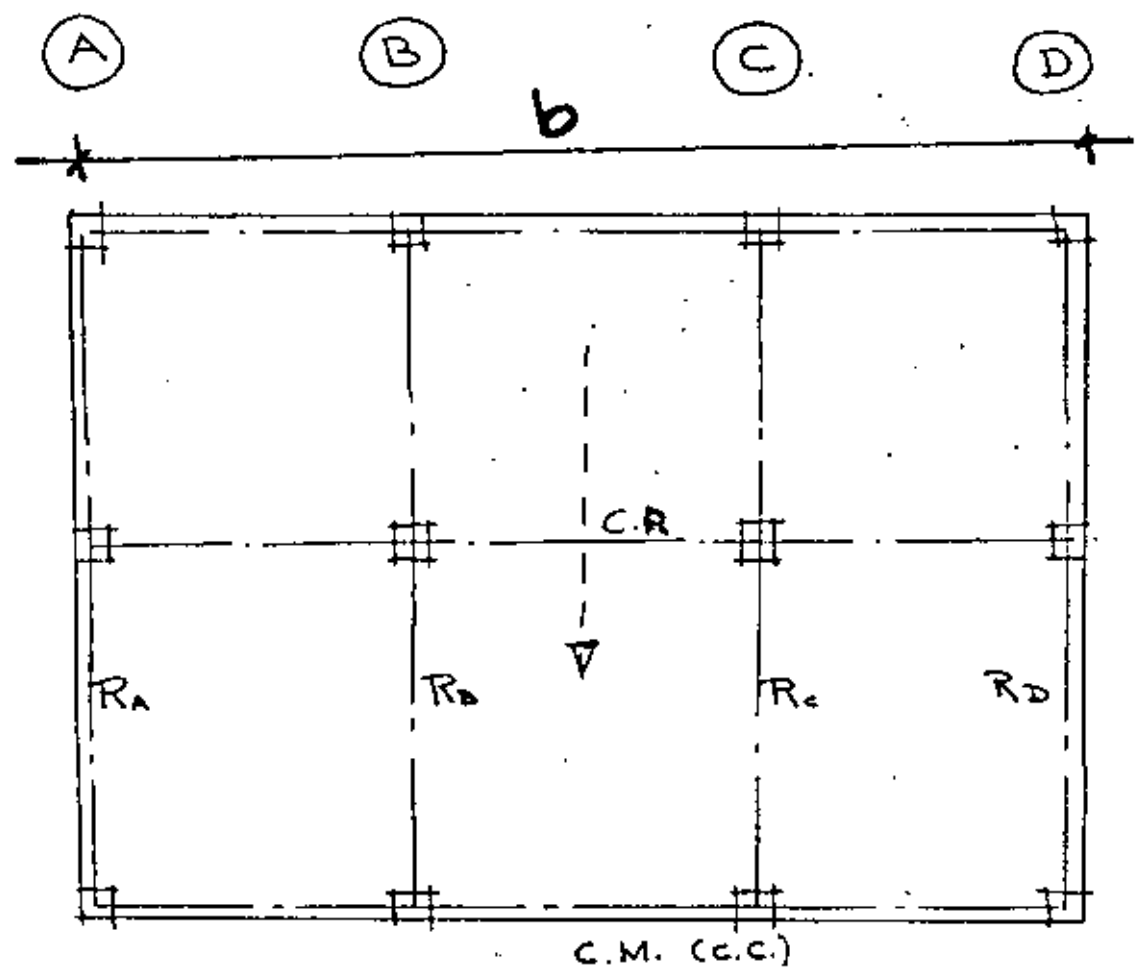
La determinación de la torsión dinámica es complicada ya que hay que considerar tres componentes de desplazamiento por piso en las ecuaciones generales de movimiento..

La excentricidad de diseño en el reglamento es:

$$1.5 e + e_{accid.} ; (e_{accid.} = 0.10 L)$$

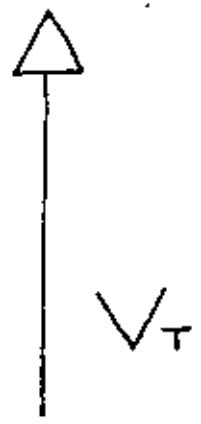
Una vez obtenidas las fuerzas cortantes por piso, es necesario distribuirla entre los diferentes elementos resistentes de la estructura en el sentido en que actúa la fuerza sísmica. Esta distribución se hace proporcionalmente a la rigidez de entrepiso de los marcos o muros.

$$(R_i = \frac{V}{\Delta}) \Leftrightarrow \text{rigidez de entrepiso}$$



$$e_1 = 1.5e + 0.1b$$

$$e_2 = e - 0.1b$$



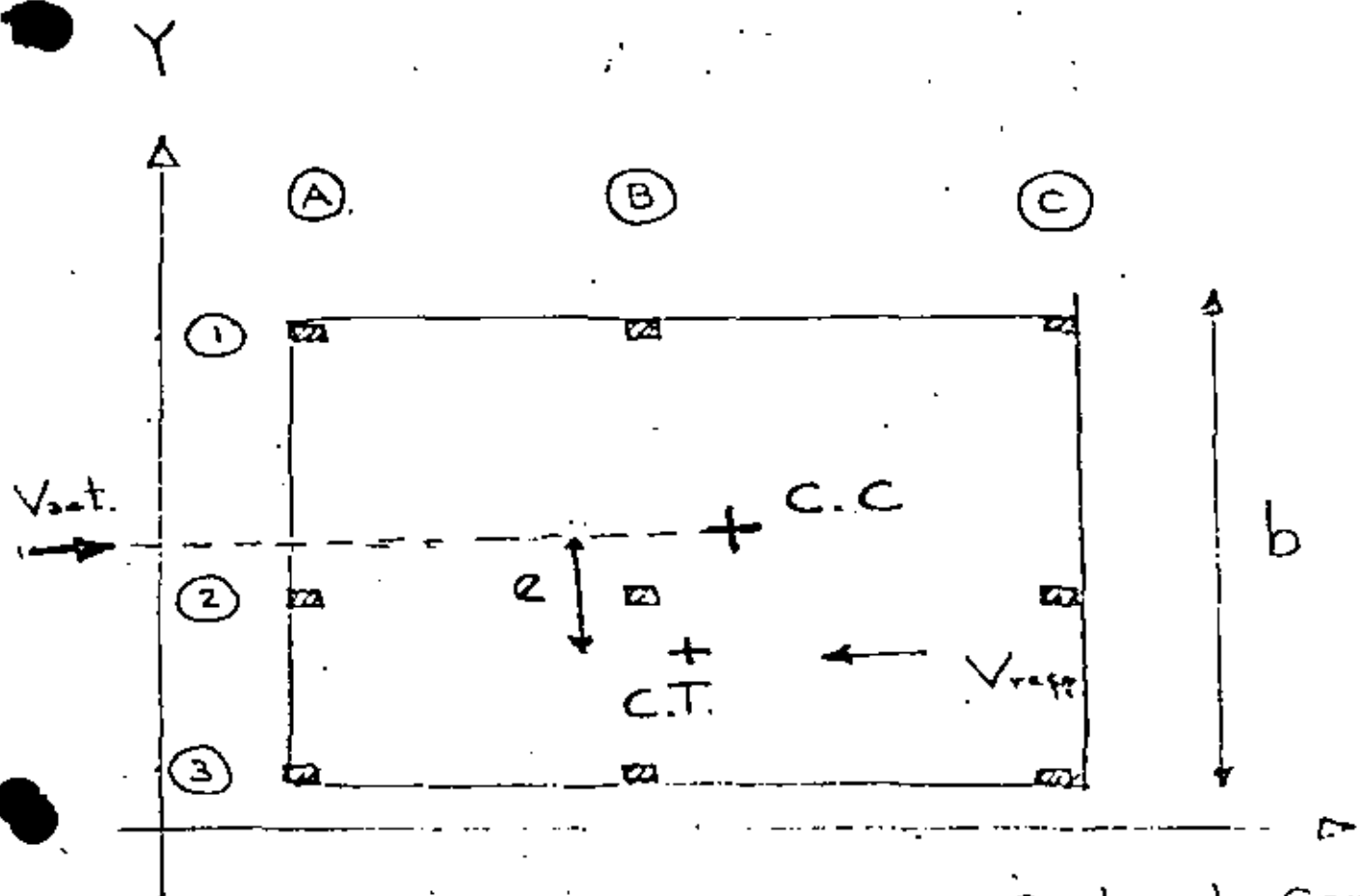
$$V_i = \frac{R_{iy}}{\sum R_y} V_T$$

si $C.C. \neq C.R$

$$V_i = \frac{R_{iy}}{\sum R_y} V_T + \frac{M_T R_{iy} X}{\sum R_{iy} X^2 + \sum R_x X^2}$$

PLANTA

$$M_T = V \cdot e$$



C.C. = Centro de Cargas
 C.T. = Centro de Torsión

Reglamento D.D.F. $\begin{cases} e_s = 1.5e + 0.1b \\ e_s = e - 0.1b \end{cases}$

EXCENTRICIDAD SISMICA

La fuerza cortante actuando en cada elemento resistente será la directa + la de torsión:

$$V_x = \overbrace{\frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}}}^{\text{DIRECTA}} V_T + \overbrace{\frac{R_{ix} \cdot Y_{it}}{\sum (R_{ix} Y_{it}^2 + R_{iy} X_{it}^2)}}^{\text{TORSION}} M_T$$

$$V_y = \frac{R_{iy}}{\sum R_{iy}} V_T + \frac{R_{iy} X_{it}}{\sum (R_{ix} Y_{it}^2 + R_{iy} X_{it}^2)} M_T$$

siendo $M_T = \text{momento de torsión}$
 $= V_T \cdot e_i$

tomando como valor de la excentricidad " e_i ", la especificada por reglamento.

ANÁLISIS DINÁMICO

Ventajas:

- 1) Posible ahorro económico.
- 2) Permite analizar efectos especiales.

Desventajas:

- 1) Cálculo mas complicado que el análisis estático.
- 2) Influencia importante del tipo de suelo y la distancia del epicentro, ocasionando respuestas diferentes a las esperadas en los en los espectros de diseño.
- 3) Existen ciertas incertidumbres en el comportamiento elástico de bastantes materiales y el comportamiento inelástico es aún poco conocido.

Descripción del método

Objetivo principal: determinación de fuerzas sísmicas en una estructura.

Las hipótesis del modelo empleado son las que se describieron en los sistemas de varios grados de libertad (pág. 37)

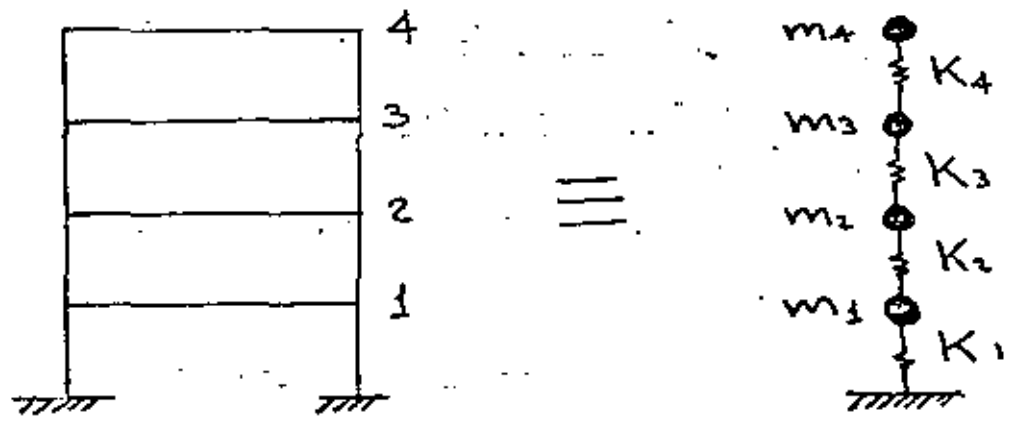
El amortiguamiento y los efectos inelásticos se toman en

cuenta en los espectros de diseño correspondientes.

El método se puede resumir básicamente en dos partes:

I.- Cálculo de los nodos de vibrar

Con las hipótesis supuestas, se idealiza el edificio en una dirección, tomando en cuenta las rigideces de entrepiso de todos los marcos en esa dirección como un sistema formado por masas y resortes.



Con el modelo así seleccionado, se procede a la determinación de los modos de vibrar... (The text is very faint and partially obscured by noise, but the general context is clear.)

Las... (The text is very faint and partially obscured by noise, but the general context is clear.)

ANALISIS DE
EDIFICIOS
POR CARGAS
LATERALES

1)

Métodos

Aproximados

Factor

Bowman

2)

Métodos

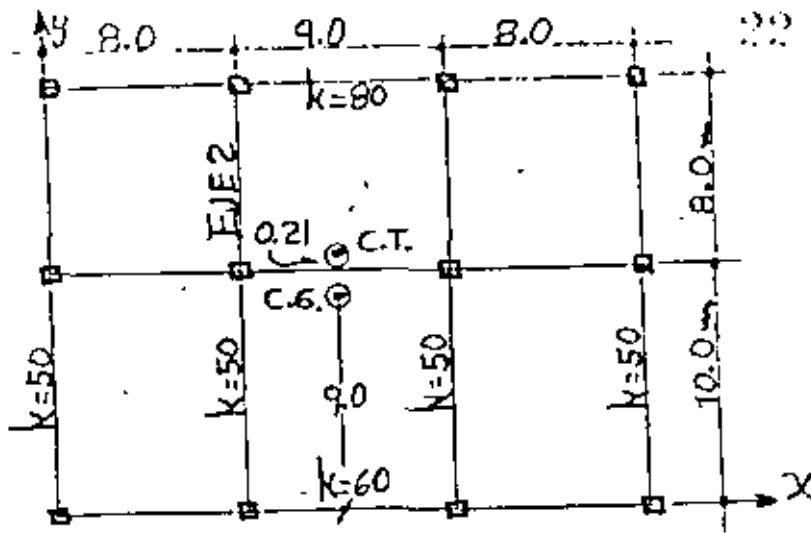
"Exactos"

Rigideces

(Cross, Kani)

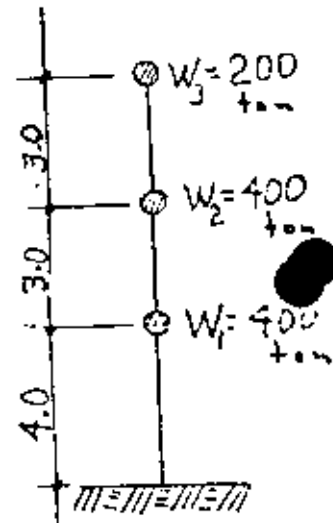
Elemento Finito

Programas de computadora

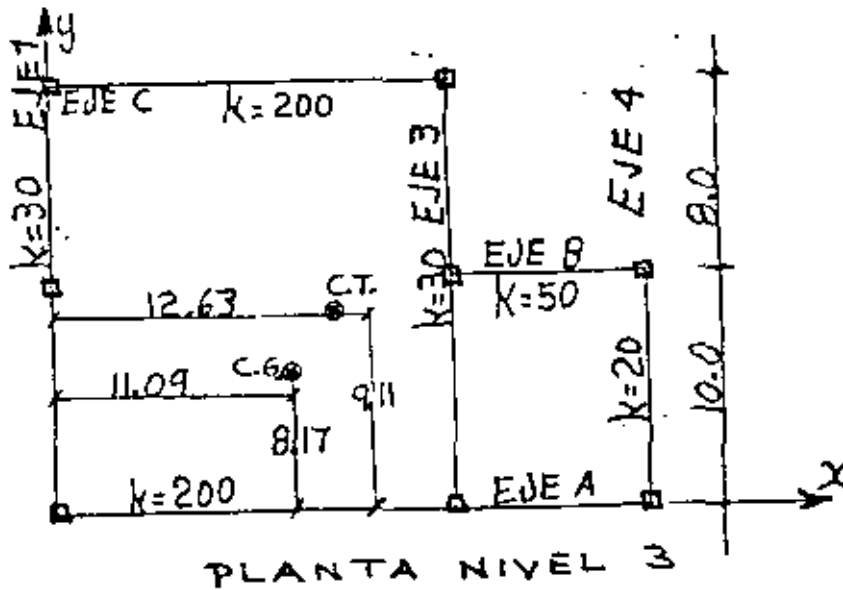


PLANTA NIVELES 1 Y 2

k = rigidez de entrepiso (ton/cm)



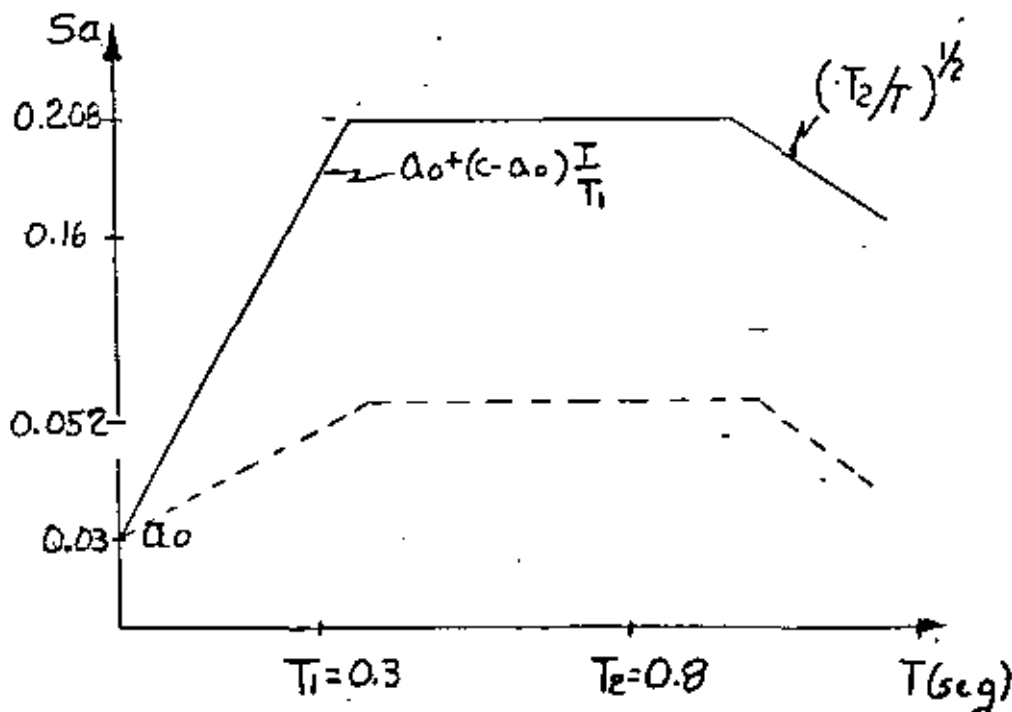
ELEVACION



PLANTA NIVEL 3

EJEMPLO ANALISIS ESTADICO (1)

$$\frac{C}{Q} = \frac{0.208}{4} = 0.052 > 0.03 = a_0$$



ESPECTRO DE DISEÑO
PARA TERRENO FIRME

EJEMPLO ANALISIS ESTADICO
(II)

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} C \sum W_i \quad 83$$

24

Nivel o entrepiso i	W_i (ton)	h_i (m)	$W_i h_i$	P_i (ton)	V_i (ton)
3	200	10	2000	16.25	16.25
2	400	7	2800	22.75	39.00
1	400	4	1600	13.00	52.00
Sumas	1000		6400	52.00	

$$X_T = \frac{\sum K_y \cdot X}{\sum K_y}$$

MARCOS EN LA DIRECCION Y											
ENTRE PISO	EJE 1		EJE 2		EJE 3		EJE 4		$\sum K_y$	$\sum K_y X$	X_T
	K_y	X	K_y	X	K_y	X	K_y	X			
3	30	0	—	—	30	17	20	25	80	1010	12.63
2	50	0	50	8	50	17	50	25	200	2500	12.50
1	50	0	50	8	50	17	50	25	200	2500	12.50

Cálculo de los momentos torsionantes:

SISMO EN DIRECCION Y										
ENTRE- PISO	X_v (m)	X_T (m)	$e_s = X_v - X_T$ (m)	b (m)	e_1	e_2	V_y	M_{1Y}	M_{2Y}	
3	11.09	12.63	-1.54	25.0	-4.81	0.96	16.25	-78.16	15.6	
2	11.91	12.50	-0.59	25.0	-3.39	1.91	39.00	-132.21	74.49	
1	12.06	12.50	-0.44	25.0	-3.16	2.06	52.00	-164.32	107.12	

CORTANTES EN LA DIRECCION Y

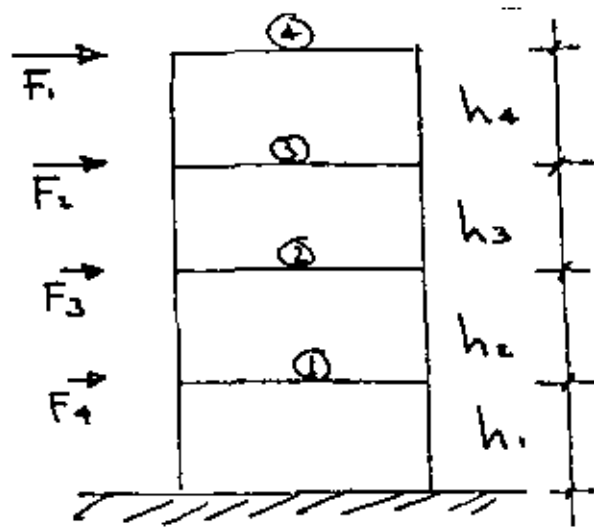
$$V_{\text{directo}} + V_{\text{torsión}}$$

MARCO	K_y	X	$\bar{X} = X - X_T$	$K_y \bar{X}$	$K_y \bar{X}^2$	Sismo en Y		en X Tors	.1.X + .3 Y	.3X + 1.Y	V diseño
						Dir	Tors				
1	50	0	-12.5	-625	7812.5	9.75	2.87	3.51	7.30	13.67	13.67
2	50	8	-4.5	-225	1012.5	9.75	1.03	1.26	4.49	11.16	11.16
3	50	17	4.5	225	1012.5	9.75	0.58	1.26	4.49	11.16	11.16
4	50	25	12.5	625	7812.5	9.75	1.62	3.56	7.30	13.67	13.67
	200			= 0	17650.0	39.0					49.66

$$\Sigma = 28,761.6$$

MOMENTO DE VOLTEO

Debido a que las fuerzas laterales²⁶ producen momentos que tienden a provocar la falla de la estructura por volteo, deberá verificarse el mismo en cada nivel, para que permanezca dentro de los límites de seguridad deseados.

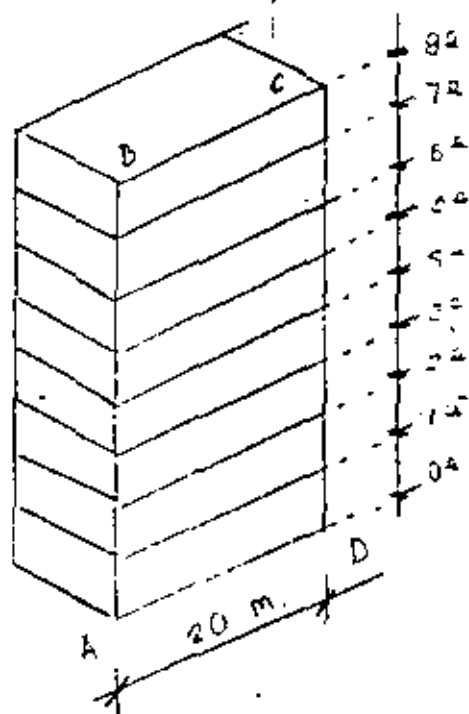


$$M_2 = (F_4)h_4 + (F_4 + F_3)h_3$$

Se permite una reducción del momento de volteo por reglamento, debido a que el método estadístico proporciona valores conservadores las fuerzas sísmicas.

FUERZAS DEBIDAS A PRESION DEL VIENTO
 EN UN EDIFICIO ALTO (SEGUN R.D.F)

27



Determinar las fuerzas del viento debidas a la presión del viento

sobre el muro ABCD que actuan al nivel de cada piso: Suponer un diagrama de presiones simplificado.

$V = 80 \text{ Km/h}$ a una altura de 10 m .

SOLUCION

$$V = Kh^{1/3}$$

(según Regl. D.T.)

Para $h = 10 \text{ m}$, $V = 80 \text{ Km/h}$

$$\therefore K = \frac{V}{h^{1/3}} = \frac{80}{10^{1/3}} = 37.13$$

Presión:

$$P = 0.0055 \times c \times V^2$$

$$c = 0.75$$

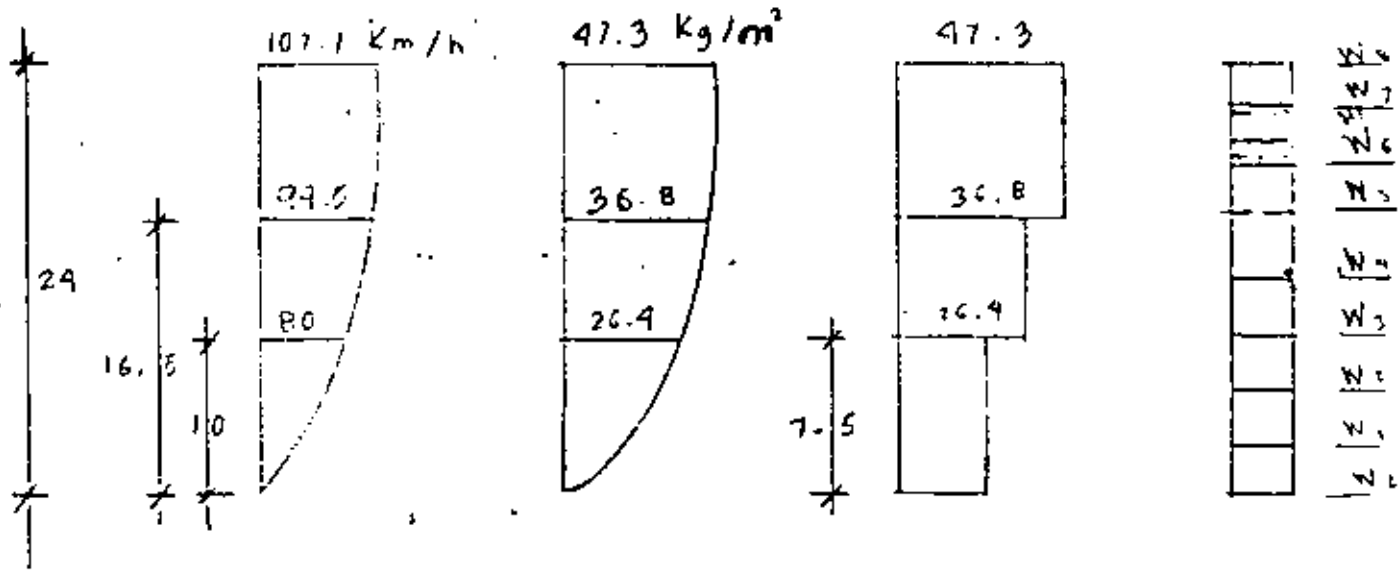
coeficiente de empuje del lado de barlovento
 para muros verticales.

Variación
Velocidad
Vientos

28 Variación
presión

Diagrama
simplifi-
cado

Fuerzas



Cálculo de fuerzas

$$W_0 = 26.4 \times 20 \times 15 = 792 \text{ Kg.}$$

$$W_1 = 26.4 \times 20 \times 15 = 1584$$

$$W_2 = 26.4 \times 20 \times 3 = 1584$$

$$W_3 = 36.8 \times 20 \times 3 = 2203$$

$$W_4 = 36.8 \times 20 \times 3 = 2203$$

$$W_5 = 36.8 \times 20 \times 3 = 2203$$

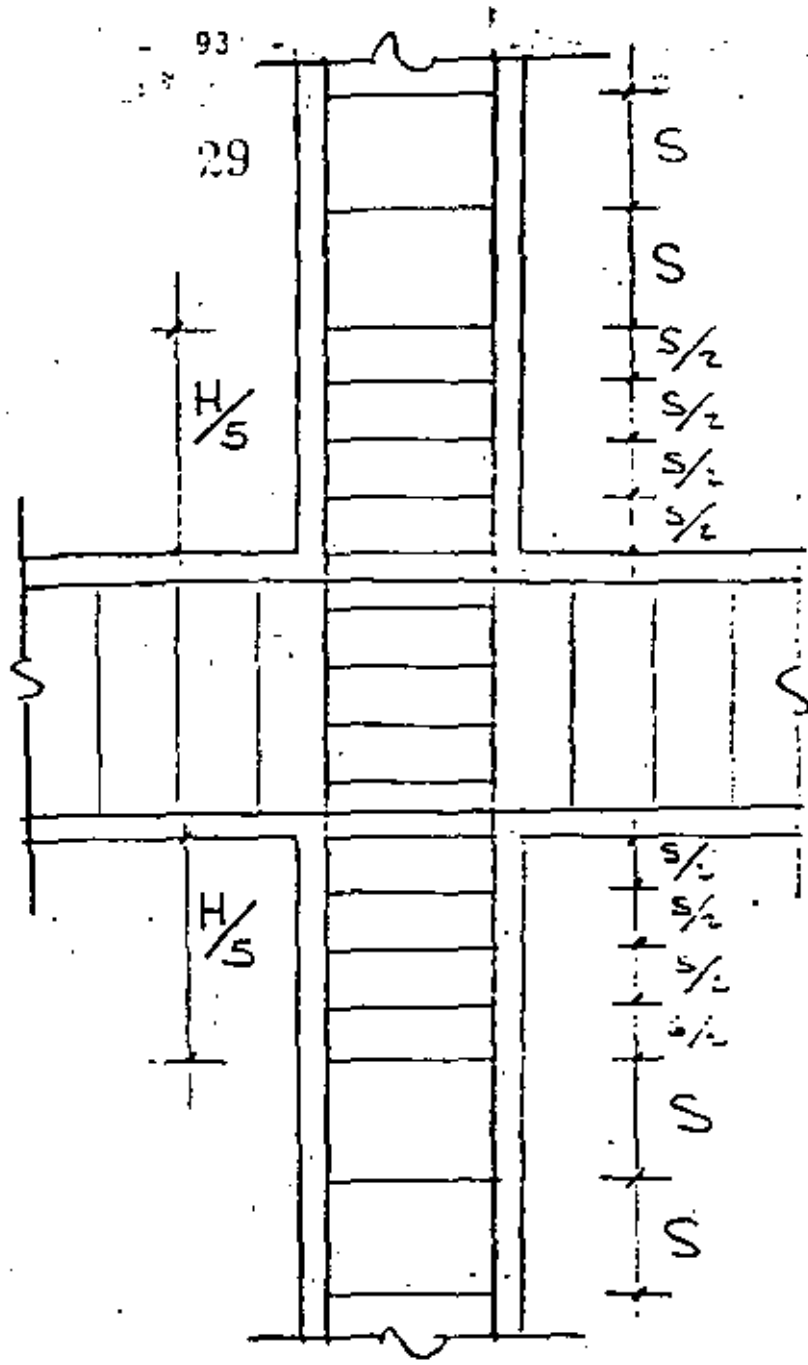
$$W_6 = 47.3 \times 20 \times 3 = 2838$$

$$W_7 = 47.3 \times 20 \times 3 = 2838$$

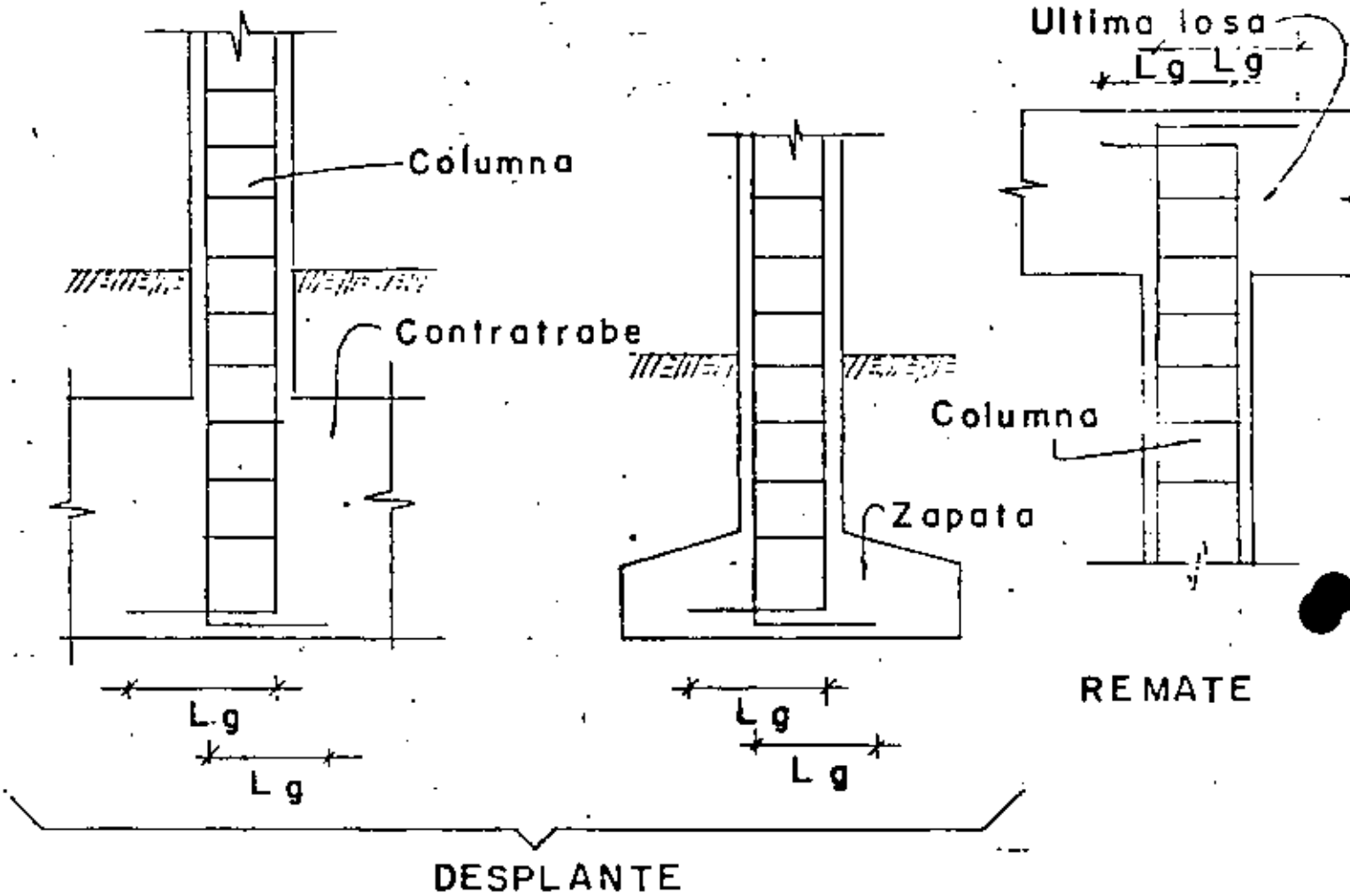
$$W_8 = 47.3 \times 20 \times 15 = 1419$$

Observación

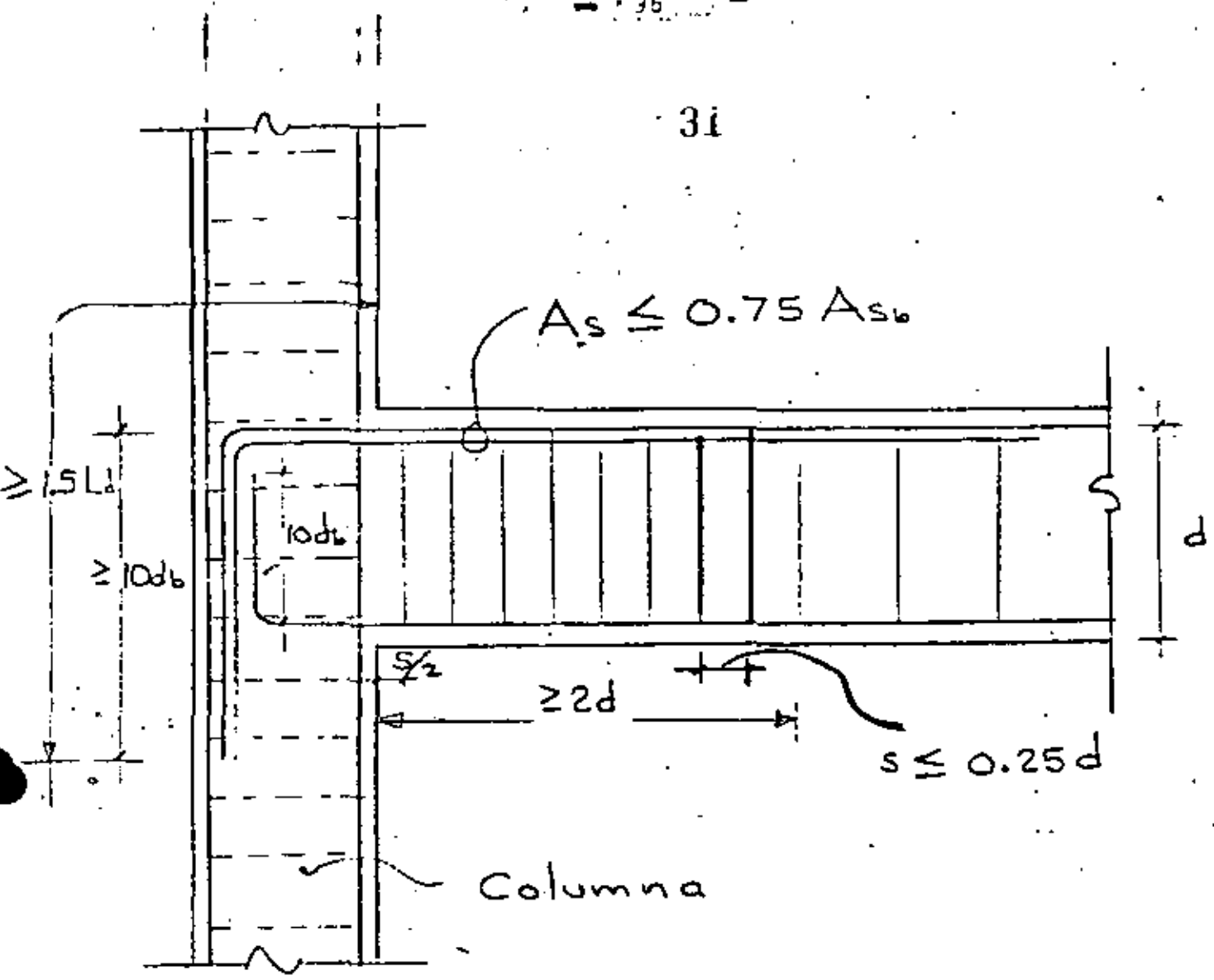
Para facilitar el cálculo los tramos de cálculo del diagrama simplificado se escogieron de manera que sus límites coincidieran con los puntos medios de entreepis.



UNION VIGA — COLUMNA



ANCLAJES DE COLUMNAS



REQUISITOS PARA UNA ARTICULACION PLASTICA

**RECOMENDACIONES
PARA EDIFICIOS
EN ZONAS SISMICAS**

1) Simetrías

2) Plantas "cortas"

3) Muros de cortante

4) Contraventeos

5) Peralte de vigas en marcos

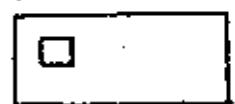
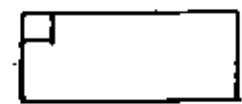
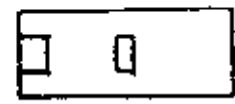
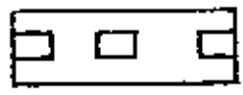
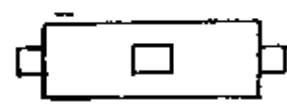
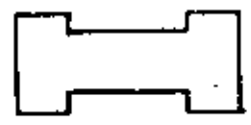
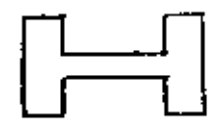
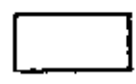
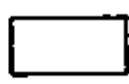
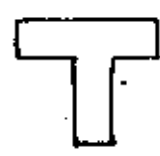
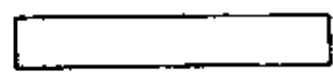
6) Colindancias

VISTAS EN PLANTA

RECOMENDABLE

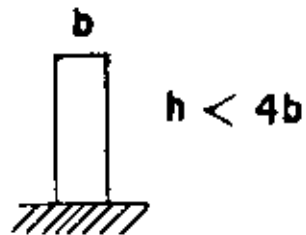
NO RECOMENDABLE

33

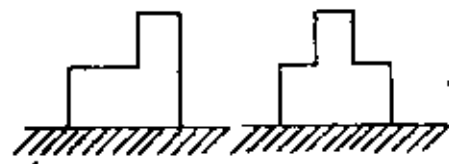
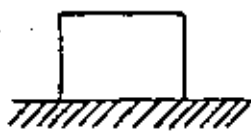
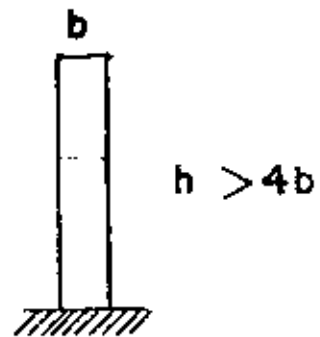


RECOMENDACIONES PARA EDIFICIOS EN ZONAS SISMICAS

RECOMENDABLE

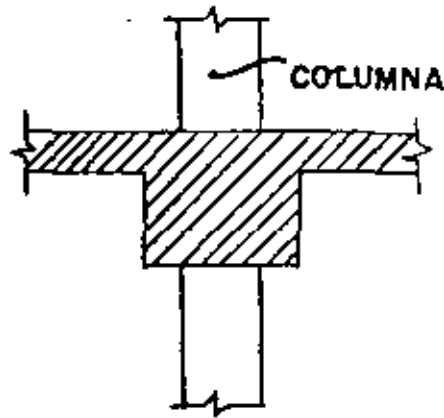


NO RECOMENDABLE

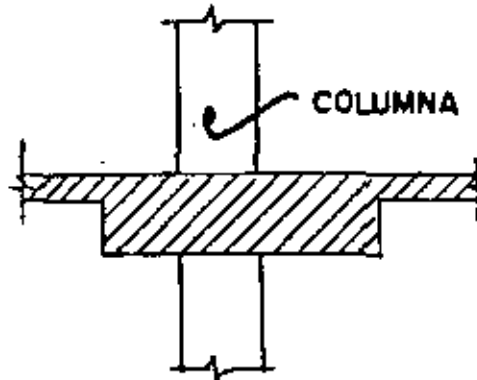


ELEVACIONES

RECOMENDACIONES PARA EDIFICIOS
EN ZONAS SISMICAS



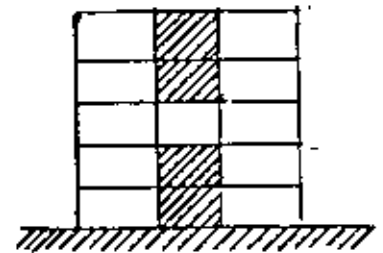
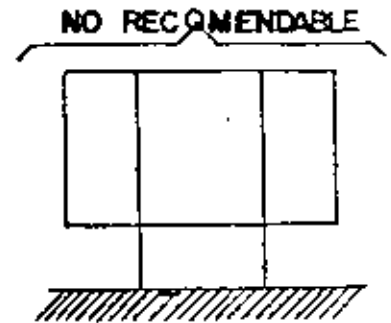
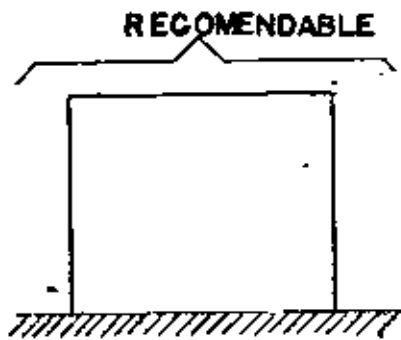
RECOMENDABLE



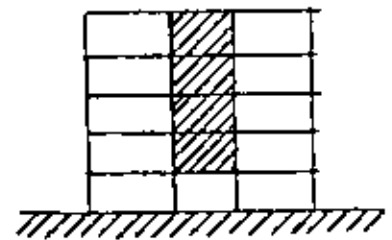
NO RECOMENDABLE

RECOMENDACIONES PARA EDIFICIOS

EN ZONAS SISMICAS



 MUROS DE CORTANTE



RECOMENDACIONES PARA EDIFICIOS
EN ZONAS SISMICAS



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

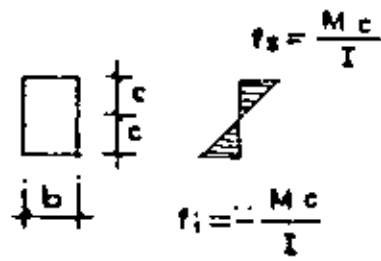
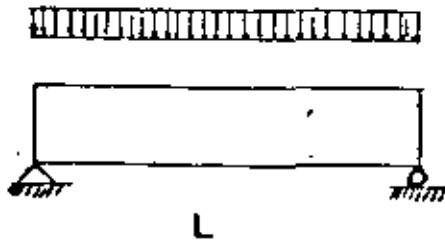
CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE EDIFICIOS

**EN COLABORACION CON LA UNIVERSIDAD DE COLIMA
LOS DIAS 5, 6 Y 7 DE OCTUBRE DE 1983**

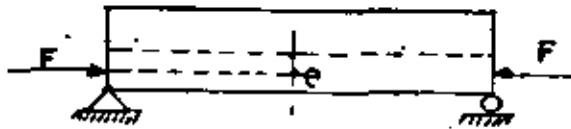
**ESTRUCTURACIONES DE EDIFICIOS DE
CONCRETO PRESFORZADO**

**M. EN I. JOSE LUIS CAMBA
OCTUBRE, 1983**

1

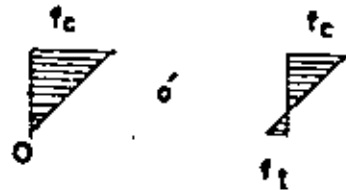


+



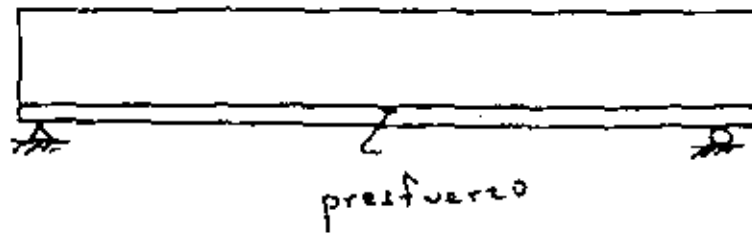
Esfuerzo de flexión debido al presfuerzo

=

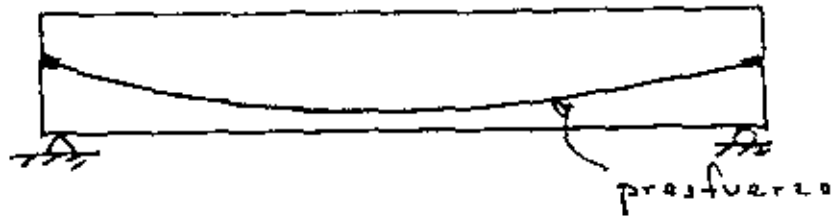


Esfuerzos de flexión resultantes

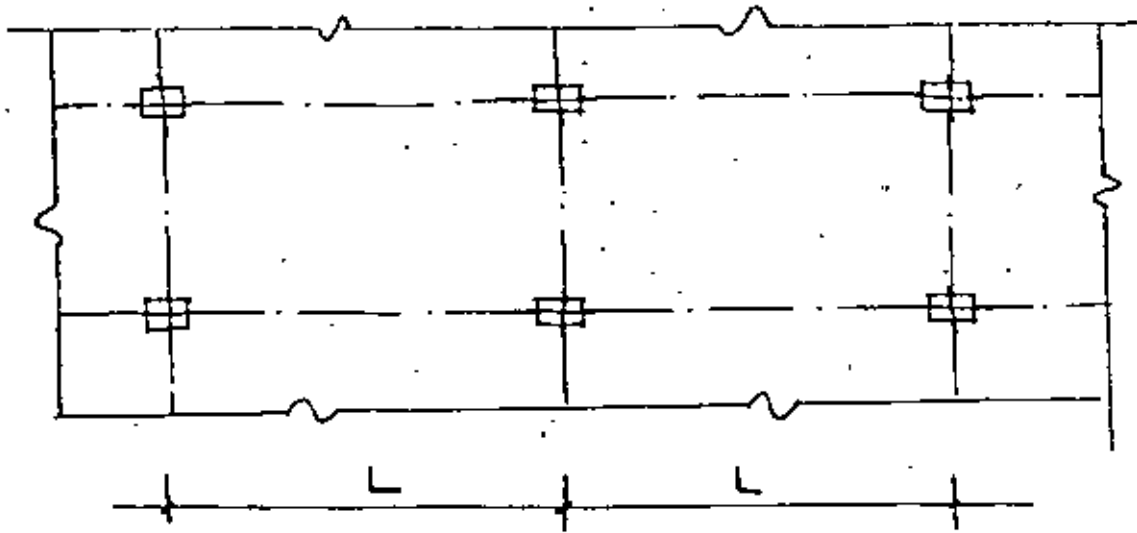
ILUSTRACIÓN DEL PRINCIPIO DE PRESFUERZO



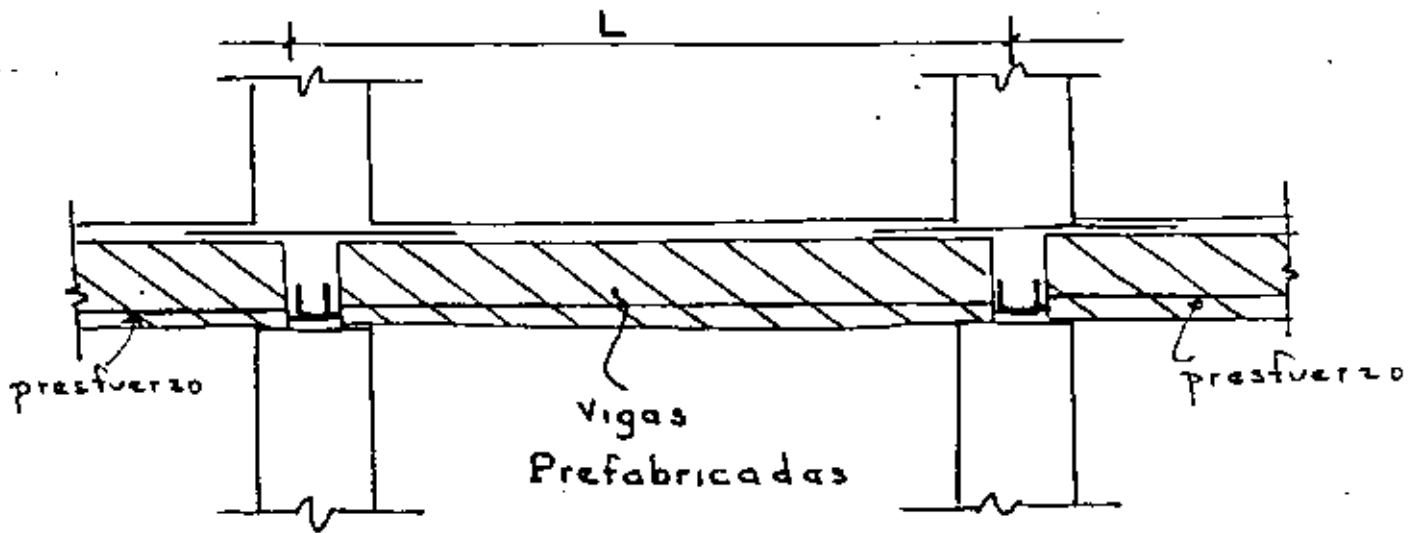
a) Viga pretensada
(Se tensa antes de colar el concreto)



b) Viga postensada
(Se cura antes de tensar)

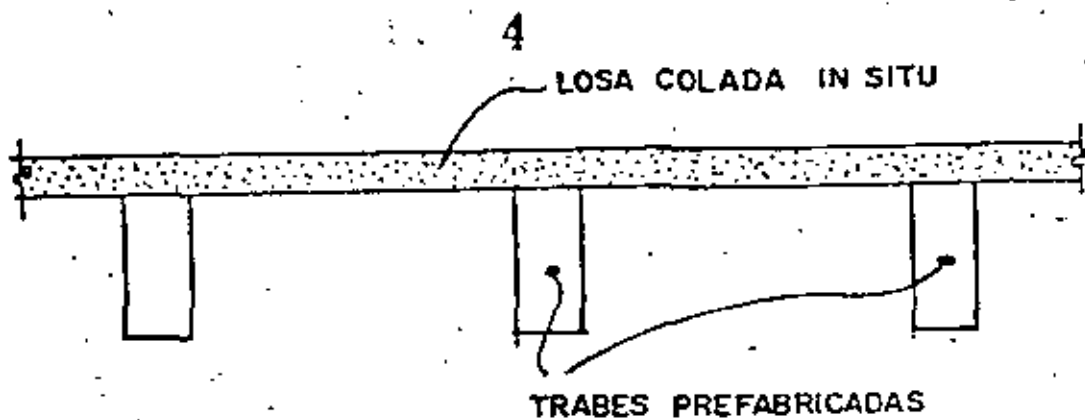


PLANTA

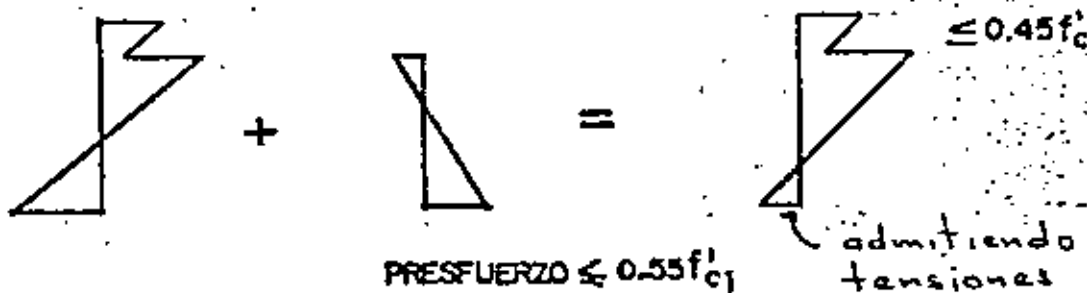
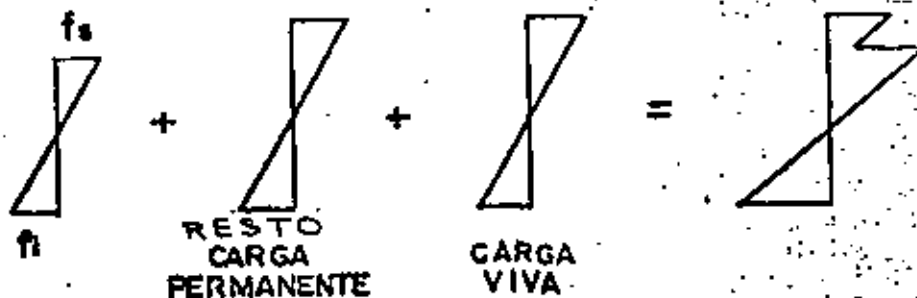
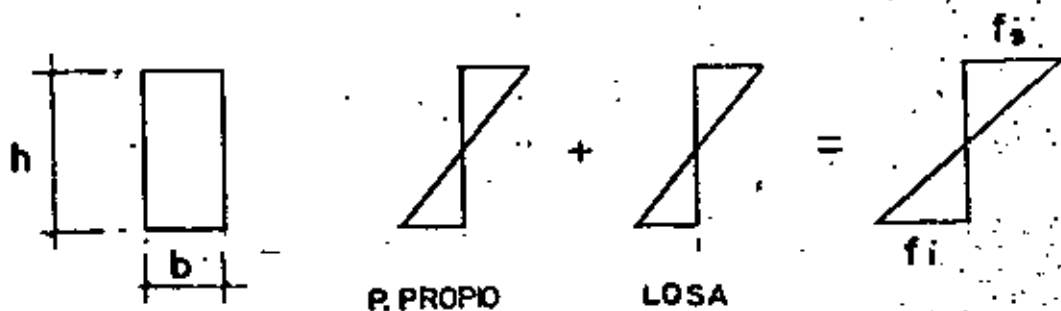


ELEVACION

ESTRUCTURACION PRETENSADA

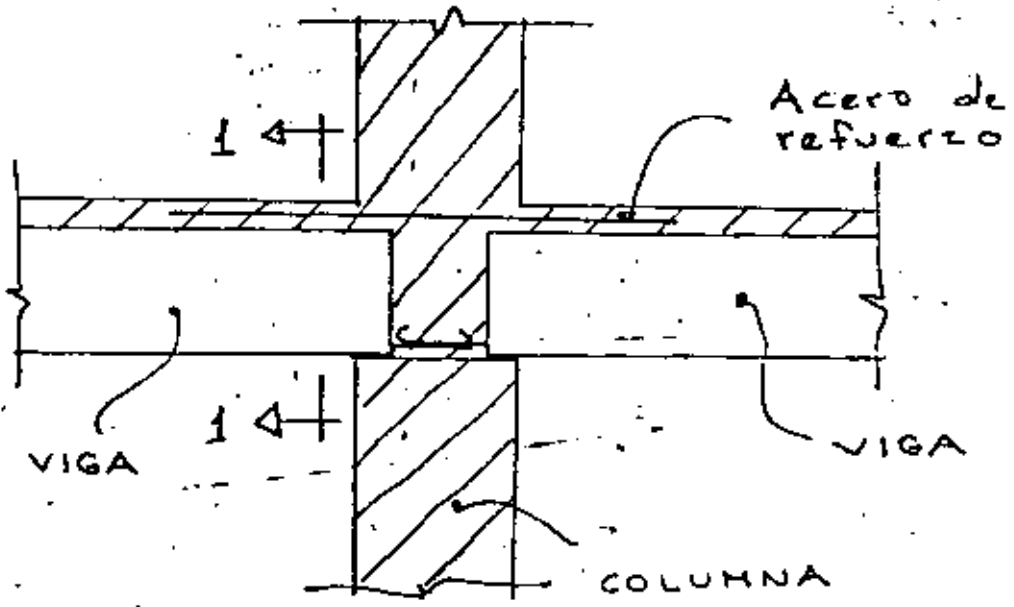


DIAGRAMAS DE ESFUERZOS PARA DISEÑO
(no son válidas cronológicamente)

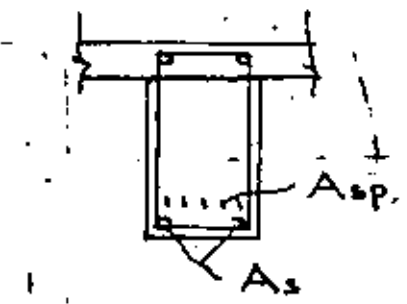


SECCIONES COMPUESTAS

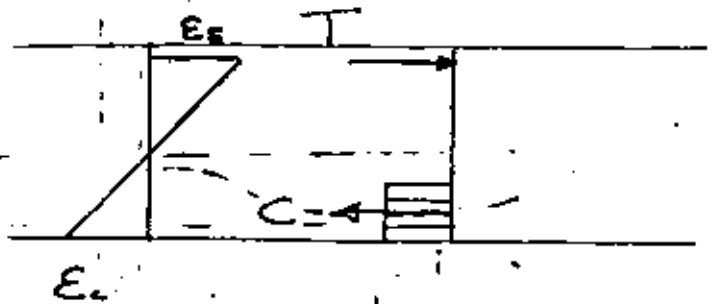
5



ELEVACION



SECCION TRANSVERSAL



CORTE 1-1

7.- DISEÑO DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA.

Dada la importancia del tipo de estructuraciones con sistemas de piso de concreto reforzado apoyados en muros de tabique o ladrillo, tanto en casas habitación como en edificios de 4 a 5 niveles, es necesario tener un mínimo de requisitos para el buen comportamiento de estas estructuras, principalmente en caso de acciones sísmicas, debido a que en general, son las estructuras que mas se dañan durante un sismo, de acuerdo a la cuantificación de pérdidas de vidas humanas y daños en este tipo de estructuraciones, llegando a ser en numerosos casos, el colapso de las mismas.

A continuación se indican las recomendaciones mas importantes.

1) El sistema de piso deberá solucionarse de tal forma que trabaje como diafragma horizontal, capaz de transmitir las fuerzas sísmicas a los muros o elementos verticales.

2) Tener un mínimo de elementos resistentes a fuerzas horizontales, en ambas direcciones, que proporcionen una seguridad adecuada.

3) Que todos los muros estén debidamente enmarcados con dalas y castillos para que cumplan con los requisitos de ductilidad.

Estas recomendaciones son adicionales a la estructuración adecuada para el diseño por cargas gravitacionales.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en la parte dedicada a mampostería, a través de la Normas Técnicas Complementarias, cuyo título es "Diseño y Construcción de estructuras de mampostería", presenta los requisitos para materiales de mampostería artificiales y naturales, así como los métodos simplificado y detallado de diseño.

La resistencia nominal a compresión de la mampostería, f_m , el R.D.F. presenta unas tablas para calcularla tomando en cuenta el coeficiente de variación y la corrección por esbeltez.

En el caso del esfuerzo cortante nominal de la mampostería, presenta también una tabla de valores numéricos en función del tipo de mortero y tipos de tabique.

Las resistencias de muros a cargas verticales se afectan por factores de reducción de resistencia, F_R , generalmente igual a 0.6 y por factores de reducción por esbeltez y excentricidad F_E .

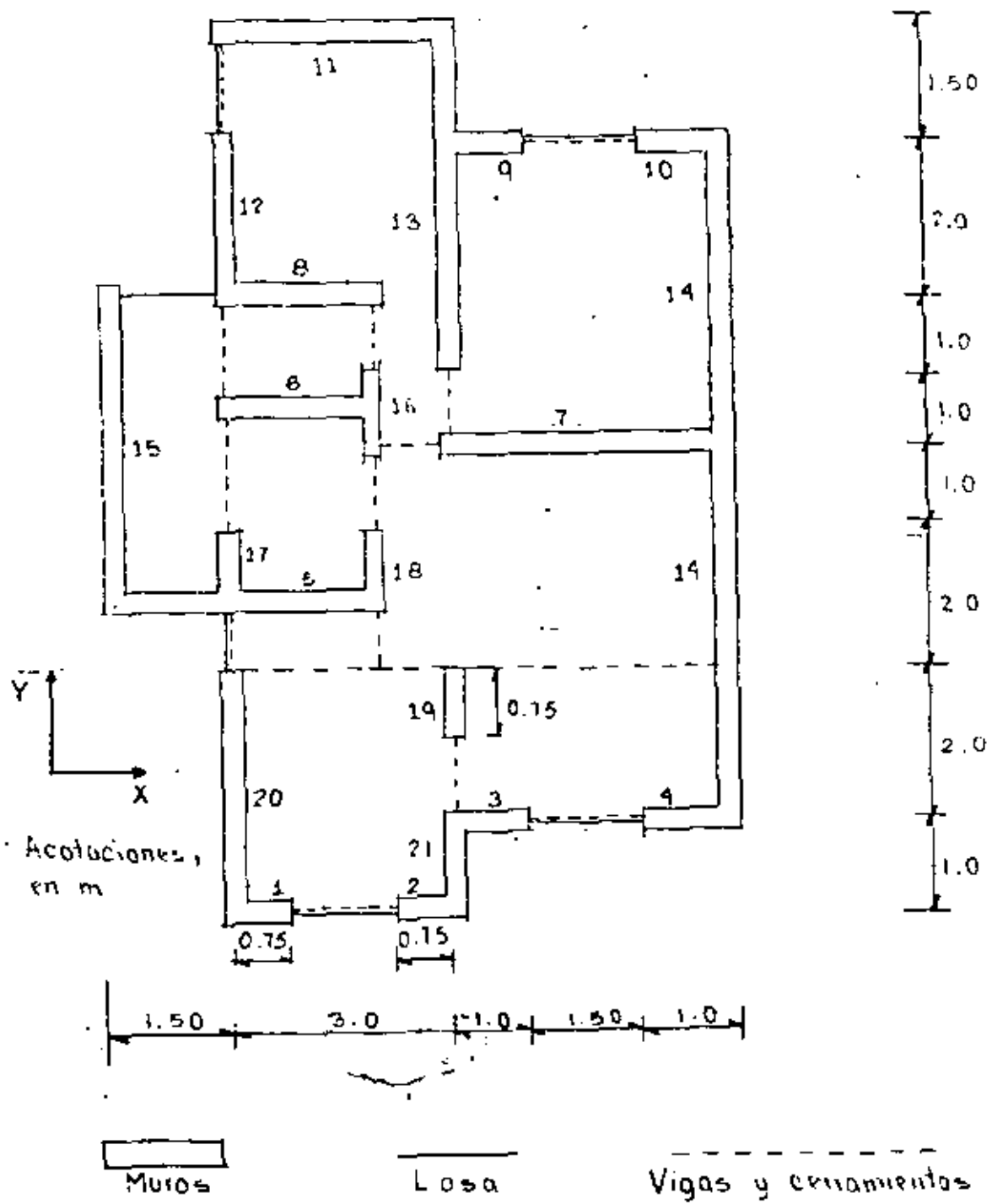
En el ejemplo siguiente se muestra la forma de diseñar una construcción de mampostería por el método simplificado.

DISEÑO DE MUROS DE CARGA PARA UNA CONSTRUCCIÓN DE DOS NIVELES APLICANDO EL METODO SIMPLIFICADO (R.D.F.)

3

DATOS

Construcción para vivienda con dos niveles idénticos en planta, ubicada en zona de terreno compresible del Distrito Federal.



Area losa en cada nivel = 73.5 m²

Altura libre de entrepiso = 2.35 m

Muros de tabique rojo recocido, reforzados con varilla y
 Mortero 1:1:8 cemento:cal:arena

CARGAS

4

1 Azotea : carga muerta 350 kg/m²
 carga viva 100 kg/m² (para diseño por carga vertical);
 70 kg/m² (para diseño por sismo)

2 Primer piso : carga muerta 325 kg/m²
 carga viva 170 kg/m² (para diseño por carga vertical);
 90 kg/m² (para diseño por sismo)

Peso muros 450 kg/m

longitud total de muros en planta = 46.7 m

Carga total en muros de planta baja para diseño por cargas verticales

$$W = (350 + 100) 73.5 + (325 + 170) 73.5 + 450 \times 46.7 \times 2 = 111500 \text{ Kg}$$

Carga total en muros de planta baja para diseño por sismo

$$W_s = (350 + 70) 73.5 + (325 + 90) 73.5 + 450 \times 46.7 \times 2 = 103000 \text{ Kg}$$

PROPIEDADES DEL MATERIAL

3 $f'_m = 15 + 4 = 19 \text{ Kg/cm}^2$

4 $v = 3 \text{ Kg/cm}^2$

REVISION POR SISMO

5 Se cumplen los requisitos para el empleo del método simplificado de diseño sísmico

6 $C = 0.09$

7 $V_x = V_y = W_s \times C = 0.09 \times 103 = 9.3 \text{ ton.}$

$V_0 = 1.1 V = 10.2 \text{ ton}$

RESISTENCIA EN DIRECCION X

$$V_{RX} = F_R (0.7 v^*) A_T$$

$$A_T = t \sum L_i F_i$$

De tabla adjunta $\sum L_i F_i = 15.86 \text{ m} = 1586 \text{ cm}$

$$V_{RX} = 0.6 \times 0.7 \times 3 \times 14 \times 1586 = 28000 \text{ Kg} > 10200 \text{ Kg}; \text{ la resistencia es adecuada}$$

En dirección y la longitud de muros es mayor (22.42 m), por tanto la seguridad contra sismo será adecuada

9 REVISION POR CARGAS VERTICALES

Revisión de la resistencia total

$$W_U = 1.4 W = 1.4 \times 111.5 = 156.1 \text{ ton}$$

$$W_R = F_R F_E f_m^* A_T$$

$$10 F_E A_T = t \sum F_E L_i$$

De la tabla adjunta

$$\sum F_E L_i = 20.83 \text{ m} = 3083 \text{ cm}$$

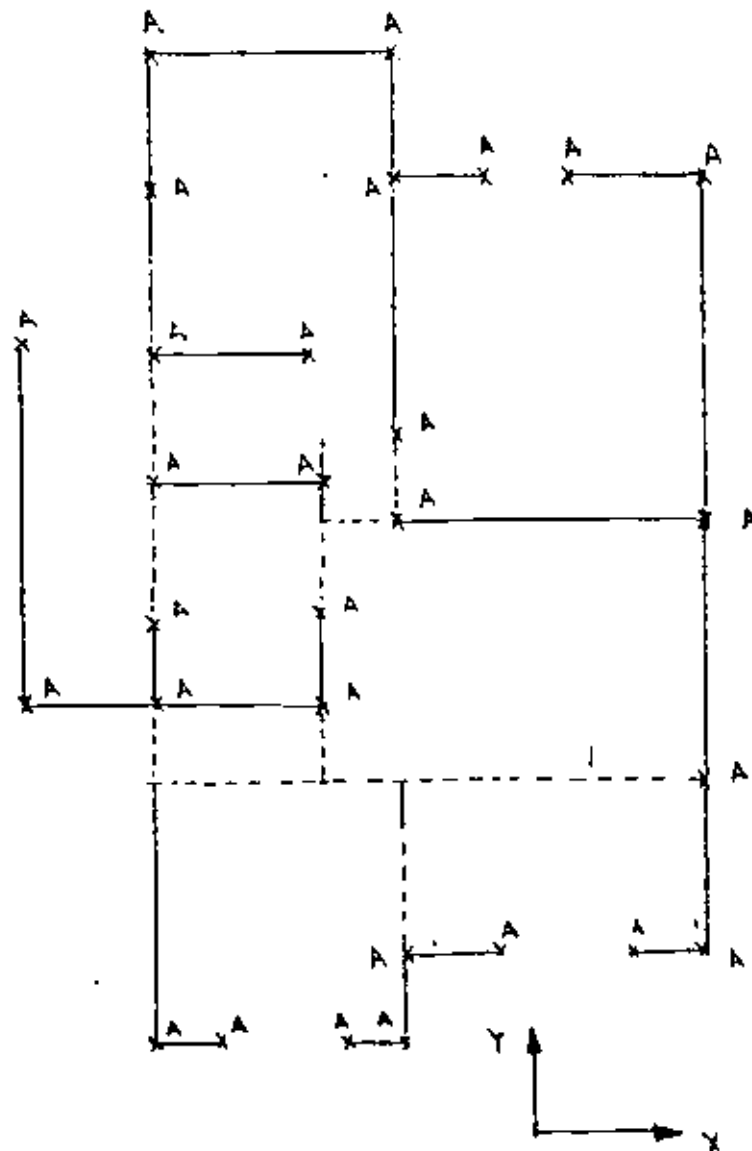
$$W_R = 0.6 \times 14 \times 14 \times 3083 = 492000 \text{ Kg} > 156000 \text{ Kg}; \text{ adecuada}$$

11 Revisión de muros individuales

Se hace en la tabla adjunta. Resulta que para el muro 19 la resistencia es insuficiente.

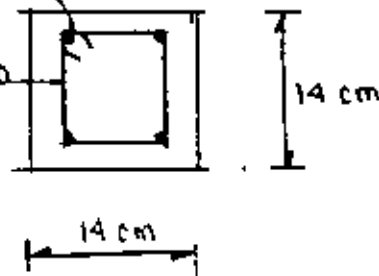
Esto puede remediarse aumentando la longitud de este muro, construyéndolo de un material más resistente en compresión o diseñando los castillos como columnas para que tomen la carga vertical actuante.

- 12 La distribución propuesta de castillos en el croquis siguiente.
No se requieren datos intermedios.

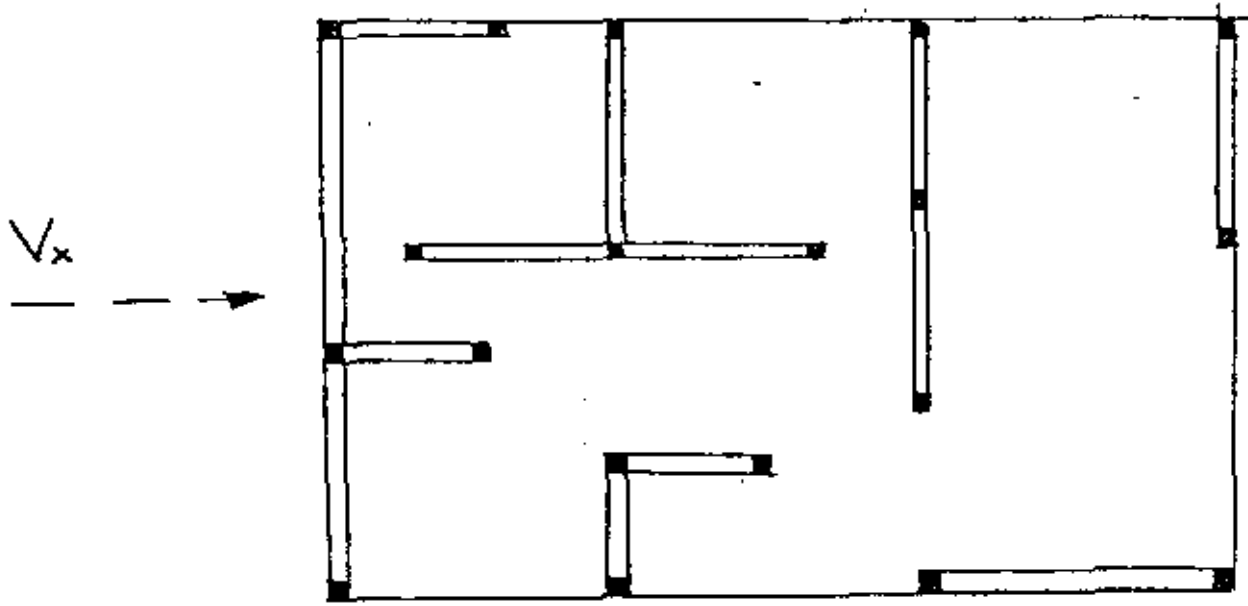


Vors # 3 fy 2530

E# 2 c/20



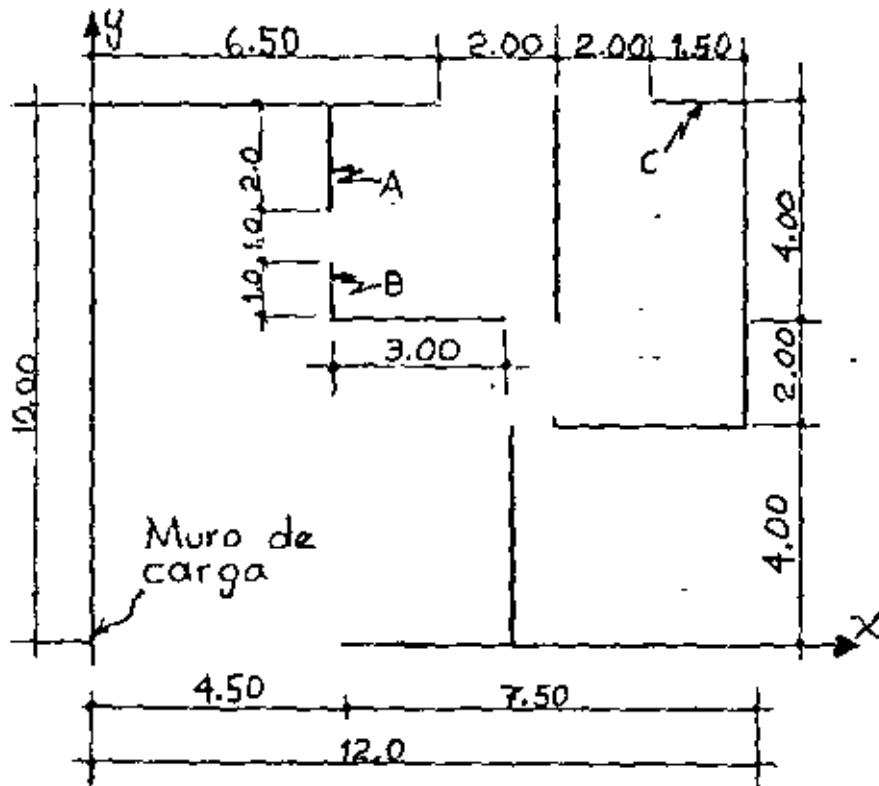
Nota: A colocación de castillos



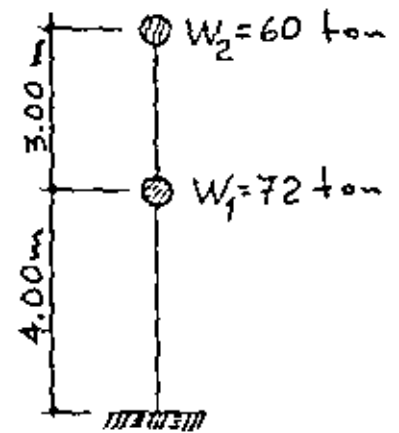
— Muros de tabique
■ Castillos

$E R_{resul. muros} > V$

ESTRUCTURACION RESIST.
A SISMO A BASE DE
MAMPOSTERIA



a) PLANTA



b) ELEVACION

— Muros de tabique (e = 14cm)

EJEMPLO ANALISIS DEL METODO SIMPLIFICADO

(A)

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} C \sum W_i$$

9

Nivel o entrepiso	W_i	h_i	$W_i h_i$	F_i	V_i
2	60	7	420	6.30	6.30
1	72	4	288	4.32	10.62
SUMAS	132		708		

Resistencia de los muros A, B y C ($L < 3.00m$)

$$f_A = 1.5 \left(1.33 \times \frac{2}{4} \right)^2 = 0.66 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_B = 1.5 \left(1.33 \times \frac{1}{4} \right)^2 = 0.17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_C = 1.5 \left(1.33 \times \frac{1.5}{4} \right)^2 = 0.37 \text{ Kg/cm}^2$$

La resistencia total en la dirección X:

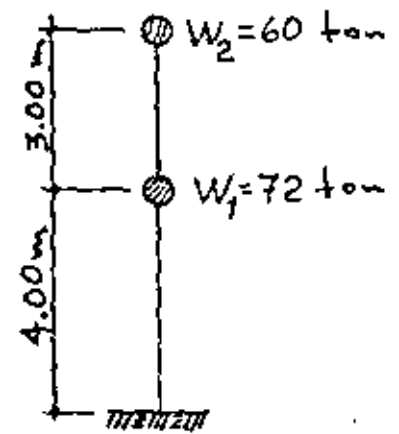
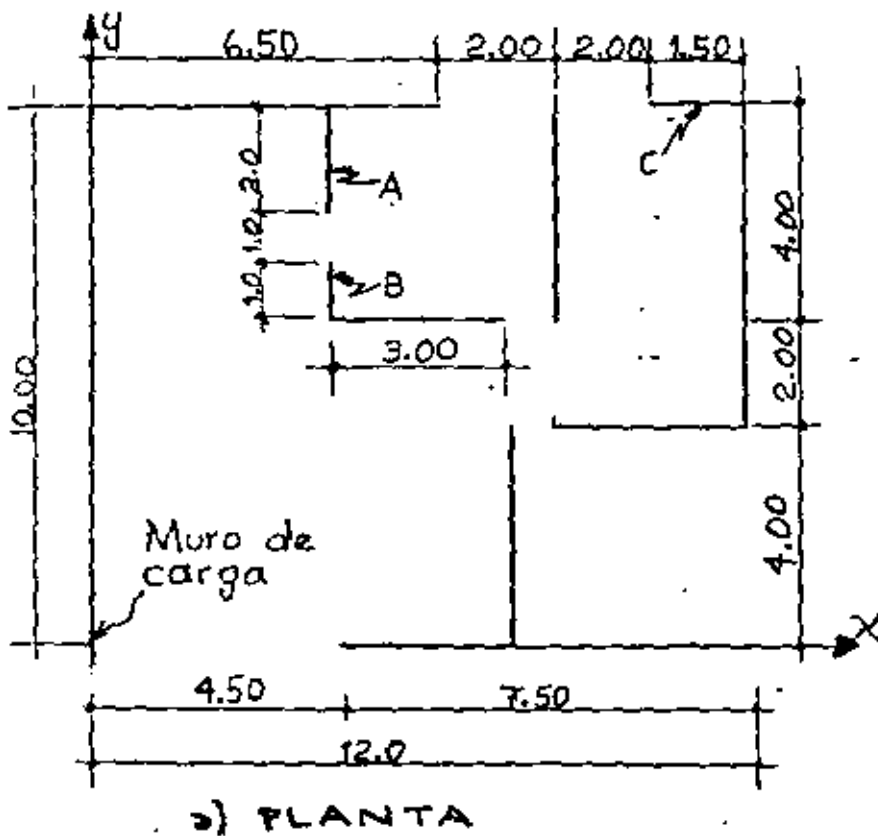
$$\frac{2050 \times 14 \times 1.5 + 150 \times 14 \times 0.37}{1000} = 43.83 \text{ ton}$$

y en la dirección Y:

$$2400 \times 14 \times 1.5 + 200 \times 14 \times 0.66 + 100 \times 14 \times 0.17 = 52.5 \text{ ton}$$

∴ En ambos casos, mayores que la fuerza actuante de 10.62 ton

EJEMPLO ANALISIS METODO SIMPLIFICADO



Muros de
fobique
($e = 14 \text{ cm}$)

EJEMPLO ANALISIS DEL METODO SIMPLIFICADO

(A)



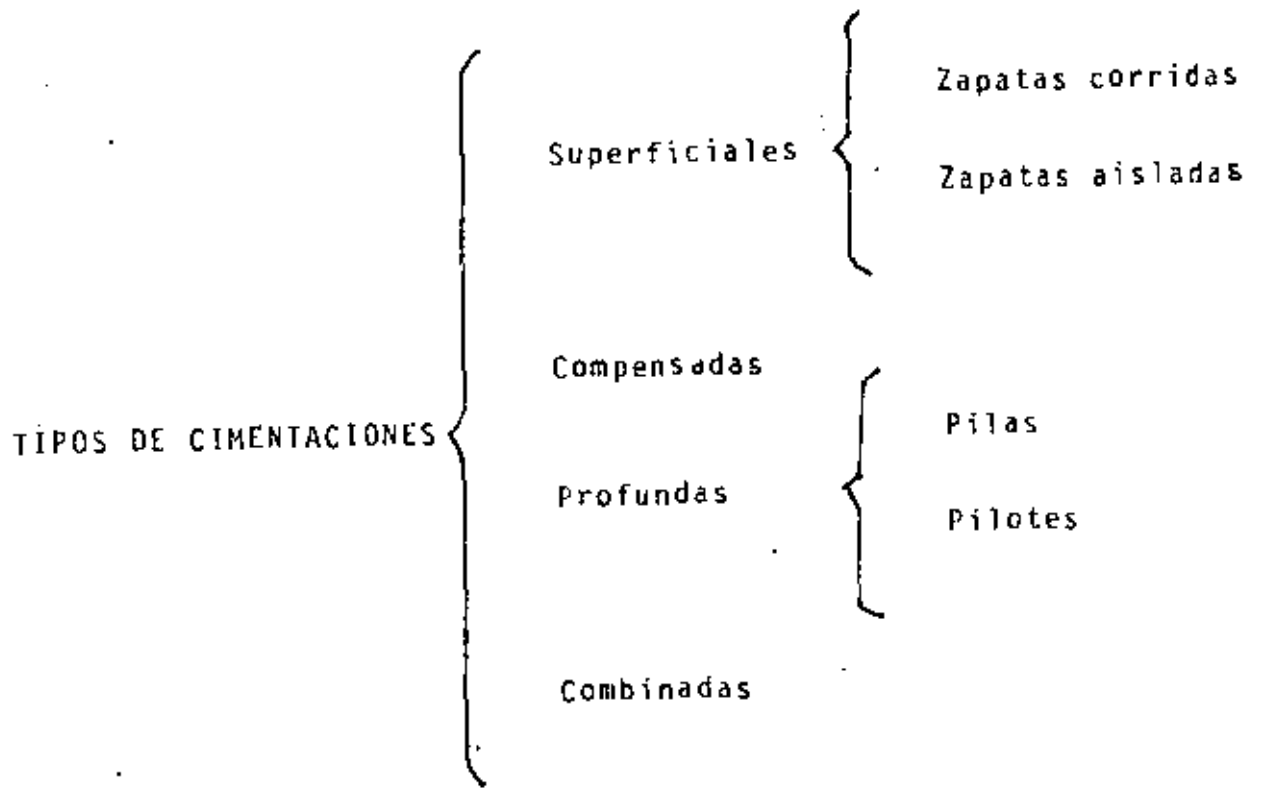
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

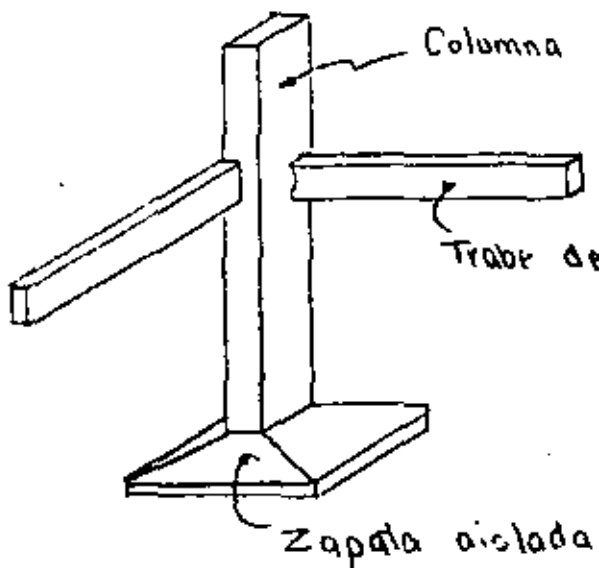
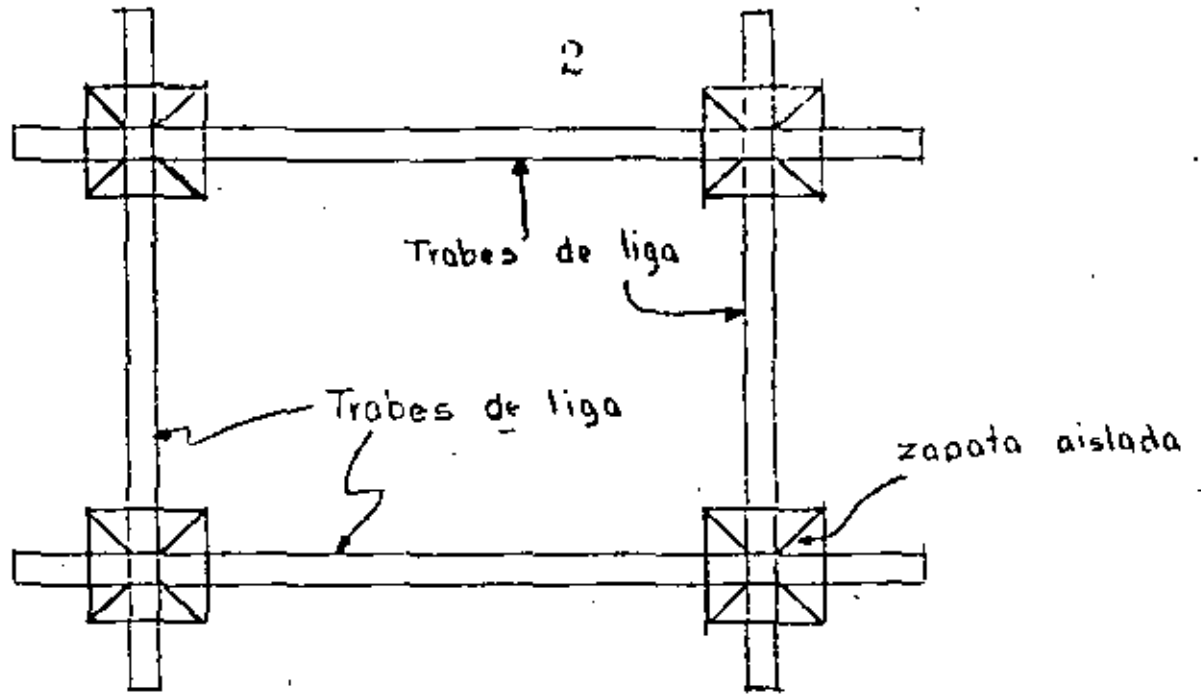
CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE EDIFICIOS

**EN COLABORACION CON LA UNIVERSIDAD DE COLIMA
LOS DIAS 5, 6 Y 7 DE OCTUBRE DE 1983**

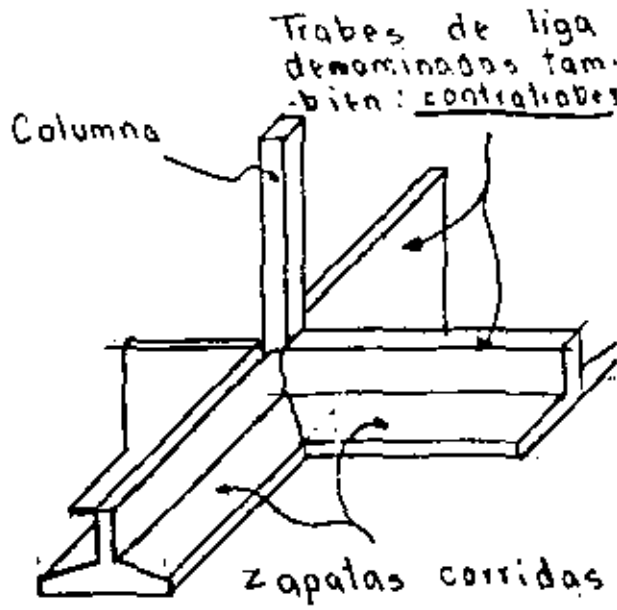
C I M E N T A C I O N E S

**M. EN I. JOSE LUIS CAMBA
OCTUBRE, 1983**





Vistas



CIMENTACIONES

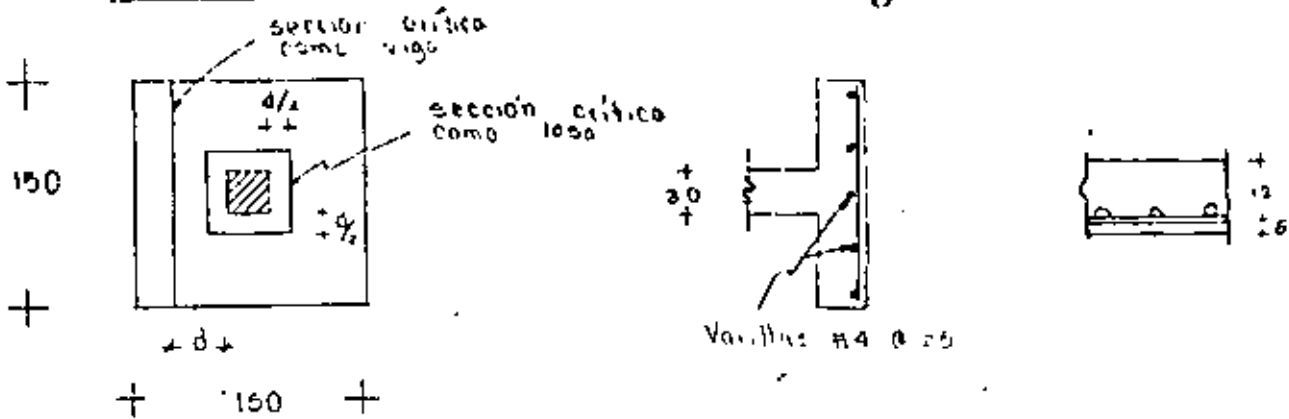
SUPERFICIALES

EJEMPLO (10)

RESISTENCIA A CORTANTE DE UNA ZAPATA PARA COLUMNA RECTANGULAR

DATOS

3



Concreto : $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

Acero : $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

ESPECIFICACIONES Y CONSTANTES

Esfuerzos inducidos (Ver ejemplo 1)

$f'c = 180 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzos nominales que resiste el concreto a cortante

como viga : $U_{CR} = 0.5 F_r \sqrt{f'c} = 5.06 \text{ Kg/cm}^2$

como losa : $U_{CR} = F_r \sqrt{f'c} = 10.12 \text{ Kg/cm}^2$

RESISTENCIA A CORTANTE

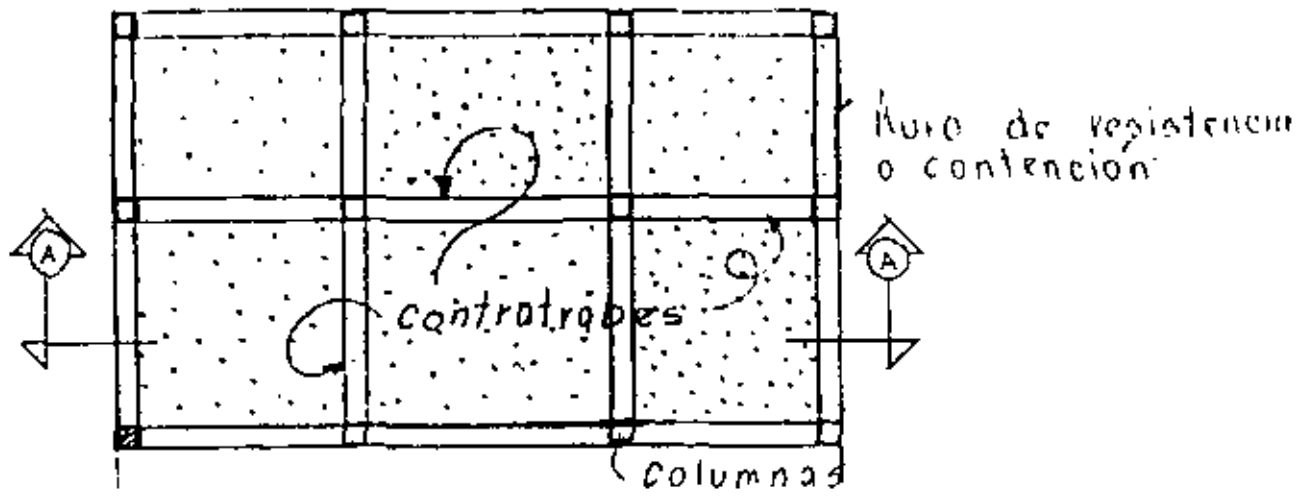
A) Como viga.

$V_{A} = U_{CR} b d = 5.06 (150)(12) = 9,108 \text{ Kg.}$

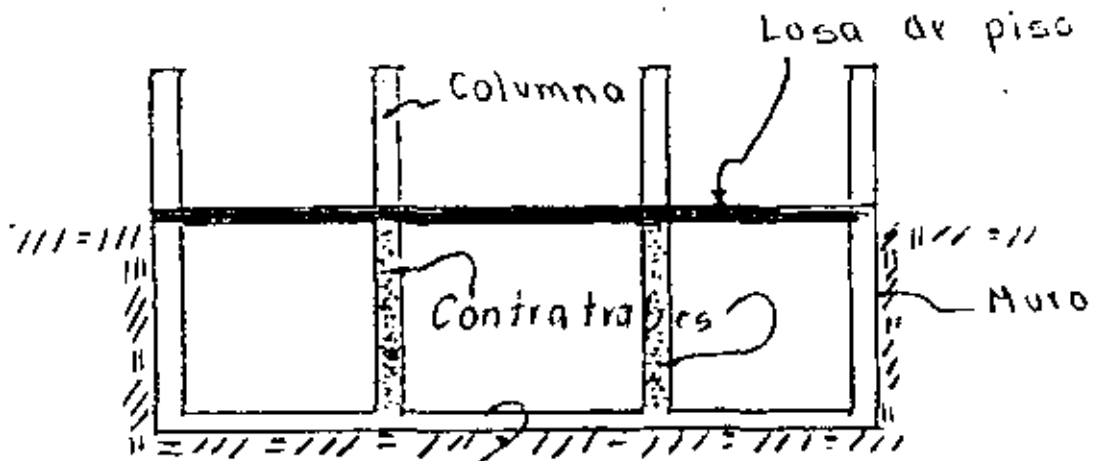
B) Como losa. $b_o = 4 (30 + 12) = 168 \text{ cm.}$

$V_{A} = U_{CR} b_o d = 10.12 (168)(12) = 20,402 \text{ Kg}$

\Rightarrow Rige la condición A

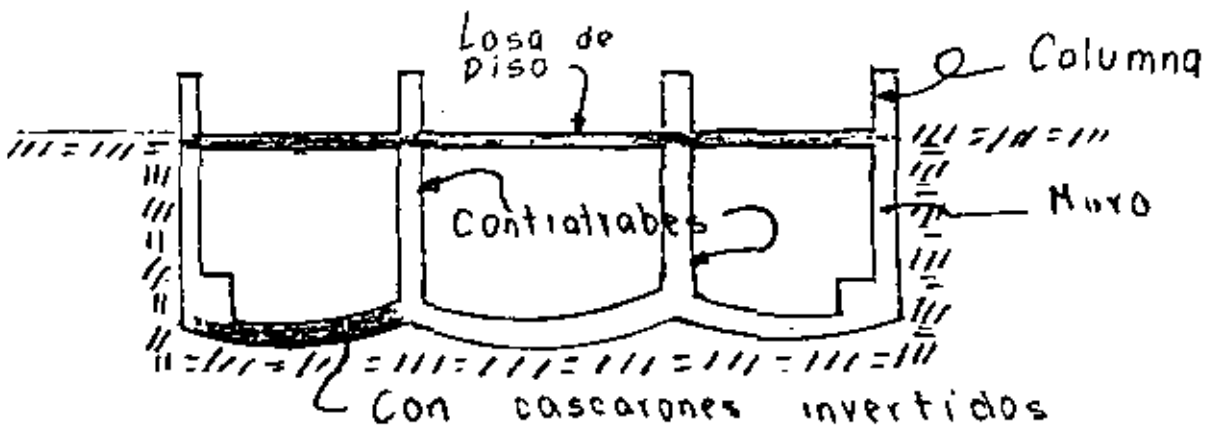


PLANTA

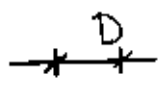
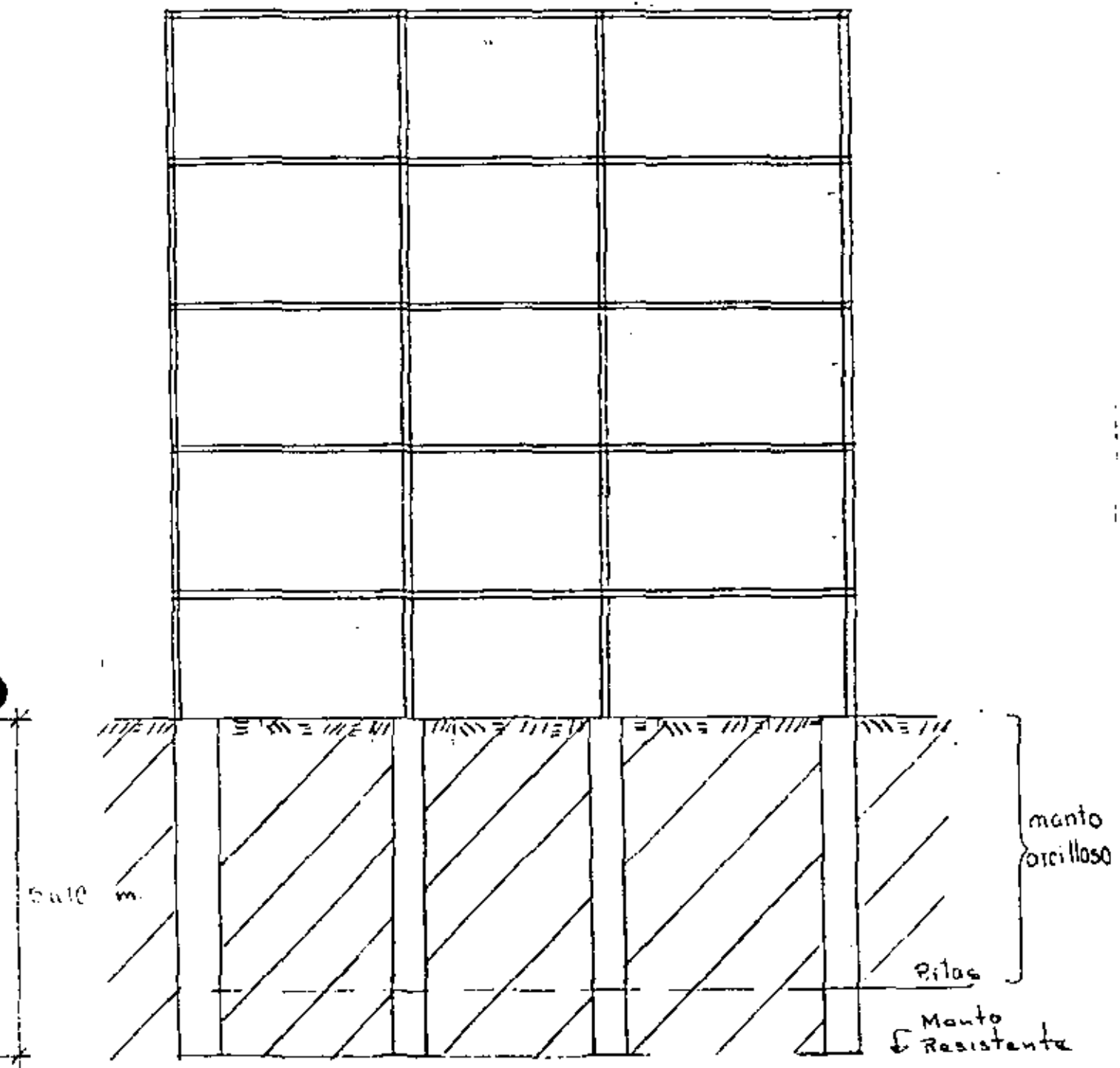


con losa plana de cimentación

Corte A-A

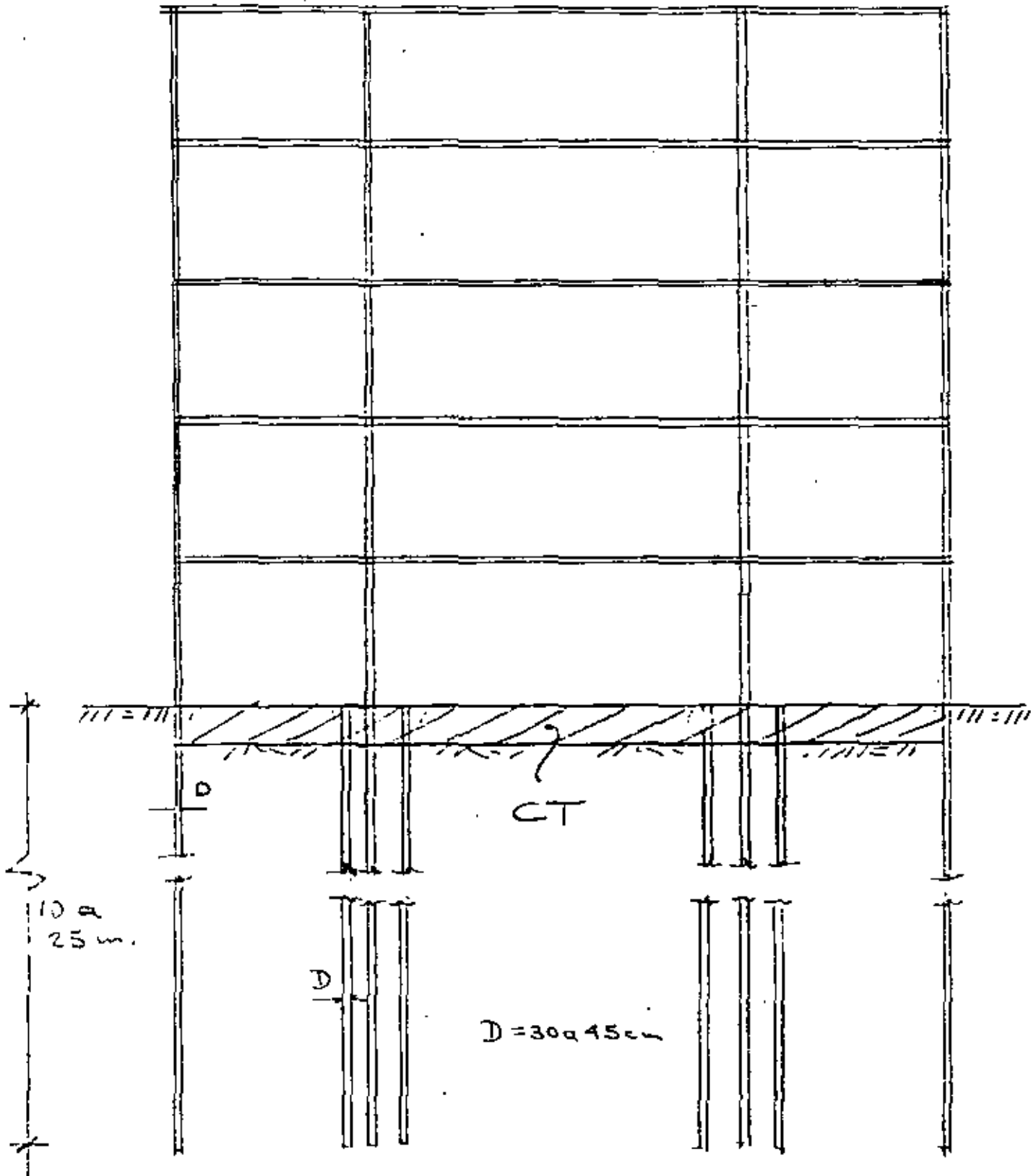


con cascarones invertidos



$D = 60 \text{ cm a } 150 \text{ cm}$

CIMENTACIONES PROFUNDAS A BASE DE PILAS



CIMENTACIONES PROFUNDAS A BASE DE PILOTES



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

**CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE EDIFICIOS
EN COLABORACION CON LA UNIVERSIDAD DE COLIMA
LOS DIAS 5, 6 Y 7 DE OCTUBRE DE 1983**

**PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS
(PREFABRICADOS O COLADOS EN EL LUGAR)**

**M. EN I. JOSE LUIS CAMBA
OCTUBRE, 1983**

**ALTERNATIVAS
DE CONSTRUCCION
DE EDIFICIOS DE
CONCRETO**

- a) Colado en el lugar**
- b) Prefabricación parcial**
- c) Prefabricación total**

VENTAJAS DE LA PREFABRICACION DE EDIFICIOS DE CONCRETO
(importancia del presfuerzo)

- a) Economía parcial o total de cimbra
- b) Múltiple uso de moldes
- c) Economía de mano de obra
- d) Optimización de secciones
- e) Control de calidad
- f) Economía en el tiempo de construcción

DESVENTAJAS DE LA PREFABRICACION

- a) Importantes inversiones de equipo
- b) Dificultad en el diseño de juntas
- c) Pérdida de monolitismo

PRÉFABRICACION

Requisitos para prefabricar

Tipos de prefabricación

Ventajas y Desventajas de la prefabricación

PREFABRICACION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

INTRODUCCION.

La prefabricación es un sistema constructivo que consiste en formar una estructura con base en piezas construidas en plantas especiales, o en el lugar de la obra, siendo luego transportadas o levantadas hasta ocupar su posición definitiva.

Los elementos prefabricados pueden ser de concreto reforzado ordinario o de concreto presforzado, siendo este último un factor muy importante en el desarrollo de la prefabricación.

El impulso de la prefabricación se inició después de la Primera Guerra Mundial, debido, principalmente al tiempo de ejecución, la escasez de mano de obra y la falta de madera. En Alemania Democrática se fabricaron 312,00 m³ de elementos prefabricados y 8,400,00 m³ en 1980.

En la Unión Soviética se fabricaron tres millones de metros cúbicos de estructuras prefabricadas en 1954 y en 1970 la producción aumento a 68 millones de metros cúbicos.

En los Estados Unidos de América, la producción de elementos prefabricados fué de 30 millones de m³ en 1978.

TIPOS DE PREFABRICACION

a) En plantas especiales de prefabricación.

En este tipo de plantas el trabajo se realiza en locales cubiertos que permiten protección del tiempo y temperaturas exteriores. Entre las ventajas de las plantas de prefabricación se cuenta el grado de mecanización y automatización, así como el control de calidad de los materiales empleados en la elaboración de los elementos estructurales, las cuales permiten obtener mejor calidad. Un inconveniente importante de las plantas de prefabricación es el transporte de los elementos prefabricados al lugar de la obra, ya que el costo del transporte es del orden de 10 a 15% del costo total y además el tamaño de las piezas debe estar limitado dentro de ciertos límites, aumentando con esto el número de juntas en las estructuras. En general se puede decir que en una planta de prefabricación, el radio máximo de acción debe estar limitado a un valor del orden de 100 km, para que sea costeable el valor del transporte. Un aspecto que debe considerarse además es que el número de trabajadores en la planta es fijo, permitiendo en esta forma una mejor organización.

b) En el lugar de la obra.

Los elementos prefabricados se producen generalmente al aire libre. No es posible lograr el grado de mecanización, ni el control de calidad de los materiales de las plantas especiales de prefabricación, lo cual implica que los elementos prefabricados sean por lo tanto de menor calidad. Sin embargo, una gran ventaja que tiene la prefabricación en el lugar de la obra es que evita el transporte de las piezas a grandes distancias, pudiendo ser mayores las dimensiones de los elementos prefabricados ya que deberá tomarse en cuenta, el montaje sin tener que preocuparse por el transporte.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA PREFABRICACION.

Las ventajas de la prefabricación sobre la construcción colada in situ, son las siguientes:

a) Economía parcial o total en cimbra y obra falsa.

El ahorro será mas importante cuando los claros y las alturas de la estructura sean mayores, debido a que el costo de la cimbra y mano de obra son del orden de la tercera parte del costo total de una estructura colada in situ.

b) Múltiple uso de moldes.

Los moldes utilizados pueden concebirse para un número de veces mayor que los usuales en concreto tradicional, por lo que resulta económico emplear moldes de materiales muy resistentes y de larga duración como el acero o el propio concreto, ya que los moldes de acero, por

ejemplo, pueden servir para varios miles de veces de uso.

c) Economía de mano de obra.

Debido al alto grado de mecanización requerido por la prefabricación, existe un ahorro importante en la mano de obra. En las plantas cubiertas, se eliminan las interrupciones de trabajo debidas al mal tiempo. Los obreros especializados que laboran en este tipo de plantas, tienen un mayor rendimiento debido a la mejor organización en el trabajo.

d) Optimización de secciones y control de calidad.

Las secciones transversales de los elementos prefabricados pueden ser mas eficientes bajo el punto de vista de la Mecánica de Materiales, debido a que el costo de moldes complicados que se requieren para ello, es poco significativo, cuando el número de veces que se emplearán los moldes sea importante. Además, la existencia de un buen control de calidad mejora la precisión en el dimensionamiento de piezas y al mismo tiempo disminuye el riesgo de variaciones excesivas en las características de los materiales utilizados, logrando una disminución en la reducción de los factores de seguridad considerados el diseño, lo cual se traduce en una economía de los materiales y por consiguiente una disminución de los pesos propios de la estructura.

e) Economía en el tiempo de construcción.

El tiempo que requiere el montaje de elementos prefabricados en una estructura, cuando se dispone de un buen equipo es relativamente muy corto y además, dada la limpieza que caracteriza la prefabricación permite la

posibilidad de hacer simultáneas las diferentes etapas de la construcción, como serían los trabajos de carpintería, herrería y acabados de techos, pisos, plomería e instalaciones eléctricas, que no podrían realizarse en las estructuras de concreto colado en el lugar hasta no haber suprimido la cimbra requerida durante el fraguado del concreto y limpiado los escombros y desechos derivados de la misma. El tiempo de construcción puede reducirse considerablemente, ya que en forma análoga a las estructuras de acero, el tiempo de ejecución en la obra será el destinado a las conexiones de los elementos prefabricados y a los trabajos de acabado. Por ejemplo la producción y montaje de la estructura de un edificio grado, exige aproximadamente una tercera parte menos de horas de trabajos que la construcción del mismo con concreto colado en el lugar. Otro aspecto importante en la reducción del tiempo de ejecución, es que se puede disponer mas pronto de la obra terminada, lográndose de esta manera un mayor aprovechamiento de las inversiones.

f) Se necesitan menos juntas de dilatación y se eliminan las juntas de colado.

En estructuras con conexiones no continuas, se reducen los efectos de la contracción y de los cambios de temperatura y no es necesario prever juntas de dilatación ya que las mismas conexiones hacen las veces de ellas. Por ejemplo, se han llegado a construir estructuras prefabricadas de una longitud de 100 m. sin juntas de dilatación, no apreciándose daños.

Además en las piezas prefabricadas ya se efectuó una parte importante de la contracción del concreto y por lo tanto los efectos de temperatura son menores. Se eliminan las juntas de colado que siempre son regiones críticas en las estructuras coladas in situ y que muy pocas veces el proyectista de estructuras considera en el diseño.

Las desventajas que se oponen a las ventajas mencionadas, son las siguientes:

a) Importantes inversiones en equipo,

El concreto es un material pesado y la elevación y colocación de elementos prefabricados requiere de maquinaria costosa. Los costos respectivos no pueden amortizarse hasta que pasen varios años de utilización.

El transporte de piezas prefabricadas en plantas es también costoso, necesitando equipos especiales de carga y descarga. El transporte de las máquinas a la obra, su montaje, etc., sólo es rentable si se trata por ejemplo de grandes edificios y si el número de elementos prefabricados es elevado. En Hungría, por ejemplo, exigen un mínimo de 2000 piezas por pedido, para que sea económicamente aceptable la operación.

b) Dificultad en el diseño de juntas y conexiones.

El proyecto de estructuras prefabricadas exige un trabajo adicional con relación a las coladas en el lugar, ya que el diseño de juntas y conexiones es un problema muy delicado, cuando se desea tener estructuras continuas, siendo este problema mas grave cuando la obra se ubi-

cará en zonas sísmicas.

Además el análisis y diseño estructural de una estructura prefabricada, requiere considerar diferentes etapas, ya que el elemento puede estar sujeto a condiciones de carga y apoyo muy diferentes durante su transporte y montaje a las que estará sometido en su posición definitiva.

Lo anterior implica un estudio detallado del procedimiento constructivo y de la secuela de montaje.

c) Escasez de rigidez estructural.

La principal ventaja de las estructuras coladas in situ es que son monolíticas y están rigidamente unidas. En estructuras prefabricadas, la conexión a base de traveses y columnas presenta el problema de lograr una rigidez adecuada debido a la falta de monolitismo. Este problema exige una mayor habilidad del proyectista y un especial cuidado en el estudio para su solución.

Libros y documentos consultados para la elaboración de las presentes notas:

- 1.- Downrick, D.J. "Earthquake resistant Design" John Wiley and Sons, New York 1977
- 2.- White, Gegerly y Sexsmith "Structural Engineering" Volumen 2, John Wiley and Sons, New York 1972
- 3.- González Cuevas, Fco. Robles, Juan Casillas y Roger Díaz "Aspectos fundamentales del concreto reforzado" LIMUSA, México, 1974
- 4.- Robles, Fco. "Diseño Estructural", División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco., México 1981
- 5.- Camba J.L. "Apuntes del curso de concreto presforzado", DEPEI, Ciudad Universitaria y Apuntes curso de "Diseño Sísmico de Edificios" Popayán Colombia
- 6.- Apuntes de "Mecánica de Materiales", Facultad de Ingeniería, UNAM
- 7.- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal