



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales
Aragón

APLICACION DEL REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DEL D. F. EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE CONCRETO REFORZADO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

Pedro Hernández Vega

1982



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

CW 62
Sist 29454

INSTITUTIONAL DE CONTROL DE LA
CONSTRUCCION DE LA CIUDAD DE
MEXICO DEL DEPARTAMENTO DE LAS

1-2-3-4-5-6-7-8-9-10-11-12

INGENIERO CIVIL
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

PEDRO HERNANDEZ VEGA
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 24 de agosto del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. JUAN ANTONIO GOMEZ VELAZQUEZ pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " APLICACION DEL REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DEL D.F. EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE CONCRETO REFORZADO ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., agosto 25 de 1981.
EL DIRECTOR

LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería.
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.
Director de Tesis.

" APLICACION DEL REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DEL
D.F. EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE CONCRETO REFORZADO "

I N D I C E

INTRODUCCION

CAPITULO I	CRITERIOS DE DISEÑO	
	Conceptos generales 1
	Metodos de Diseño 2
CAPITULO II	DISEÑO DE COLUMNAS	
	Efectos de esbeltez 8
	Flexocompresión biaxial 14
	Combinaciones de carga 17
	Ejemplos 24
CAPITULO III	LOSAS PLANAS	
	Conceptos generales 46
	Análisis 47
	Diseño 49
	Ejemplo 55
CAPITULO IV	REVISION DE CAPITELES	
	Conceptos generales 64
	Esfuerzo cortante 65
	Expresiones generales 67
	Ejemplo 73
CAPITULO V	DISEÑO DE ZAPATAS	
	Tipo de zapatas 77
	Zapatas aisladas 82
	Zapatas continuas, 92
	Ejemplo 97
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 103
	BIBLIOGRAFIA	

I N T R O D U C C I O N

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, entró en vigor a partir del día 15 de diciembre de 1976 . Desde entonces se han realizado diversidad de trabajos, particularmente de diseño estructural con el fin de comparar los resultados con el anterior reglamento y hacer notar -- las diferencias.

Una de las diferencias entre ambos Reglamentos se encuentran en el criterio de diseño aplicable a un sistema estructural, pues mientras que anterior-- mente se diseñaba con Método Elástico ahora se ha generalizado el uso de el Método Plástico.

En el CAPITULO I de este trabajo se hace una ex - plicación más amplia acerca de cada uno de estos métodos de diseño, así como sus coeficientes y parametros para su correcta aplicación. En los ejemplos de diseño que se dan en los siguientes capítulos, se aplicó el Método Plástico por ser éste el que recomienda el Reglamento.

En general las normas que se refieren al diseño - estructural se encuentran en el TITULO IV⁺ (Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructu - ras) y en él se encuentran todos los requisitos que deberán aplicarse a cualquier material y sis-

⁺Del Reglamento de Construcciones para el Distrito - Federal.

tema estructural, los cuales al cumplirse se estará en condiciones de dar un rango de seguridad y servicio adecuado para el correcto funcionamiento de la estructura.

El objetivo principal de este trabajo es conocer - la aplicación de estas Normas, particularmente para estructuras de concreto reforzado, y además tener una idea más clara de lo que es el diseño estructural.

Con esta finalidad se han desarrollado algunos - ejemplos prácticos y se presentan en el siguiente orden :

El CAPITULO II trata del diseño de columnas - y de los elementos requeridos para su diseño, - al finalizar se hacen dos ejemplos, uno de ellos el diseño de una sección especial siendo este el - más interesante.

En el CAPITULO III se presenta el diseño de una losa plana estructurada a base de nervaduras y una - idea general para su análisis y diseño.

Generalmente cuando se tiene una losa plana se dá - el caso de que existen capiteles o ábacos en dicho sistema estructural ; tomado esto en cuenta, en el CAPITULO IV se presentan las expresiones genera

les para la revisión de capiteles o ábacos.

Finalmente en el CAPITULO V se ven los conceptos generales para el diseño de zapatas, y se desarrolla un ejemplo en el cuál se explica claramente el procedimiento de diseño para estos elementos estructurales.

Al final se hacen una serie de recomendaciones y conclusiones dando con esto por terminado el contenido de este trabajo deseando cumpla con la finalidad antes mencionada.

CRITERIOS DE DISEÑO

I.1 CONCEPTOS GENERALES

El principal objetivo del diseño estructural consiste en dar forma a una estructura determinando sus propiedades geométricas y materiales con la finalidad de cumplir la función específica para la que fué proyectada, obteniéndose así un grado de seguridad razonable y un comportamiento adecuado en condiciones normales de trabajo.

La secuencia para cumplir con lo anterior es la siguiente:

- a).- Establecer requisitos de seguridad y servicio.
- b).- Definir y evaluar acciones.
- c).- Definir y evaluar resistencias.
- d).- Análisis estructural.
- e).- Dimensionamiento.

Esta secuencia concluye cuando las características propuestas de los elementos estructurales, satisfacen todos los requisitos de seguridad y servicio establecidos para la estructura, de lo contrario deberán repetirse los incisos d y e - cuantas veces sea necesario.

Para llevar a cabo las actividades de los incisos anteriores se requiere de un conjunto unificado de criterios y procedimientos el cuál se le conoce como METODO DE DISEÑO.

A continuación se describen los Métodos de Diseño recomendados por el Reglamento.

I.2 METODOS DE DISEÑO

El R.C.D.F.-76 (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal edición 1976) en su Título IV, establece que el dimensionamiento se hará de acuerdo a los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio, o por algún procedimiento alternativo que cumpla con el artículo 204 del mencionado Título IV. Se propone, para este caso como procedimiento alternativo el basado en valores admisibles en condiciones de servicio.

I.2.1 DISEÑO POR ESTADOS LIMITE

a).- Requisitos de seguridad y servicio.

Estado Límite es la etapa del comportamiento de una estructura a partir de la cuál ésta o alguna de sus partes, deja de cumplir con la función para la que fué proyectada.

Los Estados Límite se dividen en Estados Límite de Falla y en Estados Límite de Servicio. Los primeros se subdividen en falla dúctil y falla frágil.

Los Estados Límite de Falla corresponden al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la estructura o cualquiera de sus elementos o bien, a la etapa en que debido a los efectos de acciones pasadas, dicha capacidad sin estar agotada, no es suficiente para soportar los efectos de acciones futuras.

Cuando la capacidad de carga de la estructura se mantiene --

para deformaciones mayores que las existentes al alcanzar el Estado Límite, corresponderá a una falla dúctil. Un Estado Límite corresponde a la falla frágil cuando al ser alcanzado se reduce bruscamente la capacidad de carga de la estructura.

Los Estados Límite de Servicio corresponden a etapas de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afectan el correcto funcionamiento de la estructura o sus instalaciones, pero no la capacidad para soportar cargas.

b).- Acciones.

Se define como acción a todo lo que pueda llevar a la estructura a cualquiera de los Estados Límite antes mencionados.

Para cada acción se establece un valor nominal que es un valor conservador de su intensidad más desfavorable.

El valor de diseño para una acción se obtiene multiplicando su valor nominal por un factor de carga mayor que la unidad.

Los factores de carga (F.C.) recomendados por el R.C.D.F.-76 son los siguientes:

F.C. = 1.4 para carga estática.

F.C. = 1.1 para carga accidental.

Para el diseño debe considerarse el efecto combinado de acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

c).- Resistencias.

Resistencia es la magnitud de una acción o de una combinación de ellas , que provocaría la aparición de un Estado Límite en la estructura.

El valor nominal de la resistencia de un elemento o sección estructural es un valor conservador de la capacidad mínima - de éste para soportar los efectos de las acciones.

La resistencia de diseño se obtiene multiplicando el valor - nominal por un factor de resistencia menor que la unidad.

De acuerdo con el R.C.D.F.-76 Título IV, el factor de reducción, FR, valdrá lo siguiente :

FR = 0.9 para flexión.

FR = 0.8 para cortante y torsión.

FR = 0.85 para flexocompresión cuando el núcleo está confinado con zunchos o con estribos; también cuando el elemento falle en tensión.

FR = 0.75 para flexocompresión si el núcleo no está confinado o si la falla es en compresión.

FR = 0.7 para aplastamiento.

d).- Análisis Estructural.

Las fuerzas internas y las deformaciones producidas por las acciones se determinan mediante un análisis estructural. Para esto, deberán emplearse métodos de los llamados exactos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio de fuerzas, de compatibilidad de desplazamientos y deformaciones - haciendo uso de relaciones razonables entre las primeras y - las últimas.

e).- Dimensionamiento.

La determinación definitiva de las características geométricas y materiales de los elementos estructurales debe hacerse considerando :

- i).- La resistencia de diseño de cualquier sección o elemento estructural debe ser mayor o igual que los efectos - de la combinación de acciones de diseño más desfavora - ble.
- ii).-Bajo el efecto de acciones nominales, no deberá rebasarse ningún Estado Límite de Servicio.
- iii).-Deberán cumplirse los requisitos adicionales estipulados en el reglamento de construcción vigentes y/o en - los códigos de práctica de asociaciones técnicas reco - nocidas.

I.2.2. DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES

a).- Requisitos de seguridad y servicio.

Los requisitos de seguridad y servicio pueden establecerse mediante la definición de Estados Límite.

b).- Acciones.

En el diseño por esfuerzos admisibles se consideran las acciones con su valor nominal, que se define como en el caso de Estado Límite.

c).- Resistencia.

La resistencia nominal de una sección o elemento estructural queda definido por medio de un esfuerzo último, que es el esfuerzo con el cuál se alcanza un estado límite de seguridad.

El esfuerzo admisible se obtiene multiplicando el esfuerzo último por un factor de seguridad menor que la unidad.

d).- Análisis Estructural.

Son válidas las recomendaciones hechas en el inciso correspondiente del diseño por Estados Límite. En este caso, los efectos de las acciones en la estructura deben expresarse en términos de esfuerzos; siendo los esfuerzos de trabajo los que resultan en los elementos estructurales debido a los efectos de las acciones nominales.

e).- Dimensionamiento.

La determinación definitiva de las características geométricas de los elementos estructurales debe hacerse considerando:

i).- El esfuerzo de trabajo de cualquier sección o elemento-estructural ante la combinación de acciones más desfavorable debe ser menor o igual que el esfuerzo admisible.

ii).- Bajo el efecto de acciones nominales no deberá rebasarse ningún estado límite de servicio.

iii).- Deberán cumplirse los requisitos adicionales estipulados en el reglamento de construcción en vigor y/o en los códigos de práctica de asociaciones técnicas reconocidas.

C A P I T U L O I I
D I S E Ñ O D E C O L U M N A S

II.1 EFECTOS DE ESBELTEZ

II.1.1.- Conceptos preliminares.

Las columnas son elementos estructurales sujetas tanto a fle
xión como a compresión; estos elementos pueden formar parte
de marcos que no tengan posibilidad de sufrir desplazamien--
tos -contraventeados-, ode marcos cuya resistencia a cargas-
horizontales dependa única y exclusivamente de sus miembros-
y por lo tanto pueden sufrir desplazamientos laterales.

Para saber a que tipo de marco pertenece la columna a dise--
ñar, el R.C.D.F. recomienda aplicar la siguiente expresión :

$$\Delta \leq 0.008 \frac{V}{\sum W} H$$

donde :

- Δ ; deformación lateral del entrepiso -sin redu
ción por ductilidad --.
- V ; fuerza cortante -lateral- del entrepiso re -
ducido por ductilidad.
- W ; suma de las cargas muertas y vivas nominales
acumuladas desde el extremo superior del edi
ficio hasta el extremo considerado.

H ; diferencia de elevaciones correspondiente.

De cumplirse la expresión anterior, la columna será de extremos restringidos lateralmente y formará parte de un marco - contraventeado.

Para evaluar los efectos de esbeltez se requiere del uso de factores de longitud efectiva, K , la cuál depende directamente del grado de restricción de la columna en sus extremos y posible desplazamiento lateral.

El grado de restricción depende de la relación entre las rigideces de columnas y las rigideces de trabes y se expresa de la siguiente forma :

$$\psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ COLUMNAS}}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ TRABES}}$$

donde :

- ψ ; grado de restricción.
- E ; modulo de elasticidad del material.
- I ; momento de inercia de la sección.
- L ; longitud total de la columna o trabe.

Obteniendo los grados de restricción de la columna ----- en cada uno de sus extremos, y con la ayuda de los nomogramas de Jackson y Moreland, fig.II.1 , se puede determinar -- graficamente el factor de longitud efectiva K y con ello -

la longitud efectiva de pandeo H' :

$$H' = K H$$

siendo

H' ; longitud efectiva de pandeo.

K ; factor de longitud efectiva.

H ; longitud libre -distancia libre entre elementos capaces de darle al miembro apoyo lateral.

II.1.2.- Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez.

El R.C.D.F. recomienda no tomar en cuenta los efectos de esbeltez si :

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2}$$

para miembros con extremos restringidos lateralmente y cuando

$$\frac{H'}{r} < 22$$

para miembros con extremos no restringidos.

En las expresiones anteriores, $M1$ y $M2$ son los momentos en -

los extremos de las columnas, siendo M_2 el momento máximo y r el radio de giro de la sección correspondiente.

El cociente $\frac{M_1}{M_2}$ es positivo para curvatura simple y negativo para curvatura doble.



$$\frac{M_1}{M_2} \quad (+)$$

curvatura simple



$$\frac{M_1}{M_2} \quad (-)$$

curvatura doble

El radio de giro , r , se calculará de la forma siguiente :

$r = 0.3$ de la dimensión de la sección en la dirección considerada, para una sección rectangular.

$r = 0.25$ del diámetro de la sección, para secciones circulares.

II.1.3.- Evaluación de los momentos de diseño.

Uno de los procedimientos aproximados para evaluar los efectos de esbeltez es el método de amplificación de momentos.

Los momentos calculados por medio de un análisis convencional, se multiplican por un factor F_a , que siempre será mayor que la unidad. F_a está en función de la carga axial total, P_u , y de la carga crítica de pandeo P_c .

Por lo consiguiente nuestro momento final de diseño será:

$$M = Fa M2$$

siendo :

M momento de diseño.

Fa factor de amplificación.

M2 momento máximo en los extremos, incluyendo - la excentricidad accidental y factor de carga correspondiente.

El factor de amplificación Fa , se evaluará de la siguiente manera :

a) Fa para miembros con extremos restringidos lateralmente.

$$Fa = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \geq 1.0$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

$$P_c = \frac{FR \pi^2 EI}{(H')^2}$$

donde :

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{(1 + u)}$$

$$E_c = 10\,000 \sqrt{f'c} \quad (\text{en kg / cm}^2)$$

En las expresiones anteriores C_m es un factor de corrección del momento equivalente⁺; I_g es el momento de inercia - centroidal de la sección bruta del concreto ; u es la relación entre el máximo momento de diseño por carga muerta ---- y el máximo momento debido a la carga total .

b) F_a para miembros con extremos no restringidos lateral - mente .

Para esta condición, el factor de amplificación F_a de--berá relacionarse con todos los miembros en compresión del - entrepiso ya que al fallar la estructura por inestabilidad- - lateral afecta a todos sus elementos.

Sin embargo es necesario comprobar en forma particular los - miembros sumamente cargados, utilizando los factores de lon- gitud efectiva para marcos contraventeados y el momento de diseño se calcula usando el mayor de los valores de F_a si- guientes :

i) El que se obtenga con

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} \geq 1.0$$

La suma se refiere a todas las columnas del entrepiso.

ii) El valor que se obtiene como si fuera columna restringi- da en sus extremos.

⁺ C_m es un factor que hace equivalente el diagrama de mo- mentos flexionantes del elemento, al diagrama de un ele- mento con momentos iguales en ambos extremos.

II. 2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION BIAxIAL

El dimensionamiento puede hacerse directamente con gráficas o diagramas de interacción o alternando esta gráfica con la fórmula de Bresler.

El Instituto de Ingeniería de la UNAM publicó unas ayudas de diseño en las cuales aparecen varias gráficas para diferentes secciones, tipo de armado y distinto esfuerzo de fluencia del acero.

La aplicación de estas gráficas es bastante práctica y muy fácil de usar, con los ejemplos se muestra como emplear los diagramas así como la forma de obtener los parámetros que intervienen.

Se hace la aclaración que aquí sólo aparecerán las gráficas necesarias para realizar los ejemplos. Figs. II.2, II.3 y II.4 .

También puede diseñarse en el caso de secciones cuadradas o rectangulares como se mencionó antes, con la fórmula de Bresler.

La fórmula de Bresler permite calcular una carga resistente P_R , la cual deberá ser mayor o igual a la carga última de diseño P_u , que actúe en la columna.

La fórmula de Bresler está dada por :

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{PRx} + \frac{1}{PRy} - \frac{1}{PRo}}$$

$$PRo = FR (f''c Ac + As fy)$$

$$PRx = FR Kx bh f''c$$

$$PRy = FR Ky bh f''c$$

donde :

PR carga normal resistente de diseño aplicada -
con las excentricidades ex y ey .

PRx carga normal resistente de diseño aplicada
con una excentricidad de ex ..

PRy carga normal resistente de diseño aplicada
con una excentricidad ey .

PRo carga axial resistente de diseño suponiendo
 $ex = ey = 0$.

La fórmula de Bresler sólo es válida para :

$$\frac{PR}{PRo} \geq 0.1$$

Para $\frac{PR}{PRo} < 0.1$ se usará :

$$\frac{Mux}{MRx} + \frac{Muy}{MRy} \leq 1.0$$

siendo :

Mux ; momento de diseño.

MRx ; momento resistente.

$$Mu = FR bh^2 f''c$$

La excentricidad se tomará igual a $0.05 h \geq 2cm.$; siendo h la dimensión en el sentido que se analiza la sección.

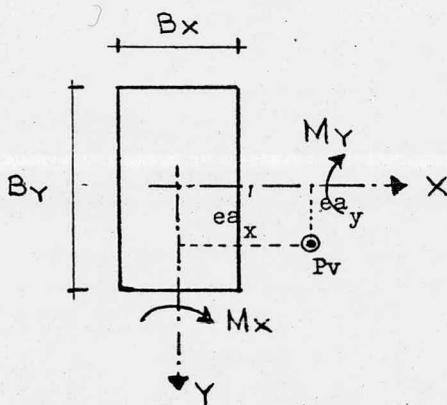
Generalmente la fórmula de Bresler se utiliza sólo para revisiones de columnas, donde ya se tienen sus dimensiones y la cantidad de acero longitudinal ; pues de lo contrario se deberá partir de varios tanteos.

II. 3 COMBINACIONES DE CARGA

Todo elemento sujeto a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento , siendo estas combinaciones las de carga vertical y las de carga vertical más carga accidental en sus dos direcciones.

En seguida se muestra como evaluar los elementos últimos de diseño para cada una de las combinaciones.

Considérese la siguiente sección y nomenclatura :



P_v = carga vertical.

e_a = excentricidad accidental.

M_v = Momento por carga vertical.

P_s = Carga accidental.

M_s = Momento por carga accidental.

Se considera un factor de carga FC igual a 1.4 para carga vertical y de 1.1 para carga accidental.

CASO I .- Revisión por carga vertical.

$$Pu = 1.4 Pv$$

$$Mux = Fax (1.4 Mv_x + Pu e_{ax})$$

$$Muy = Fay (1.4 Mv_y + Pu e_{ay})$$

CASO II .- Revisión por carga vertical más carga accidental en dirección del eje X .

$$Pu = 1.1 (Pv + Ps_x + 0.3 Ps_y)$$

$$Mux = Fax (1.1 Mv_x + 1.1 Ms_x + Pu e_{ax})$$

$$Muy = Fay (1.1 Mv_y + 1.1 Ms_y (0.3) + Pu e_{ay})$$

CASO III .- Revisión por carga vertical más carga accidental en dirección del eje Y .

$$Pu = 1.1 (Pv + 0.3 Ps_x + Ps_y)$$

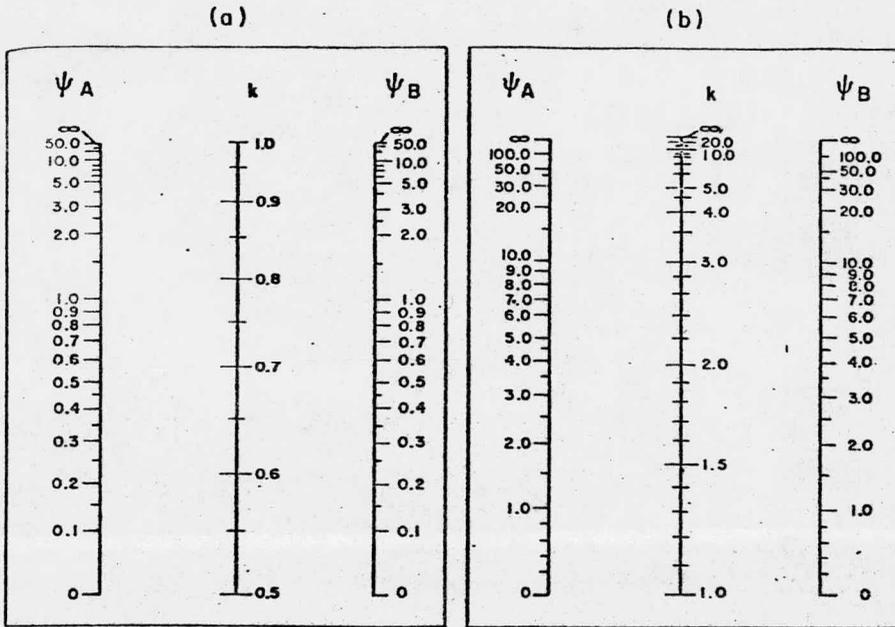
$$Mux = Fax (1.1 Mv_x + 1.1 Ms_x (0.3) + Pu e_{ax})$$

$$Muy = Fay (1.1 Mv_y + 1.1 Ms_y + Pu e_{ay})$$

Para cada una de las condiciones anteriores deberá obtenerse un porcentaje de acero y la columna quedará diseñada con el porcentaje que resulte más alto.

En las combinaciones se ha incluido el 30 % del componente por carga accidental que actúa en la dirección ortogonal -
- artículo 237 del R.C.D.F.-

En las expresiones anteriores F_a es el factor de amplificación debido a los efectos de esbeltez , y " e_a " es la excentricidad accidental para cada dirección.



ψ = cociente de $\Sigma(I/L)$ de las columnas, entre $\Sigma(I/L)$ de los miembros de flexión que llegan a un extremo de una columna, en el plano considerado

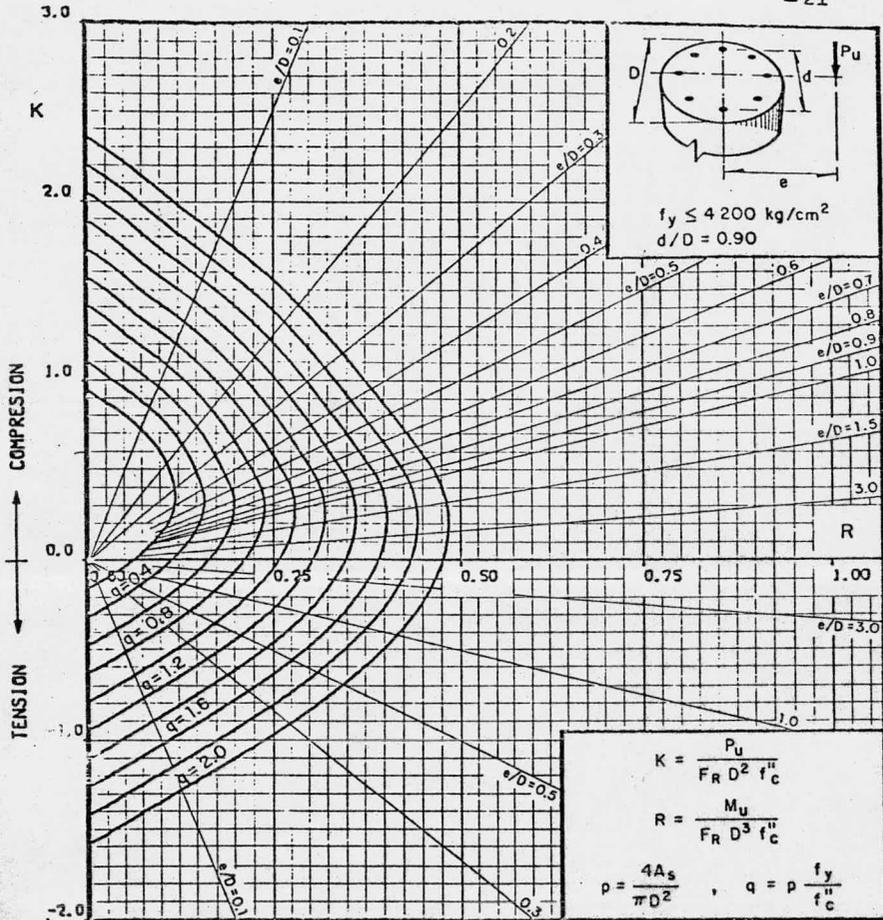
$$H' = kH$$

A y B son los extremos de la columna

FIG.II.I. Nomogramas para determinar longitudes efectivas, H' , de miembros a flexocompresión

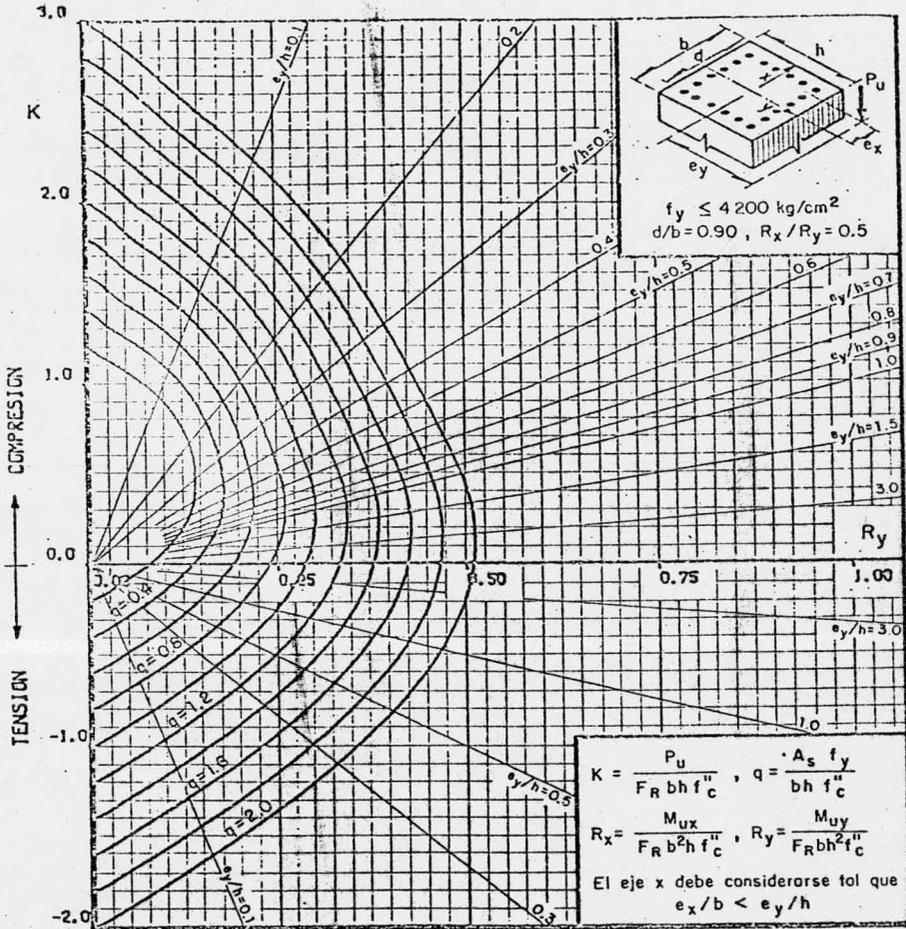
a). -Extremos restringidos.

b).- Extremos no restringidos.



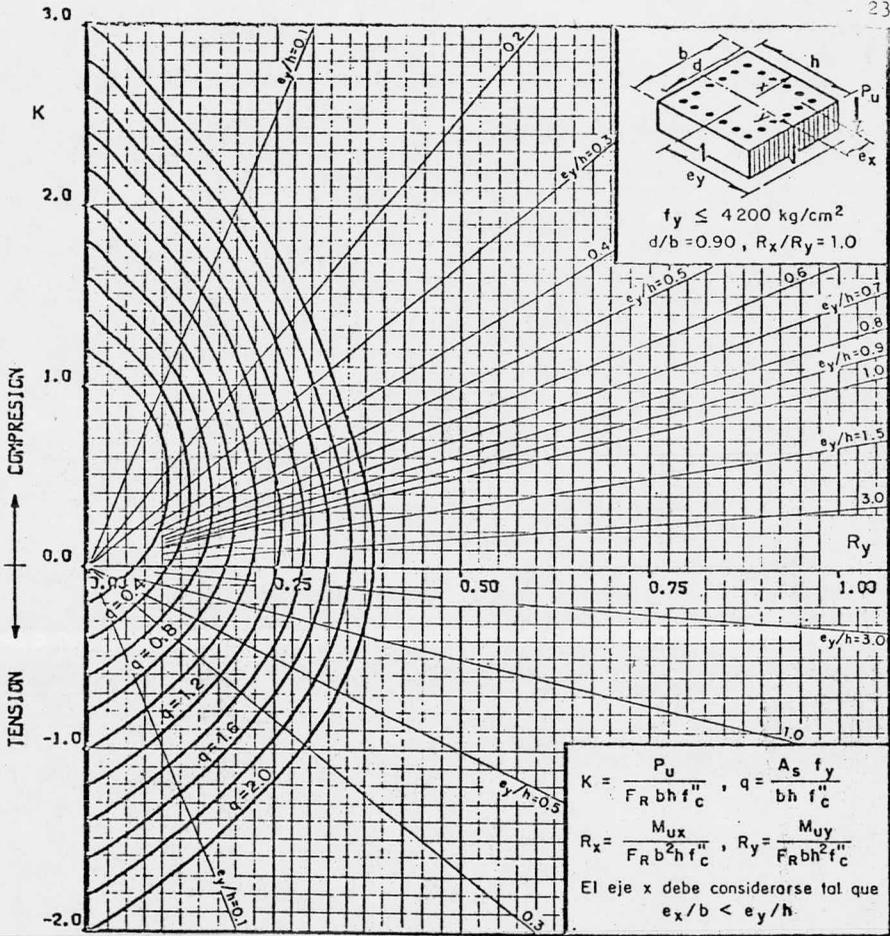
A_s = Area total de refuerzo
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$, si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_u = Momento flexionante último

FIG. II.2



A_s = Area total de refuerzo
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$, si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$
 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.II.3



A_s = Area total de refuerzo
 $f_c' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$, si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$
 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.II.4

EJEMPLO II-1

DISEÑO DE UNA COLUMNA CIRCULAR CONSIDERANDO EFECTOS DE
ESBELTEZ .

i) DATOS

Características de los materiales

$$f'c = 250 \text{ kg./cm}^2$$

$$fy = 4\,200 \text{ kg./cm}^2$$

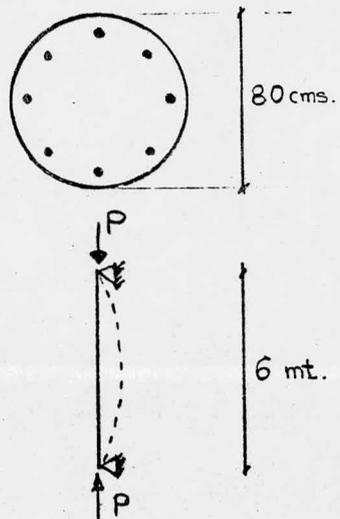
Elementos mecánicos

Carga muerta + carga viva

$$\text{Dirección X } \begin{cases} P = 350 \text{ Ton.} \\ Mx = 37 \text{ Ton-m} \end{cases}$$

$$\text{Dirección Y } \begin{cases} P = 350 \text{ Ton.} \\ My = 40 \text{ Ton-m} \end{cases}$$

$$M1 = M2$$



Se supone que la columna está totalmente restringida y por lo tanto $K = 1$.

ii) Parámetros para el cálculo de resistencias .

$$f^*c = 0.8 f'c = 0.8 (250) = 200 \text{ kg./cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 0.85 (200) = 170 \text{ kg./cm}^2$$

Suponiendo un recubrimiento $r = 4 \text{ cm.}$, barras longitudinales del # 8 y estribos del # 3 tendremos :

$$d = D - 2r = 80 - 8 = 72 \text{ cm.}$$

$$\frac{d}{D} = \frac{72}{80} = 0.9$$

$$ea. = 0.05 (80) = 4 \text{ cm.}$$

Elementos mecánicos de diseño.

$$P_u = 1.4 (350) = 490 \text{ Ton.}$$

$$M_{u_x} = 1.4 (37) + 490 (0.04) = 71.4 \text{ Ton-m}$$

$$M_{u_y} = 1.4 (40) + 490 (0.04) = 75.6 \text{ Ton-m}$$

Momento uniaxial de diseño MD :

$$MD = \sqrt{71.4^2 + 75.6^2} = 104 \text{ Ton-m}$$

iii) Efectos de esbeltez.

$$r = \text{radio de giro} = \frac{D}{4} = \frac{80}{4} = 20 \text{ cm.}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{600}{20} = 30$$

$$34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 34 - 12 (1) = 22$$

$$\text{Se cumple } \frac{H'}{r} > 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

y deben considerarse los efectos de esbeltez, por lo tanto se diseñará para una carga total P_u y con un momento amplificado :

$$M_u = F_a M_D$$

donde F_a se calcula según la ecuación del apartado II.3 a) .

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.6 + 0.4 (1) = 1.0 > 0.4$$

$$E_c = 10\,000 \sqrt{f'c} = 158\,000 \text{ kg./cm}^2$$

$$u = \frac{120}{350} = 0.34$$

La carga total de 350 Ton se debe a 120 Ton. por carga muerta y 230 Ton. por carga viva.

$$I_g = \frac{\pi D^2}{64} = \pi \frac{804}{64} = 2\,010\,600 \text{ cm.}^4$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + u} = 0.4 \times \frac{158\,000 (2\,010\,600)}{1 + 0.34}$$

$$EI = 9.48 \times 10^{10} \text{ kg.-cm.}^2$$

$$P_c = \frac{FR \pi^2 EI}{(H')^2} = \frac{0.85 \pi^2 \times 9.48 \times 10^{10}}{600^2}$$

$$P_c = 2.209 \times 10^6$$

Sustituyendo los valores se tiene :

$$F_a = \frac{1.0}{1 - \frac{490}{2\,209}} = 1.285$$

El momento de diseño será :

$$M_u = 1.285 \times 104 = 133.64 \text{ Ton-m.}$$

iv) Parámetros adimensionales de las cargas de diseño.

$$K = \frac{P_u}{FR D^2 f''c} = \frac{490\ 000}{0.85 \times 80^2 \times 170} = 0.60$$

$$R = \frac{M_u}{FR D^3 f''c} = \frac{133.64 \times 10^5}{0.85 \times 80^3 \times 170} = 0.18$$

v) Uso de los diagramas y obtención del porcentaje de acero longitudinal y transversal respectivamente.

Se elige el diagrama para $d/D = 0.9$ y $f_y 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$ figura II.2 .

Tomando los valores de K y R se traza una línea imaginaria perpendicular a ellos, en el punto de intersección nos dará el valor de q , siendo :

$$q = p \frac{f_y}{f''c}$$

$$p = q \frac{f''c}{f_y}$$

$$A_s = p \frac{\pi D^2}{4}$$

De esta manera se encuentra el área total de refuerzo.

Para nuestro ejemplo se tiene :

$$K = 0.6 \text{ y } R = 0.18$$

de la fig. II.2 se obtiene $q = 0.65$

por lo que

$$p = \frac{0.65 \times 170}{4 \times 200} = 0.026$$

$$A_s = \frac{0.026 \pi 80^2}{4} = 131 \text{ cm.}^2$$

Habiendose propuesto inicialmente el tipo de armado, el refuerzo de la columna será de 26 barras del # 8 , lo que nos da una cantidad de acero $A_s = 132 \text{ cm.}^2$.

$$A_s = 26 \times 5.07 = 131.82 \text{ cm.}^2$$

Obtención del refuerzo transversal y de la separación S .

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{850}{\sqrt{f_y}} \phi \text{ de barra longitudinal} \\ 48 \phi \text{ del estribo} \\ \text{Dimensión menor que la columna.} \end{array} \right.$$

ϕ es el diámetro de la barra . Para nuestro caso usando E # 3, $\phi = 0.95 \text{ cm.}$

$$S_1 = \frac{850}{\sqrt{4 \times 200}} \times 2.54 = 32.78 \text{ cm.}$$

$$S_2 = 48 \times 0.95 = 45.6 \text{ cm.}$$

$$S_3 = 80 \text{ cms.}$$

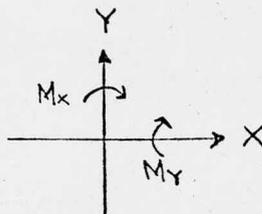
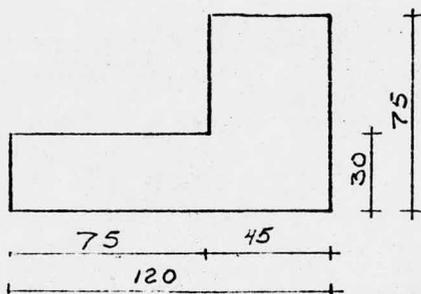
De las separaciones obtenidas se usará la menor que corresponde a S_1 .

Armado final de la columna :

26 barras del # 8 . y E # 3 a 30 cms.

EJEMPLO II.2

DISEÑO DE UNA COLUMNA POR FLEXOCOMPRESION BIAxIAL DE SECCION TIPO "L" (BAJO CARGAS ESTATICAS MAS SISMO).



Materiales

$$f'c = 350 \text{ kg./cm}^2$$

$$fy = 4\ 200 \text{ kg./cm}^2$$

D A T O S ⁺⁺

Elementos mecánicos
por carga estática :

$$Pv = 395 \text{ Ton.}$$

$$Mv_x = 3.05 \text{ Ton-m}$$

$$Mv_y = 2.96 \text{ Ton-m}$$

$$Fa_x = 1.12$$

$$Fa_y = 1.13$$

Elementos mecánicos
por SISMO.

$$Ps_x = 85 \text{ Ton.}$$

$$Ps_y = 32.0 \text{ Ton.}$$

$$Ms_x = 85.7 \text{ Ton-m}$$

$$Ms_y = 49.7 \text{ Ton-m}$$

⁺⁺ Los datos corresponden a una estructura de veinte niveles y se localizan en planta baja, habiendose obtenido aplicando métodos de análisis convencionales tanto para cargas gravitacionales como accidentales.

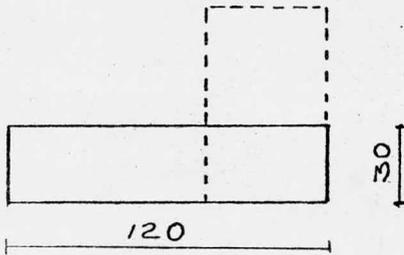
Los datos anteriores pertenecen a una estructura de veinte niveles de altura ; los elementos mecánicos fueron calculados con métodos de análisis convencionales y actúan en la planta baja.

La solución que se propone es la siguiente :

- a) Calcular el refuerzo para la columna en la dirección del eje X , en la cuál la sección de diseño será de 30 por 120 ; siendo la condición estática más sismo_x la más desfavorable.
- b) Calcular el refuerzo para la columna en la dirección del eje Y , en la cuál la sección de diseño será de 45 por 75 ; para la condición estática más sismo_y .
- c) Después de obtener el refuerzo en ambas direcciones, armar la columna.
- d) Con el refuerzo total obtenido, construir su diagrama de interacción correspondiente, en dirección del eje neutro ; considerando que la deformación unitaria del concreto a compresión es 0.003 y de 0.002 para el acero de fluencia.
- e) Del diagrama anterior se obtiene una carga resistente PR, la cuál se compara con la carga actuante, Pu , siendo $PR > Pu$; de no cumplirse lo anterior se propondrán otras dimensiones para la sección.

S O L U C I O N

a) CONDICION ESTATICA + SISMO X



$$ea_x = 0.05 \times 1.2$$

$$ea_x = 0.06 \text{ mt}$$

$$ea_y = 0.02 \text{ mt.}$$

$$Pu = 1.1 (395 + 85 + 0.3 \times 32) = 538.56 \text{ Ton.}$$

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 1.12 (1.1 \times 2.96 + 1.1 \times 85.7 + 538.56 \times 0.06) \\ &= 145.53 \text{ Ton-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{uy} &= 1.13 (1.1 \times 2.96 + 1.1 \times 0.3 \times 49.7 + 538.56 \times \\ &\quad \times 0.02) = 34.38 \text{ Ton-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{Pu}{FR \text{ bd } f''c} = \frac{538 \ 560}{0.75 \times 30 \times 120 \times 232.4} = \\ &= 0.858 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_x &= \frac{M_{ux}}{FR \text{ bd}^2 f''c} = \frac{145.53 \times 10^5}{0.75 \times 30 \times 120^2 \times 232.4} = \\ &= 0.193 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_y &= \frac{M_{uy}}{FR \text{ b}^2 d f''c} = \frac{34.38 \times 10^5}{0.75 \times 30^2 \times 120 \times 232.4} = \\ &= 0.182 \end{aligned}$$

$$\frac{R_{\text{mín.}}}{R_{\text{máx.}}} = \frac{0.182}{0.193} = 0.943$$

Para $d/t = 0.9$ y acero uniformemente distribuido haciendo una interpolación entre las gráficas para ----

$$0.5 \leq \frac{R_{\text{mín.}}}{R_{\text{máx.}}} \leq 1.0 \quad (\text{figuras II.3 y II.4}) \quad \text{se}$$

tiene que :

$$q = 0.94$$

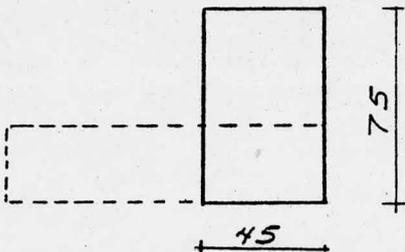
$$A_s = \frac{q \, b d \, f''c}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0.94 \times 30 \times 120 \times 232.4}{4 \times 200} = 186.25 \text{ cms.}^2$$

$$p = 0.0517$$

Para esta condición se utilizarán 16 barras del # 12

b) CONDICION ESTATICA + SISMO Y



$$e_{a_x} = 0.05 \times 45 = 2.25 \text{ cms.}$$

$$e_{a_y} = 0.05 \times 75 = 3.75 \text{ cms.}$$

$$P_u = 1.1 (395 + 0.3 \times 85 + 32) = 497.75 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 1.12(1.1 \times 3.05 + 1.1 \times 0.3 \times 85.7 + 497.75 \times 0.022) \\ &= 47.97 \text{ Ton-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{uy} &= 1.13(1.1 \times 2.96 + 1.1 \times 49.7 + 497.75 \times 0.037) = \\ &= 86.55 \text{ Ton-m} \end{aligned}$$

$$K = \frac{497.750}{0.75 \times 45 \times 75 \times 232.4} = 0.846$$

$$R_x = \frac{47.97 \times 10^5}{0.75 \times 45^2 \times 75 \times 232.4} = 0.181$$

$$R_y = \frac{86.55 \times 10^5}{0.75 \times 45 \times 75^2 \times 232.4} = 0.196$$

$$\frac{R_{\text{mín}}}{R_{\text{máx}}} = \frac{0.181}{0.196} = 0.923$$

Procediendo de la misma manera que en la dirección "X" se obtiene un valor para q de :

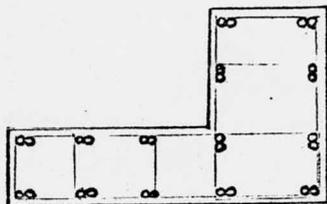
$$q = 0.93$$

$$A_s = \frac{0.93 \times 45 \times 75 \times 232.4}{4 \times 200} = 173.6 \text{ cms.}^2$$

$$p = 0.051$$

Lo cuál se cubre con 15 barras del # 12

- c) El refuerzo que se ha obtenido nos dá un total de 31 barras # 12, por lo tanto ya podemos dar un armado - para toda la sección y se propone la siguiente :



La columna queda armada como se muestra en la figura anterior con 28 barras del # 12 .ya que se dá una mejor distribución del número de barras y mayor facilidad de armado.

- d) Construcción del diagrama de interacción.

Se localiza primeramente la dirección y magnitud del eje neutro encontrando los ejes centroidales de la sección, y reduciendo el caso de flexión biaxial a uno de flexión uniaxial mediante la resultante vectorial de los momentos

$$M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$$

- d.1 .- Obtención de P_{oc} (punto 1 de la fig. II.9)

$$P_{oc} = f''c A_g + A_s f_y$$

$$P_{oc} = 232.4 \times 5\ 625 + 319.2 \times 4\ 200 = 2\ 647\ 890 \text{ kgs.}$$

d.2 .- Obtención del punto de falla balanceada (punto 2 de la fig. II.9) .

De la figura II.5 se obtiene :

$$C = 45 \text{ cms.}$$

$$a = 0.8 C = 0.8 \times 45 = 36 \text{ cms.}$$

Las deformaciones ϵ_s se obtienen por triángulos semejantes o gráficamente si la figura está a escala.

Los esfuerzos en el acero f_s , se obtienen a partir de la figura II.6

Las fuerzas en el acero se obtienen con la expresión:

$$F_i = A s_i f s_i$$

Las fuerzas en el concreto serán igual a .:

$$C c_i = f''c A g_i$$

En general para el calculo de los elementos anteriores se procedió según se muestra en la figura II.10

Ya obtenidos todos los datos anteriormente descritos se tabulan de la siguiente manera y se obtiene finalmente el punto deseado.

Los resultados se muestran a continuación.

ϵ_s		f_s	A_s	F (Ton.)	Brazo (m)	Momento (Ton-m)
1	0.0022	4 200	22.8	+ 95.76	0.35	33.5
2	0.0018	3 750	22.8	+ 85.5	0.26	22.2
3	0.001	2 100	45.6	+ 95.76	0.14	13.4
4	0.0004	900	45.6	+ 41.04	0.05	2.05
5	0.0001	200	45.6	- 9.12	0.03	0.27
6	0.0004	900	45.6	- 41.04	0.08	3.3
7	0.001	2 100	45.6	- 95.76	0.17	16.3
8	0.0014	2 950	22.8	- 67.26	0.24	16.14
9	0.002	4 200	22.8	- 95.76	0.32	30.6
				$Cc1=+250.99$	0.28	70.27
				$Cc2=+ 62.65$	0.16	10.04
				$Cc3=+ 74.83$	0.13	9.73

Punto 2 ($P = 397.69$ Ton. , $M = 227.28$ T-m)

d.3.- Obtención de un punto cercano a M_o . (punto 3 de la fig. II.9) .

Procediendo de la misma manera que en el punto anterior y de la figura II.7 se obtuvo lo siguiente :

ϵ_s		f_s	A_s	F (Ton.)	Brazo (m)	Momento (Ton-m)
1	0.0016	3 325	22.8	+ 75.81	0.35	26.53
2	0.0004	900	22.8	+ 20.52	0.26	5.3
3	0.0016	3 325	45.6	-151.62	0.14	-21.2
4	0.0028	4 200	45.6	-191.52	0.05	- 9.6
5	0.0043	4 200	22.8	- 95.76	0.03	2.9
6	0.005	4 200	45.6	-191.52	0.08	15.3
7	0.0064	4 200	45.6	-191.52	0.17	32.5
8	0.0075	4 200	22.8	- 95.76	0.24	22.98
9	0.0086	4 200	22.8	- 95.76	0.32	30.6
10	0.0036	4 200	22.8	- 95.76	0.0	0.0
				$Cc1=+ 41.83$	0.35	14.6
				$Cc2=+ 62.75$	0.31	19.4

Punto 3 ($P = - 908.31$ Ton. , $M = 139.31$ T-m)

d.4 .- Obtención de un punto entre el
(punto 4 de la fig. II.9) .

De la misma manera que para los puntos anteriores y de la figura II.8 se obtiene :

ξ_s		fs	As	F (Tón.)	Brazo (m)	Momento (Ton-m)
1	0.0026	4 200	22.8	95.76	0.35	33.51
2	0.0024	4 200	22.8	95.76	0.26	24.9
3	0.0018	3 750	45.6	171.0	0.14	23.94
4	0.0014	2 950	45.6	134.5	0.05	6.7
5	0.0012	2 525	22.8	57.57	0.0	0.0
6	0.001	2 100	22.8	47.9	0.03	- 1.4
7	0.0007	1 900	45.6	86.64	0.08	- 6.9
8	0.0006	1 255	45.6	57.22	0.17	- 9.72
9	0.0003	700	22.8	16.0	0.24	- 3.84
			Cc1 = 522.9		0.14	73.2
			Cc2 = 348.6		0.02	7.0
			Cc3 = 73.2		0.12	- 8.8
			Cc4 = 40.6		0.10	- 4.0
			Cc5 = 93.0		0.08	- 7.4

Punto 4 (P = 1 840.65 Ton. , M = 127.13 T-m)

d.4 .- Construcción del diagrama de interacción.

El diagrama se construye a partir de los valores obtenidos anteriormente para los puntos respectivos, y se muestra en la figura II.9

e) Del diagrama de interacción se obtiene una carga P y un momento M , los cuales multiplicados por un factor de reducción FR , nos dará la resistencia de la sección.

Del diagrama se tiene :

$$P = 900 \text{ Ton.}$$

$$M = 200 \text{ Ton-m.}$$

Resistencia de la sección con $FR = 0.75$

$$PR = 0.75 \times 900 = 675 \text{ Ton.}$$

$$MR = 0.75 \times 200 = 150 \text{ Ton - m.}$$

Finalmente, los elementos resistentes se comparan con los de diseño, siendo éstos los de la primera condición, a) , por ser los más desfavorables.

$$Pu = 538.56 \text{ Ton.} < 675 \text{ Ton.}$$

$$Mu = 145.53 \text{ T-m.} < 150 \text{ T-m-}$$

Como los elementos actuantes son menores que los resistentes, se acepta el armado dado en el inciso c y se dá por terminado el ejemplo.

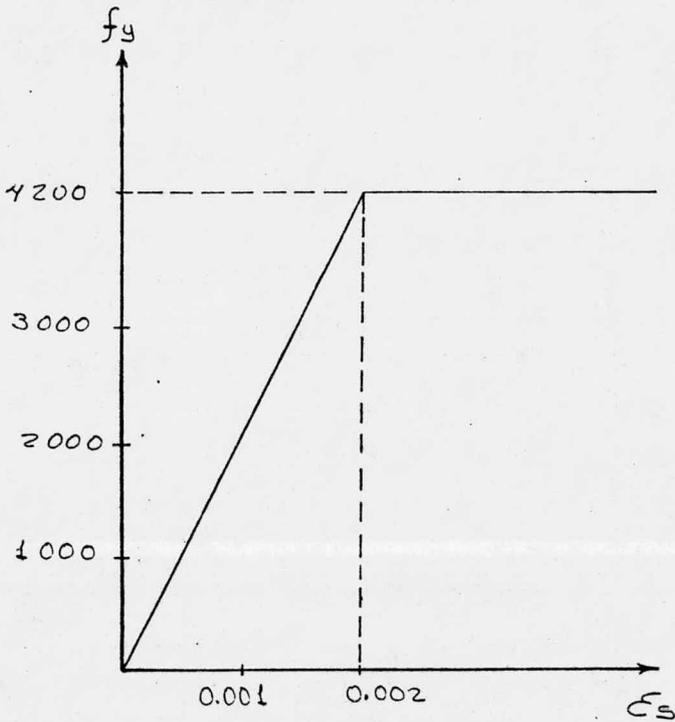


FIG. II.6 Gráfica esfuerzo- deformación del acero.

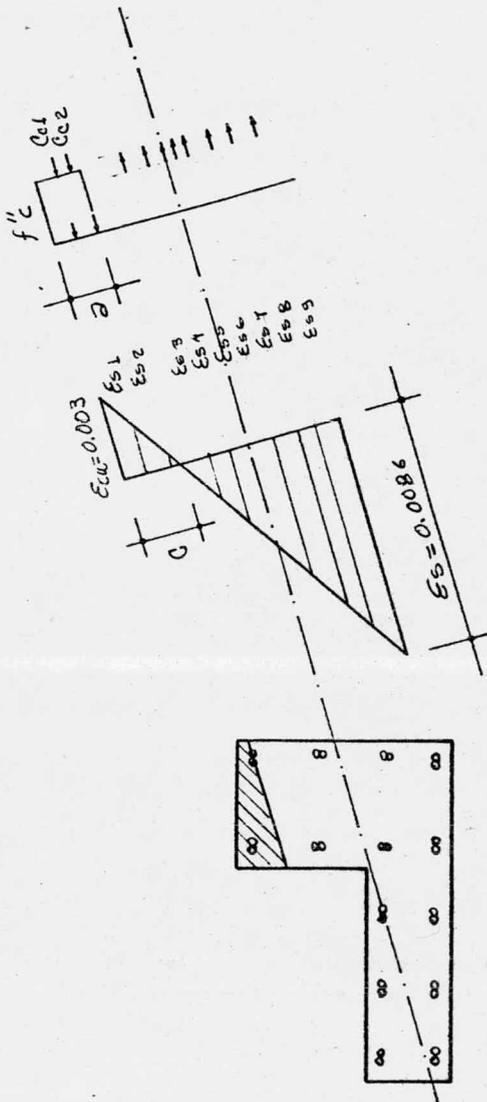


FIG. II.7 Obtención de un punto cercano a M_o . (p.3).

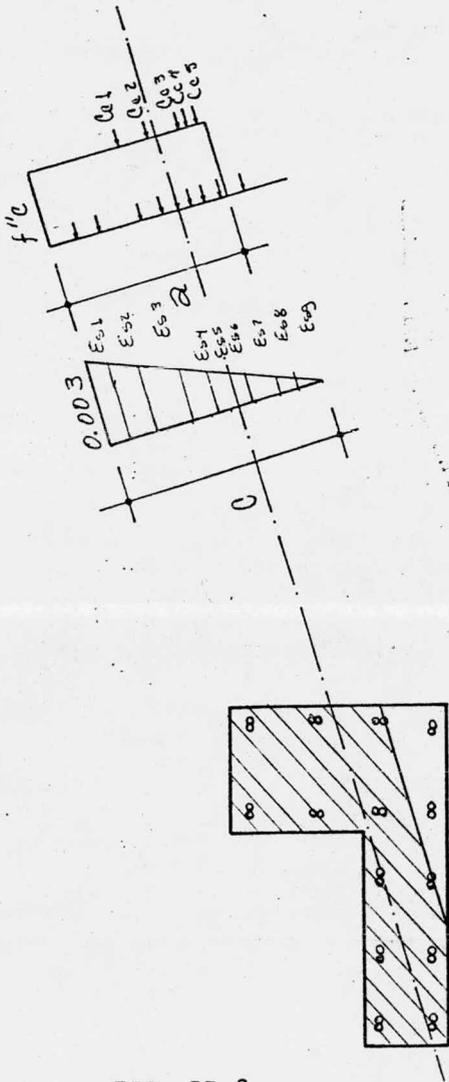


FIG. II.8

Obtención de un punto entre el p.1
y el p.2 (punto 4).

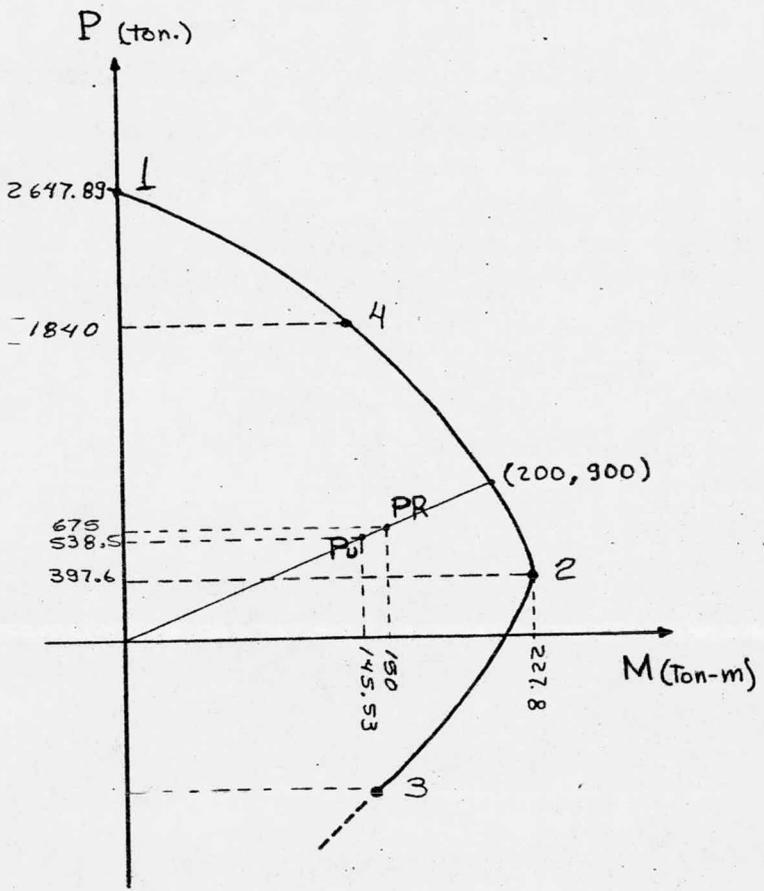
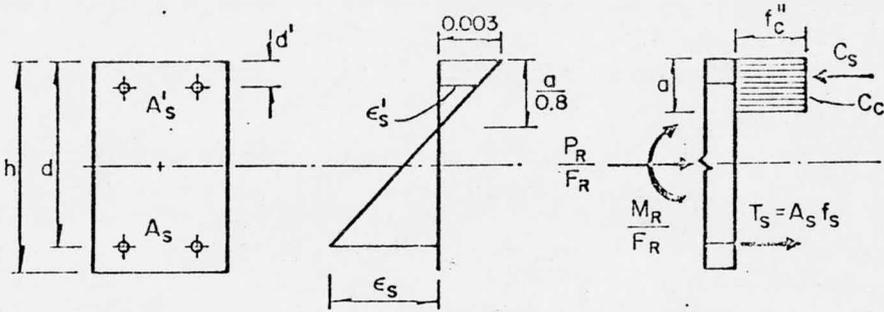


FIG. II. 9

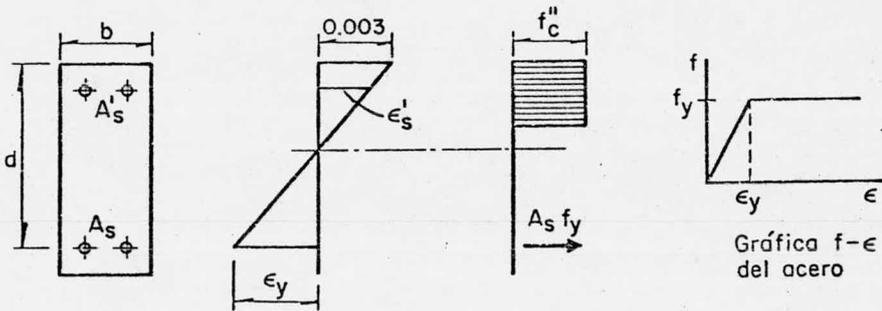
Diagrama de interacción



de $\Sigma F=0$; $\frac{P_R}{F_R} = C_c + C_s - T_s$

$\Sigma M=0$; $\frac{M_R}{F_R} = (T_s + C_s) \frac{d-d'}{2} + C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right)$

. Aplicación de las hipótesis para calcular resistencias y de las condiciones de equilibrio, a una sección rectangular



Condiciones de falla balanceada

FIG. II.10

C A P I T U L O I I I

L O S A S P L A N A S

I I I . 1 C O N C E P T O S G E N E R A L E S

Las losas son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación con su peralte.

Las acciones principales sobre las losas se deben principalmente a cargas normales a su plano, aunque en ocasiones actúan también fuerzas contenidas en el mismo.

las losas de concreto pueden ser macizas o aligeradas ; las losas aligeradas también reciben el nombre de losas encasetonadas o reticulares.

En algunos sistemas estructurales, las losas pueden ir apoyadas sobre muros o sobre vigas que a su vez se apoyan sobre columnas -figura III.1.a - , mientras que en otros, las losas se apoyan directamente sobre las columnas, ver figura III.1b y III.1 c .

Las primeras reciben el nombre de losas perimetralmente apoyadas, y las segundas, de losas planas; éstas son el caso particular del que nos ocuparemos en este capítulo.

De lo anterior se deduce que las losas planas son aquellas que transfieren la carga directamente a las columnas , generalmente sin ayuda de trabes. Pueden ser macizas de peralte constante o aligeradas por algún medio (blo--

ques de material ligero , recuperables o no y pueden ser -
de plástico u otros materiales) .

La losa puede estar apoyada directamente sobre la columna -
a través de ábacos, capiteles o una combinación de ambos ,
figura III. 1.b .

Las losas planas pueden considerarse como un caso particular
de las perimetralmente apoyadas en el que las vigas se
han ido reduciendo de sección hasta desaparecer. Análogamen-
te, las losas perimetralmente apoyadas pueden visualizarse -
como losas planas en las que se han rigidizado los ejes que
unen las columnas.

En cada tablero de una losa plana se distinguen tres franjas
en cada dirección ; la central, de ancho igual a la mitad del
claro del tablero en la dirección en que se mide el ancho, y
las extremas o de columna , cada una de ancho igual a un ---
cuarto del claro. (figura III. 2)

III. 2 . ANALISIS

Lo momentos flexionantes y fuerzas cortantes pueden obtenerse por medio de métodos reconocidos de análisis elástico con siderando las siguientes hipótesis :

1.- Se supone que la estructura se divide en marcos ortog-- nales, cada uno de ellos formado por una fila de columnas y franjas de losa con ancho igual a la distancia entre las lí-- neas medias de los tableros adyacentes al eje de columna con siderado. Al analizar los marcos en cada dirección, deben - usarse las cargas totales que actúan en las losas .

2.- Para calcular el momento de inercia de las losas se con siderará un ancho equivalente a cada lado del eje de colum-- nas, igual a :

$$\frac{0.5 L_2}{1 + 1.67 \frac{L_2}{L_1}} + 0.3 c \leq 0.5 L_2 \quad (3.1)$$

donde L_2 es el claro del tablero que se considera, en la direc-- ción en que se mide el ancho equivalente, y L_1 es el claro en la dirección que se analiza. Si no hay capitel , c , es la dimensión de la columna en la dirección de L_2 . Si existe capitel, c es el diámetro de la intersección con la losa o - el ábaco del mayor cono circular recto que pueda inscribirse en el capitel.

La aplicación de esta fórmula se ilustra en la figura III.3 y con el ejemplo III.1

III. 3 DISEÑO

i).- La sección crítica para flexión negativa se supondrá a una distancia $c/2$ del eje de columna correspondiente. Aquí c es la dimensión transversal de la columna paralela a L_1 :

ii).- Los momentos flexionantes en secciones críticas a lo largo de las losas de cada marco se distribuirán entre las franjas de columna y las franjas centrales, de acuerdo a los siguientes porcentajes :

	Franjas de columna	Franjas centrales
Momento positivo	60 %	40 %
Momento negativo	75 %	25 %

iii).- El refuerzo transversal se calculará con la fuerza cortante que actúa a una distancia d , del paño de la columna, siendo d el peralte efectivo de la losa.

La fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , se calculará con la siguiente expresión :

$$V_{CR} = 0.5 FR bd \sqrt{f^*c} \quad (3.2)$$

siendo ;

V_{CR} fuerza cortante que toma el concreto.

- b ancho de una sección rectangular formada -- por la suma de ancho de cada nervadura que actúa en la franja de columna.
- d peralte efectivo de la losa.
- FR factor de reducción, siendo de 0.8 para el cortante.
- f^*_c resistencia nominal del concreto a compresión.

En ningún caso se permitirá que V_{CR} sea mayor que :

$$1.5 FR bd \sqrt{f^*_c} .$$

El espaciamiento determinado se mantendrá hasta no menos de un cuarto del claro correspondiente.

iv).-El peralte efectivo mínimo no deberá ser menor que :

$$KL (1 - 2 c/3L) = d_{mfn.} \quad (3.3)$$

donde L es el claro mayor y K un coeficiente que se calcula como sigue :

Losas con ábacos	$K = 0.0006 \sqrt[4]{f_s w}$	≥ 0.02
Losas sin ábacos	$K = 0.00075 \sqrt[4]{f_s w}$	≥ 0.025

siendo :

- fs esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en kg/cm^2 igual a $0.6 f_y$.
- w carga en condiciones de servicio en kg/m^2
- c dimensión de la columna o capitel paralela a L.

Los valores de la ec.33 se incrementarán un 20% en tableros exteriores y losas aligeradas.

v).-El refuerzo debe detallarse tomando en cuenta los requisitos siguientes :

Los refuerzos positivo y negativo se prolongará más allá de cada punto de inflexión a una distancia no menor de un décimo del claro respectivo.

Debe mantenerse no menos de la cuarta parte del refuerzo positivo total máximo hasta la línea que une los centros de columnas.

Por lo menos el 25 % del acero de cada franja extrema debe estar comprendido en un ancho igual a $0.5 c$ más medio peralte efectivo a cada lado del eje de columnas. El resto del refuerzo irá uniformemente espaciado a la franja a que pertenece. Aquí c es la dimensión de la columna o capitel normal al refuerzo.

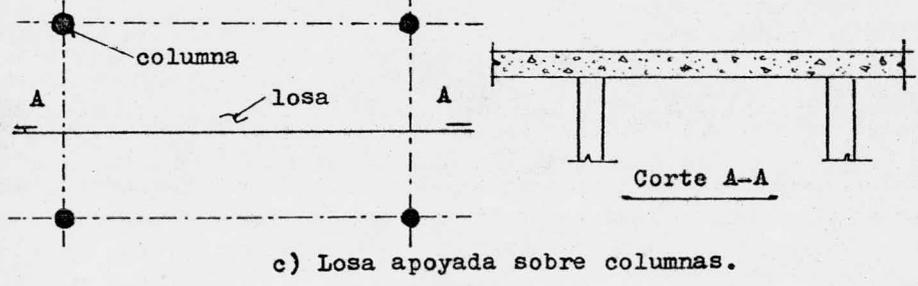
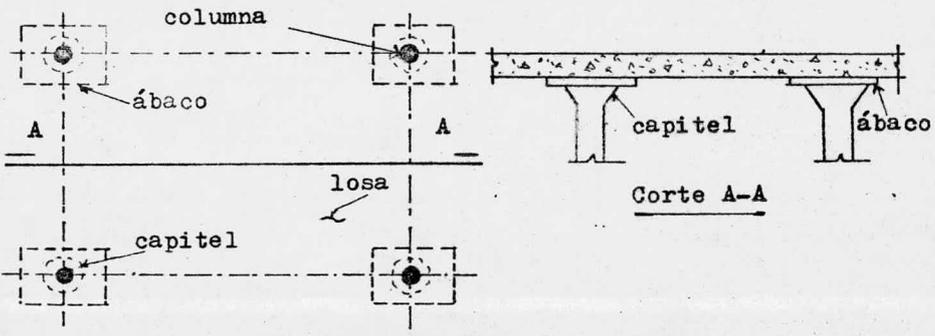
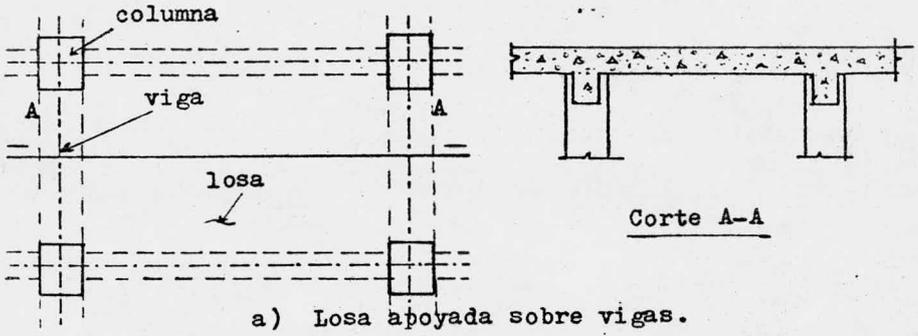


FIG. III.1 Diferentes sistemas de losas.

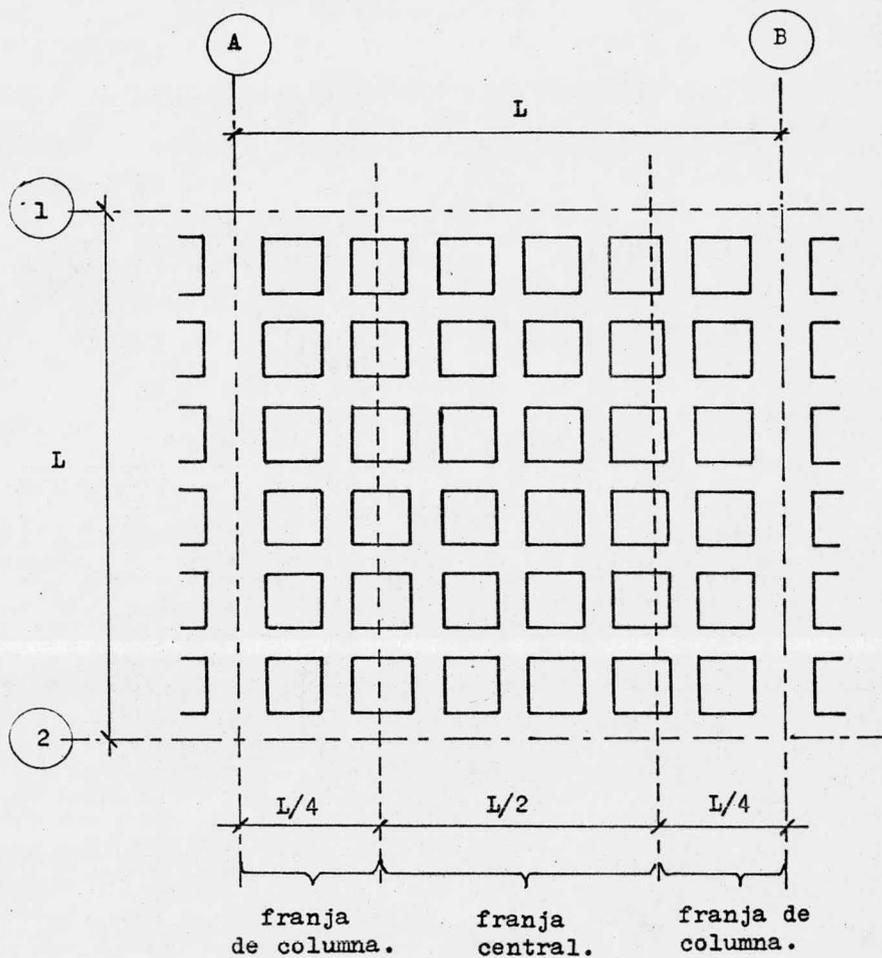


FIG. III.2 Franjas del tablero para los ejes A y B.

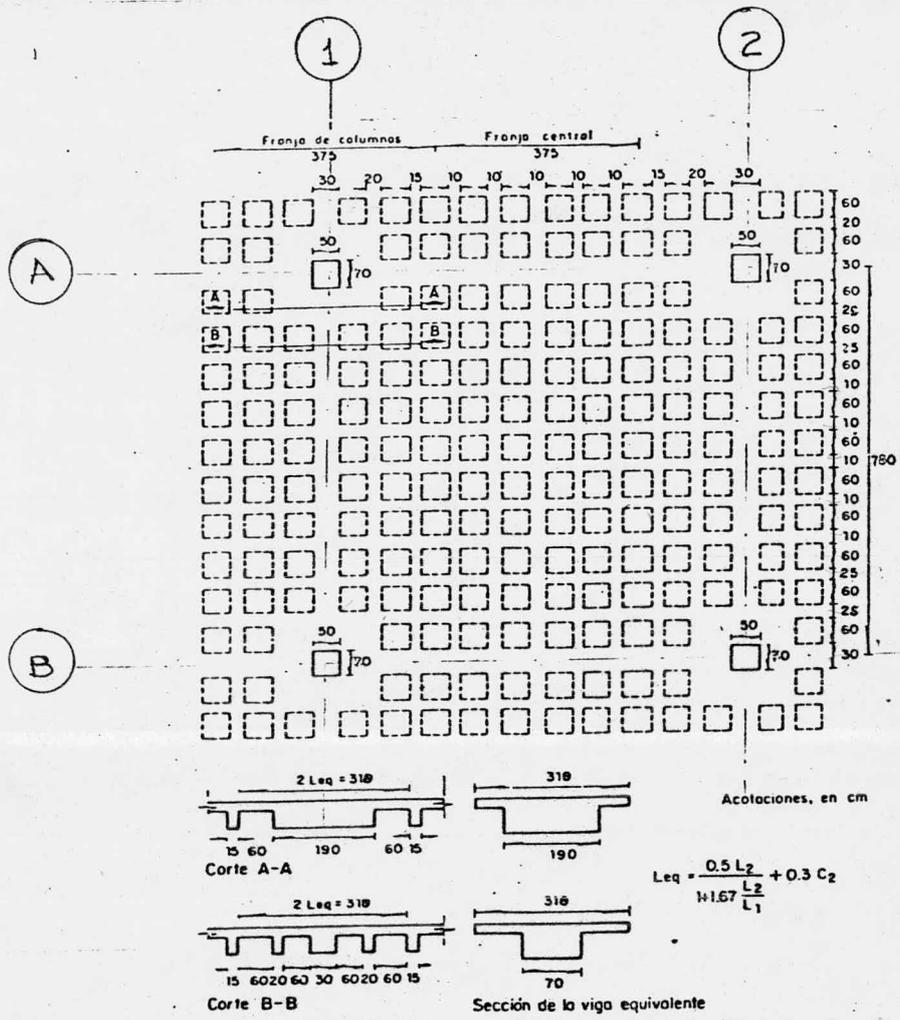


FIG. III.3

Tablero típico de losa reticular y sección de ancho equivalente.

EJEMPLO III.1

CALCULO DEL ANCHO EQUIVALENTE PARA EL TABLERO QUE SE MUESTRA EN LA FIG. III.3 , APLICANDO LA ECUACION 3.1 .

Para la dirección del eje 1, se tienen los siguientes

DATOS :

$L_1 = 780$; claro en la dirección que se analiza.

$L_2 = 750$; claro en la dirección que se mide el ancho equivalente.

$c = 50$; dimensión de la columna en la dirección de L_2 .

Sustituyendo estos valores en la ec.3.1 se tiene :

$$\frac{0.5 \times 750}{1 + 1.67 \times \frac{750}{780}} + 0.3 \times 50 = 158.9 \text{ cms.}$$

Además se cumple que :

$$158.9 \leq 0.5 L_2$$

$$158.9 < 375$$

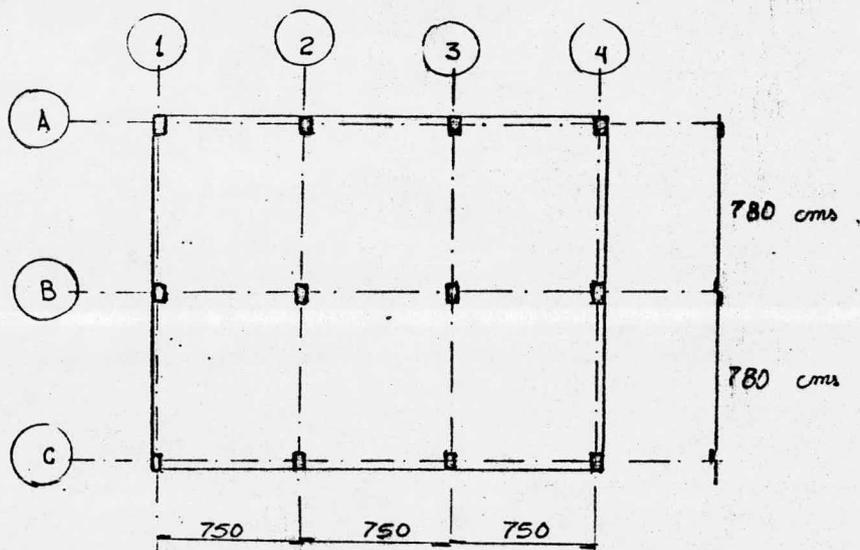
El ancho equivalente de este ejemplo se muestra en los cortes de la fig. III.3 .

EJEMPLO III.2

DISEÑO DE UNA LOSA PLANA ALIGERADA ; SE ILUSTR EL DISEÑO PARA EL EJE B UNICAMENTE.

DATOS

Se tiene la siguiente planta con casetones distribuidos en tableros tipo , igual al que se muestra en la fig. III.3 .



Columnas de 70 X 50 cms.

Carga de diseño $w_D = 800 \text{ kg./m}^2$.

Factor de carga $F_c = 1.4$ (carga muerta + carga viva)

Características de los materiales :

$$f'c = 250 \text{ kg./cm.}^2$$

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

Constantes :

$$f^*c = 0.8 f'c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ kg./cm.}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 0.85 \times 200 \text{ kg./cm.}^2$$

$$f_s = 0.6 f_y = 0.6 \times 4200 = 2520 \text{ kg./cm.}^2$$

S O L U C I O N

a) .- Calculo del peralte de la losa aplicando la ec. 3.3

$$w = 800 \text{ kg./m}^2 \quad ; \quad \text{para un peralte total H, propuesto de 35 cms.}$$

$$L = 780 \text{ cms.}$$

$$c = 70 \text{ cms.}$$

$$K = 0.00075 \sqrt[4]{2520 \times 800} = 0.0283$$

Sustituyendo estos valores en la ec. 3.3

$$d_{\text{mín.}} = 0.0283 \times 780 \left(1 - \frac{2 \times 70}{3 \times 780} \right) = 20.75 \text{ cms.}$$

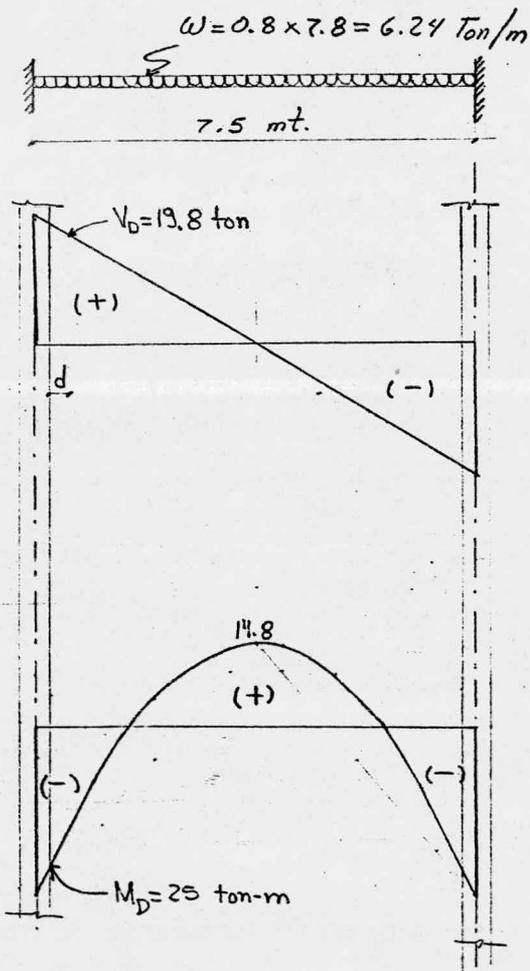
$$d_{\text{alig.}} = 1.2 \times 20.75 = 24.9 \text{ cms.}$$

Se acepta como bueno un peralte total $H = 35 \text{ cms.}$

y un peralte efectivo $d = 32 \text{ cms.}$

b) .- Análisis .

A continuación se da la condición de análisis para el eje B con sus respectivos diagramas (flexión y corte), la carga se obtiene multiplicando la carga de diseño w . por el claro perpendicular al eje que se analiza.



$$V = \frac{6.24 \times 7.5}{2} = 23.4 \text{ ton}$$

$$M_{(-)} = \frac{6.24 \times 7.5^2}{12} = 29.2 \text{ ton-m}$$

$$M_{(+)} = \frac{6.24 \times 7.5^2}{24} = 14.8 \text{ ton-m}$$

c) .- DISEÑO

REFUERZO PARA EL MOMENTO MAXIMO NEGATIVO

En franjas de columna.

$$M = 0.75 \times 25 \times 1.4 = 26.25 \text{ ton-m.}$$

$$\Sigma b = 130 \quad ; \quad 4 \text{ nervaduras de } b=25 \text{ cms. y } 1 \text{ de } b=30.$$

$$\frac{M}{bd^2} = \frac{26.25 \times 10^5}{130 \times 32^2} = 19.71$$

de la fig. III.4 (ayudas de diseño del RCDF).

$$p = 0.0055$$

Area de acero, para cada nervadura :

$$As = p \, b \, d$$

$$\text{para } b = 30 \text{ cms. ; } As = 0.0055 \times 30 \times 32 = 4.95 \text{ cms.}^2$$

$$\text{para } b = 25 \text{ cms. ; } As = 0.0055 \times 25 \times 32 = 4.4 \text{ cms.}^2$$

$$4 \# 4 = 5.08 \text{ cms.}^2$$

En franjas centrales.

$$M = 0.25 \times 25 \times 1.4 = 8.75 \text{ ton-m.}$$

$$\Sigma b = 50 \text{ cms.}$$

$$\frac{M}{bd^2} = \frac{8.75 \times 10^5}{50 \times 32^2} = 17.1$$

$$p = 0.0048$$

Area de acero para cada nervadura :

$$\text{para } b = 10 \text{ cms. ; } As = 0.0048 \times 10 \times 32 = 1.54 \text{ cms.}^2$$

$$2 \# 3 = 1.42 \text{ cms.}^2$$

REFUERZO PARA EL MOMENTO POSITIVO MAXIMO

1
En franja de columna

$$M = 0.6 \times 14.8 \times 1.4 = 12.45 \text{ ton-m.}$$

$$\frac{M}{bd^2} = \frac{12.45 \times 10^5}{130 \times 32^2} = 9.35$$

$$p_{\text{mín.}} = 0.0026$$

Area de acero para cada nervadura:

$$\text{para } b = 30 \quad ; \quad A_s = 0.0026 \times 30 \times 32 = 2.5 \text{ cms.}^2$$

$$\text{para } b = 25 \quad ; \quad A_s = 0.0026 \times 25 \times 32 = 2.1 \text{ cms.}^2$$

$$2 \# 4 = 2.54 \text{ cms.}^2$$

En franjas centrales .

$$M = 0.4 \times 14.8 \times 1.4 = 8.3 \text{ ton-m.}$$

$$\frac{M}{bd^2} = \frac{8.3 \times 10^5}{50 \times 32^2} = 16.2$$

$$p = 0.0045$$

Area de acero para cada nervadura ;

$$\text{para } b = 10 \text{ cms.} \quad ; \quad A_s = 0.0045 \times 10 \times 32 = 1.44 \text{ cms.}^2$$

$$2 \# 3 = 1.42 \text{ cms.}^2$$

REFUERZO TRANSVERSAL

$$V_u = 19.84 \times 1.4 = 27.78 \text{ ton.}$$

V_{CR} para $b = 80$ cms. (dos nervaduras de 25 cms. y una de 30).

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 80 \times 32 \sqrt{200} = 14\,481 \text{ kgs.}$$

espaciamiento S , para V_u V_{CR}

$$S = \frac{0.8 \text{ as } f_y \text{ d}}{V_u - V_{CR}}$$

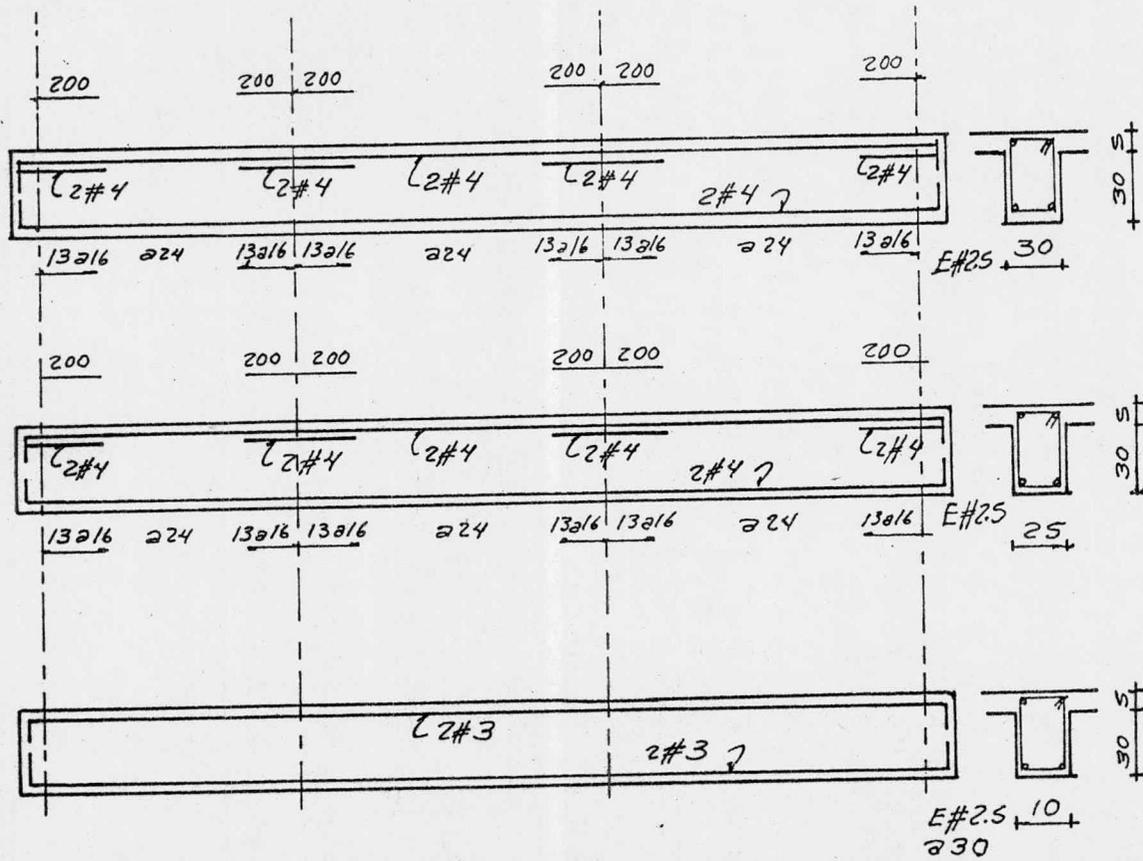
para $as \#2.5 = 0.49 \text{ cm.}^2$

$$S = \frac{0.8 \times 6 \times 0.49 \times 4 \times 200 \times 32}{27\,780 - 14\,481} = 23.76 \text{ cms.}$$

$$S_{mín.} = 0.5 \text{ d} = 0.5 \times 32 = 16 \text{ cms.}$$

Como resultado final se usarán estribos del # 2.5 con separaciones de 16 cms. hasta un cuarto del claro correspondiente, cubriéndose el resto con separaciones de 24 cms.

REFUERZO FINAL DE NERVADIAS



MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES

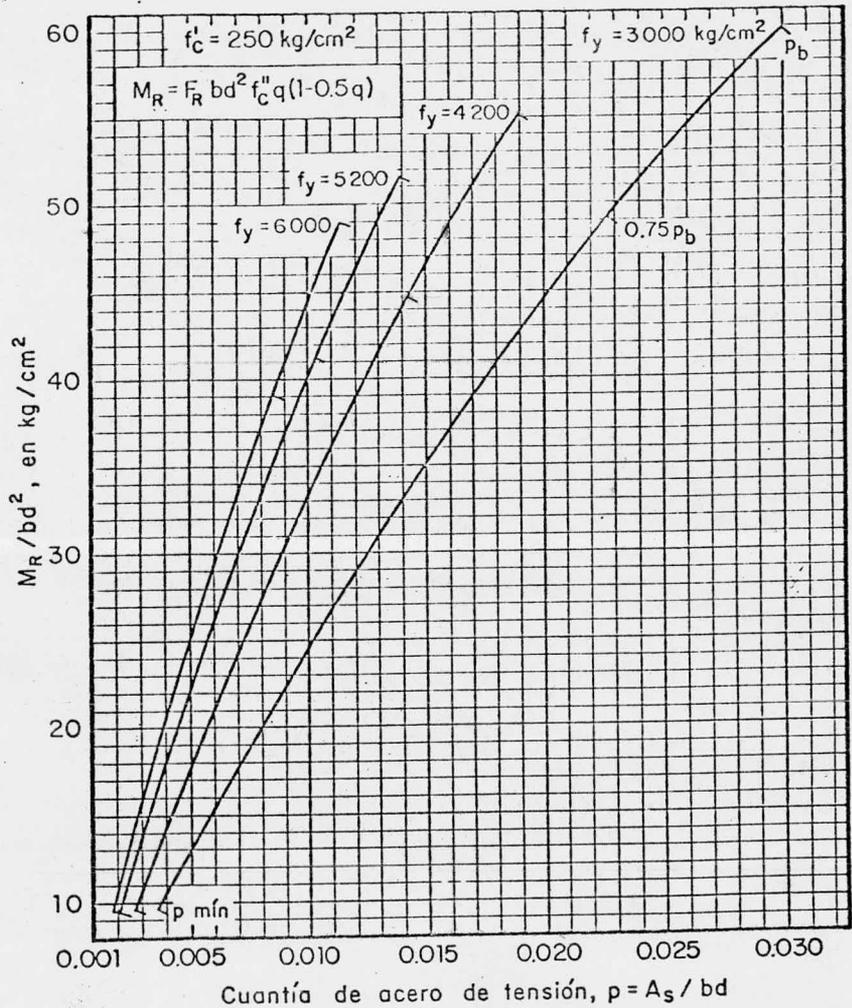


FIG. III.4

C A P I T U L O I V

R E V I S I O N D E C A P I T E L E S

I V . 1 C O N C E P T O S P R E L I M I N A R E S

Los capiteles son elementos estructurales pertenecientes al sistema estructural denominado losa plana - columna, caracterizándose por el apoyo directo de la losa sobre las columnas.

Este sistema es muy común en México y está formado generalmente por una retícula de nervaduras con una zona maciza alrededor de la columna ; pues bien, esta zona maciza es la -- que se conoce como ábaco y que algunas veces se apoya en un cono circular llamado capitel. (Figura III.1b).

La función principal de estos elementos es la de tomar el -- máximo esfuerzo cortante debido a cargas verticales y absorberlo conjuntamente con el causado por la transferencia de -- momentos entre columna y losa.

El cálculo de la resistencia por cortante de la conexión entre losa plana y columna se basa en considerar que una fracción del momento de desequilibrio obtenido del análisis es -- equilibrado por una variación lineal de esfuerzos cortantes.

Los esfuerzos cortantes debidos al momento de desbalanceo deben sumarse a los que se obtienen por cargas verticales en una sección crítica definida, el resultado de esta suma deberá compararse con el esfuerzo cortante resistente -- de la sección que se analiza.

IV.2 CALCULO DE LA RESISTENCIA POR CORTANTE.

La resistencia al esfuerzo cortante se calcula para los casos en que exista o no transferencia de momento entre losa-columna, siendo esta última la situación más crítica.

De no existir transferencia de momentos, el esfuerzo cortante será igual a :

$$v_u = \frac{V_u}{A_c}$$

Cuando hay transferencia de momentos entre losa-columna, se considera distribuido de la forma siguiente: un 60 % se transmite por flexión a través del perímetro de la sección crítica, y el otro 40 % es transmitido por excentricidad del cortante respecto al centroide de la sección crítica.

Suponiendo que la porción del momento transmitido por el cortante en secciones rectangulares, disminuye a medida que la cara de la sección crítica que resiste el momento aumenta; la fracción de este momento transmitido se ha tomado igual a

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 2/3 \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}}$$

donde $(c_1 + d)$ es la dimensión paralela al momento transmitido y $(c_2 + d)$ es la dimensión perpendicular a $(c_1 + d)$.

La distribución de esfuerzos supuesta se muestra en la figura IV.1; de donde el esfuerzo cortante máximo afectado por el factor de carga se tomará igual a :

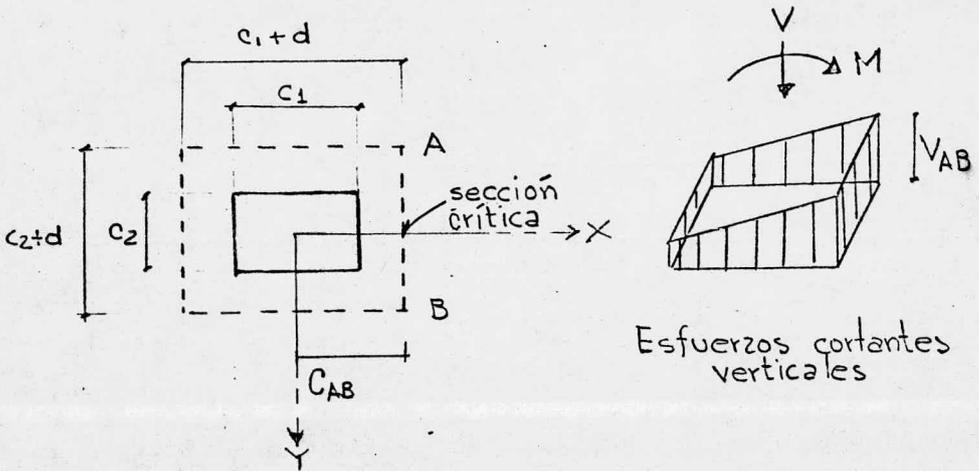
$$v_u = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\alpha \mu C_a}{J_c}$$

donde el significado de las expresiones anteriores es la siguiente :

- v_u esfuerzo cortante máximo.
- V_u fuerza cortante, afectada por un factor de carga.
- μ momento de desequilibrio.
- α fracción del momento entre la losa y la columna que se considera transmitido por excentricidad del cortante respecto al centroide de la sección supuesta.
- A_c área del concreto en la sección crítica supuesta.
- J_c propiedad de la sección crítica supuesta, análoga al momento polar de inercia.

IV.3 EXPRESIONES PARA LA REVISION DE CAPITALES

IV.3.1 .- Tensión diagonal alrededor de una columna interior.



c_1 ; dimensión de la columna, paralela al momento transmitido.

c_2 ; dimensión perpendicular a c_1 .

d ; peralte efectivo de la losa.

V_{AB} ; esfuerzo cortante maximo

Procedimiento :

sea $c_1 + d = c$ y $c_2 + d = b$

i) $C_{AB} = \frac{c}{2}$

ii) Area crítica A_c

$$A_c = 2 d (c + b)$$

iii) Centroide de la sección crítica g .

$$g = 0$$

iv) Propiedad análoga al momento polar de inercia J_c .

$$J_c = \frac{c d^3}{6} + \frac{c^3 d}{6} + \frac{b d c^2}{2}$$

v) Fracción del momento ,

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{c / b}}$$

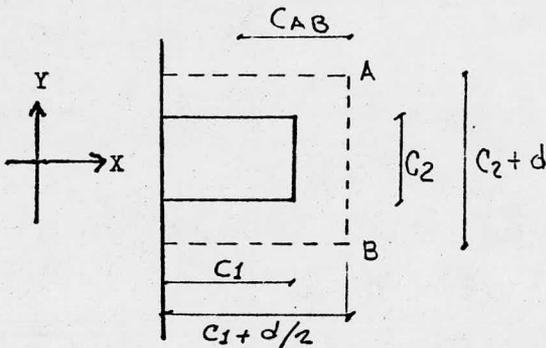
Obtenidos los valores anteriores se sustituyen en la expresión del esfuerzo cortante máximo , v_{AB} , y se compara con el esfuerzo cortante admisible de diseño , v_{ad} , siendo :

$$v_{ad} = FR \sqrt{f^* c}$$

Estas expresiones serán válidas para la revisión en la otra dirección de la columna .

IV.3.2. - Tensión diagonal alrededor de una columna de borde .

a) Para la dirección correspondiente al eje X.



sea :

$$c = c_1 + d/2$$

$$b = c_2 + d$$

$$v_{AB} = \frac{V}{Ac} + \frac{M C_{AB}}{Jc}$$

a.i) $C_{AB} = c/2 - g$

a.ii) $Ac = d (2c + b)$

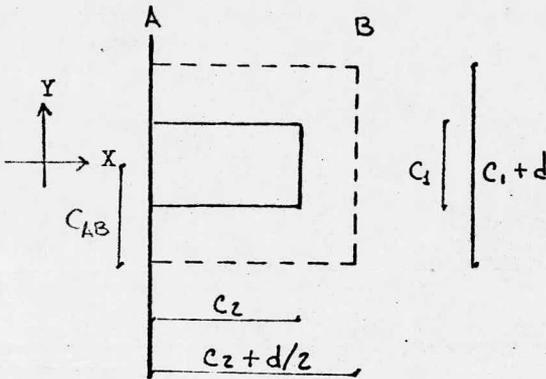
a.iii) $g = \frac{b c}{2 (2c + b)}$

a.iv)

$$Jc = \frac{c d^3}{6} + \frac{c^3 d}{6} + \frac{b d c^2}{4} \left(1 - \frac{b}{2c+b} \right)^2 + 2c d g^2$$

a.v) $\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{c/b}}$

b).- Para cuando el momento es transmitido en dirección del eje Y.



sea

$$c = c_1 + d$$

$$b = c_2 + d / 2$$

$$b.i) \quad C_{AB} = \frac{c}{2}$$

$$b.ii) \quad Ac = d (2b + c)$$

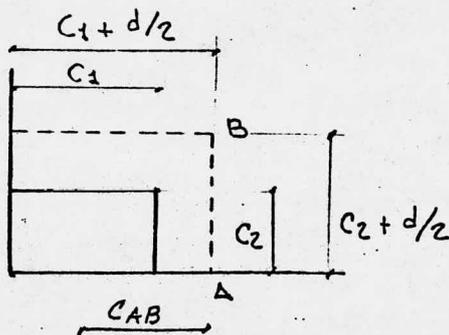
$$b.iii) \quad g = 0$$

$$b.iv) \quad Jc = \frac{cd^3}{12} + \frac{c^3 d}{12} + 2 bd (c / 2)^2$$

$$b.v) \quad \alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{c / b}}$$

IV.3.3 .- Tensión diagonal alrededor de una columna de esquina.

Momento transmitido en la dirección larga de la columna.



sea :

$$c = c_1 + d/2$$

$$b = c_2 + d/2$$

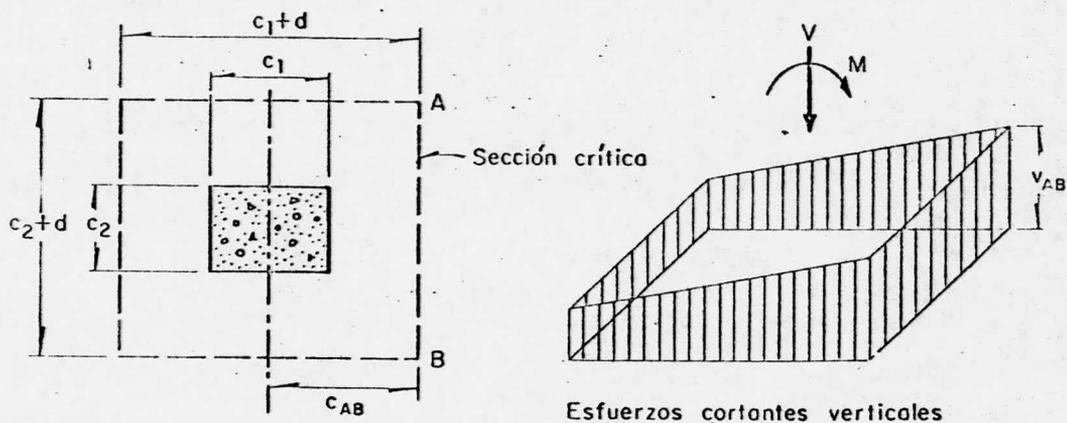
$$i) \quad C_{AB} = \frac{c}{2} - g$$

$$ii) \quad A_c = d (b + c)$$

$$iii) \quad g = \frac{b c}{2 (b + c)}$$

$$iv) \quad J_c = \frac{c d^3}{12} + \frac{c^3 d}{12} + c d g^2 + b d (c/2 - g)^2$$

$$v) \quad \alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{c/b}}$$



$$v_{AB} = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M c_{AB}}{J_c}$$

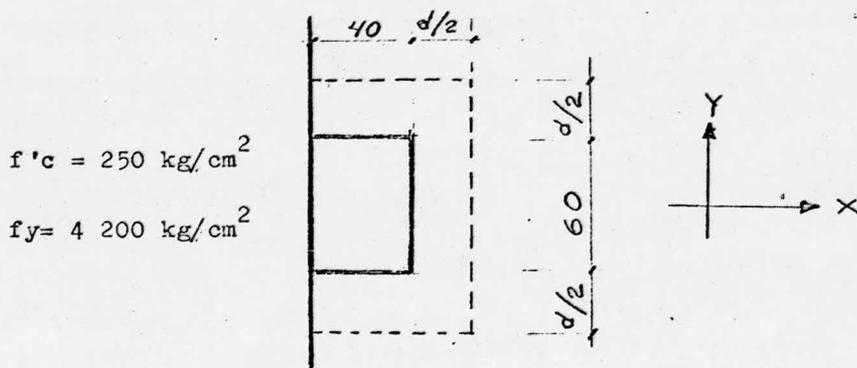
$$A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

Cálculo del esfuerzo cortante máximo para una columna interior

FIG.IV.1-Transmisión de momento entre columna y losa

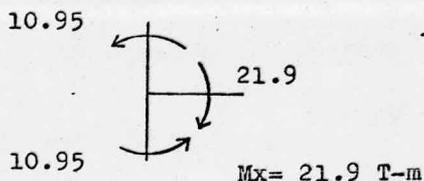
EJEMPLO IV.1 .- REVISION DE UN CAPITEL ALREDEDOR DE UNA COLUMNA DE BORDE.



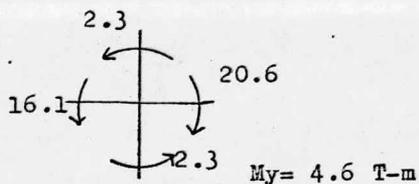
Elementos mecánicos⁺ actuantes.

i) POR CARGA VERTICAL

dirección Eje X



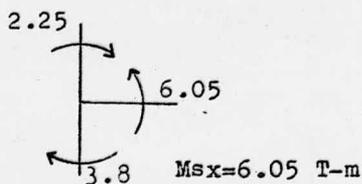
dirección Eje Y



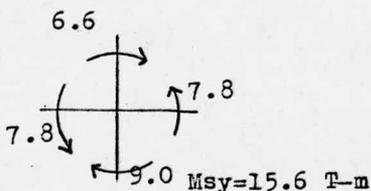
$V = 25.13 \text{ T.}$

ii) POR SISMO

dirección Eje X



dirección Eje Y



$V = 0$

+ Los elementos mecánicos son reales y se obtuvieron aplicando métodos de análisis convencionales a una estructura de tres niveles para estacionamiento.

-Revisión por carga vertical en dirección del Eje X

CONSTANTES

$$c_1 = 40 \text{ cms.}$$

$$c_2 = 60 \text{ cms.}$$

$$d = 35 \text{ cms.}$$

$$c = c_1 + d/2 = 40 + 35/2 = 57.5 \text{ cms.}$$

$$b = c_2 + d = 60 + 35 = 95 \text{ cms.}$$

Siguiendo el procedimiento de la sección IV.3.2 tendremos :

$$i) \quad C_{AB} = c/2 - g$$

$$g = \frac{b c}{2 (2c + b)} = \frac{95 \times 57.5}{2 (2 \times 57.5 + 95)} = 13 \text{ cms.}$$

$$C_{AB} = 57.5/2 - 13 = 15.75 \text{ cms.}$$

$$ii) \quad A_c = d (2c + b) = 35 (2 \times 57.5 + 95) = 7350 \text{ cms}^2$$

$$iii) \quad g = 13 \text{ cms.} \quad \text{ver i)}$$

$$iv) \quad J_c = \frac{57.5 \times 35^3}{6} + \frac{35 \times 57.5^3}{6} + \frac{95 \times 35 \times 57.5^2}{4} \left(1 - \frac{95}{2 \times 57.5 + 95} \right)^2 + 2 \times 57.5 \times 35 \times 13^2$$

$$J_c = 3024266.3 \text{ cms}^4$$

$$v) \quad \alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{57.5 / 95}}$$

$$\alpha = 0.34$$

$$V_u = FC Va = 1.4 \times 25.13 = 35.2 \text{ ton.}$$

$$M_u = FC Ma = 1.4 \times 21.9 = 30.66 \text{ ton.-m}$$

$$v_u = \frac{35\ 200}{7\ 350} + \frac{0.34 \times 30.6 \times 10^5 \times 15.75}{3\ 024\ 266.3}$$

$$v_u = 10.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{CR} = FR \sqrt{f^*c} = 0.8 \sqrt{200} = 11.31 \text{ kg/cm.}$$

$v_u < v_{CR}$ por lo tanto no se requiere refuerzo.

-Revisión por carga vertical en dirección del Eje Y

$$c = 95 \text{ cms.} \quad ; \quad c_{AB} = 95/2 = 47.5 \text{ cms.}$$

$$b = 57.5 \text{ cms.}$$

$$Ac = 7\ 350 \text{ cms}^2$$

$$J_c = \frac{95 \times 35^3}{12} + \frac{35 \times 95^3}{12} + 2 \times 57.5 \times 35 (95/2)^2$$

$$J_c = 11\ 921\ 510 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{95/57.5}} = 0.46$$

$$V_u = 35.2 \text{ ton.}$$

$$M_u = 1.4 \times 4.6 = 6.44 \text{ ton.-m}$$

$$v_u = \frac{35\ 200}{7\ 350} + \frac{0.46 \times 6.44 \times 10^5 \times 47.5}{11\ 921\ 510} = 5.96 \text{ kg/cm}^2$$

$v_u < v_{CR}$ por lo tanto no se requiere refuerzo.

--Revisión por carga vertical + sismo X

$$V_u = 1.1 \times 25.13 = 27.64 \text{ ton.}$$

$$M_u = 1.1 (21.9 + 6.05) = 30.74 \text{ ton-m}$$

$$v_u = \frac{27\ 640}{7\ 350} + \frac{0.34 \times 30.74 \times 10^5 \times 15.75}{3\ 024\ 266.3}$$

$$v_u = 9.2 \text{ kg/cm}^2 < v_{CR}$$

no requiere refuerzo.

--Revisión por carga vertical + sismo Y

$$V_u = 27.64 \text{ ton.}$$

$$M_u = 1.1 (4.6 + 15.6) = 22.3 \text{ ton-m}$$

$$v_u = \frac{27\ 640}{7\ 350} + \frac{0.46 \times 22.3 \times 10^5 \times 47.5}{11\ 921\ 510}$$

$$v_u = 7.84 \text{ kg/cm}^2 < v_{CR}$$

no requiere refuerzo.

D I S E Ñ O D E Z A P A T A S

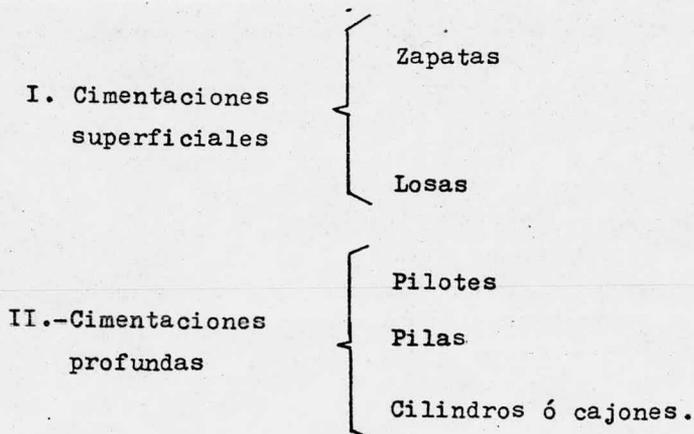
V.1.- TIPO DE ZAPATAS.

Definiremos primeramente a las cimentaciones como estructuras cuyo principal objetivo es transmitir las cargas de la superestructura al terreno, incluyendo su peso propio.

De entre las finalidades más importantes de las cimentaciones se encuentran las siguientes :

- a).- Proporcionar apoyo a la estructura.
- b).- Limitar los asentamientos totales y diferenciales.
- c).- Mantener la posición vertical del edificio.

Las cimentaciones a su vez se dividen en los grupos siguientes :



III.-Mixtas ; son una combinación de las anteriores.

De lo anterior se define a una zapata como una cimentación superficial , la cuál consiste en colocar una ampliación de concreto o mampostería en la base de una columna o muro, con el propósito de transmitir la carga al suelo.

Las zapatas pueden ser :

- a).- Zapatas aisladas ; soportan una columna.
- b).- Zapatas continuas ; generalmente soportan un muro.
- c).- Zapatas combinadas ; soportan varias columnas.

La elección del tipo de zapata dependerá de varios factores, entre algunos ; el destino de la construcción, tipo de cargas o acciones que actúan sobre de ella, y uno de los más importantes , el suelo.

Por lo tanto para el diseño de una zapata se requiere de un buen estudio de mecánica de suelos con el cual se determinará la capacidad de carga del terreno y posteriormente presiones de contacto de la cimentación conjuntamente con las acciones que actúan en ella.

V.1.1 .- CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga es la máxima intensidad de presión que puede soportar el suelo y se le podrá transmitir sin poner en peligro la estabilidad de la construcción y sin que se presenten ninguna de las siguientes fallas :

- a).- Falla por corte general.

b).- Falla por punzonamiento.

c).- Falla por corte local.

i .- La falla por corte general se caracteriza por la existencia de una superficie de deslizamiento continuo, que se inicia desde un borde de la cimentación hasta la superficie del terreno. (Fig. V.2. a).

ii.- La falla por punzonamiento consiste en un movimiento vertical de la cimentación debido a la compresión del suelo debajo de ella. El suelo que queda fuera del área de carga sufre solo pequeñas alteraciones por lo cual la cimentación queda en equilibrio, tanto horizontal como vertical. (figura V.2.b) .

iii.- La falla por corte local se caracteriza por el hundimiento del suelo a los lados de la cimentación, a lo que se debe la presencia de compresiones verticales fuertes debajo de ellas. (Fig. V.2.c).

A continuación se presentan algunas de las expresiones que se usan para calcular la capacidad de carga.

Expresión general de Terzaghi para una zapata continua en suelo cohesivo-friccionante :

$$q_d = c N_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma$$

si no existe cohesión la expresión se reduce a :

$$q_d = \gamma_1 D_f N_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma$$

donde las expresiones anteriores significan :

- q_d ; capacidad de carga límite en kg/m^2 .
- c ; cohesión del suelo en kg/m^2 .
- γ ; peso volumétrico del suelo en kg/m^3 .
- D_f ; profundidad de desplante de la cimentación, en m.
- B ; ancho de la zapata.
- N_c, N_q, N_γ ; factores de carga adimensionales y dependen únicamente del ángulo de fricción del suelo.

La capacidad de carga admisible q_a , se obtiene aplicando un factor de seguridad a q_d , el cual Terzaghi recomienda sea igual a tres , entonces se tiene :

$$q_a = \frac{q_d}{3}$$

Para obtener la capacidad de carga en suelos arcillosos --- Skempton propuso :

$$q_d = c N_c + \gamma D_f$$

donde :

N_c varía con la relación D_f/B , y el factor de seguridad --- también es, de tres.

Estas han sido las expresiones generales y los dos criterios que se utilizan para obtener la capacidad de carga.

Cabe hacer notar que esto es sólo un comentario sobre la mecánica de suelos, ya que nuestro objetivo principal es el diseño de la cimentación.

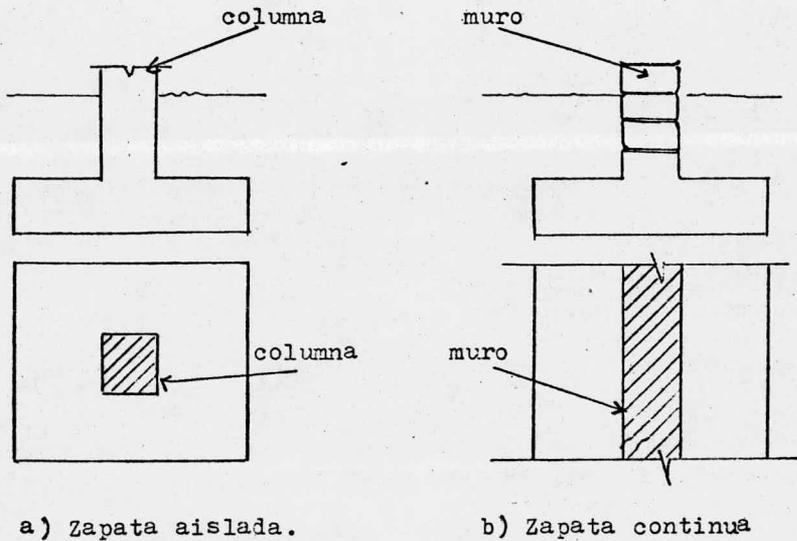


FIG. V.1.a.- TIPOS DE ZAPATAS

V.2.- ZAPATAS AISLADAS

Las zapatas aisladas están constituidas por una losa que puede tener diversas formas ajustandose a las necesidades de la construcción. Pueden ser de forma rectangular, cuadrada, circular, etc.

Las acciones que actúan en la zapata son las siguientes :

- a).-Cargas axiales.
- b).-Cargas axiales y momentos flexionantes.
- c).-Fuerzas cortantes.

Las hipótesis para el diseño son las siguientes :

- i).-La distribución de presiones es lineal.
- ii).-La losa de la zapata se considera rígida.
- iii).-No se admiten tensiones en el terreno.

V.2.1.- Cálculo de las presiones de contacto.

Para calcular las presiones de contacto se aplica la fórmula de la escuadría comunmente conocida en resistencia de materiales como :

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} \quad (V.1)$$

En nuestro caso se tendrá :

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{N}{I} \quad (V.2)$$

donde :

$$S = \frac{B L^2}{6}$$

$$A = B L$$

$$M = P e$$

sustituyendo en la ec.V.2 , tendremos :

$$q = \frac{P}{B L} + \frac{6 M}{B L^2} \quad (V.3)$$

$$q = \frac{P}{B L} \left(1 + \frac{6 e}{L} \right) \quad (V.4)$$

en donde:

- q ; intensidad de la presión en el suelo.
- e ; excentricidad de la carga axial o fuerza resultante.
- P ; carga axial.
- B, L ; dimensiones de la zapata.

Así se tiene de la ec.V.4., una $q_{\text{máx.}}$ y una $q_{\text{mín.}}$ expresadas de la forma siguiente :

$$q_{\text{máx.}} = \frac{P}{B L} \left(1 + \frac{6 e}{L} \right) \quad (V.5)$$

$$q_{\text{mín.}} = \frac{P}{B L} \left(1 - \frac{6 e}{L} \right) \quad (V.6)$$

La máxima excentricidad para que no existan esfuerzos de tensión en la base de la zapata está dada por

$$e = \frac{L}{6}$$

con lo que nos dá una presión $q = 0$.

Cuando se tienen excentricidades en dos direcciones las presiones de contacto se obtienen con :

$$q = \frac{P}{A} + \frac{M_x c_y}{I_x} + \frac{M_y c_x}{I_y} \quad (V.7)$$

donde :

- q ; intensidad de la presión en el suelo.
- M_x, M_y ; momentos alrededor de los ejes X e Y.
- I_x, I_y ; momentos de inercia con respecto a los ejes X e Y .
- c_x, c_y ; distancias perpendiculares de los ejes centroidales principales a los bordes de la losa.

Por lo tanto tendremos que:

$$q_{\text{máx.}} = \frac{P}{A} + \frac{M_x c_y}{I_x} + \frac{M_y c_x}{I_y} \quad (V.8)$$

$$q_{\text{mín.}} = \frac{P}{A} - \frac{M_x c_y}{I_x} - \frac{M_y c_x}{I_y} \quad (V.9)$$

Y para que $q=0$, se tienen las excentricidades siguientes :

$$e_x = \frac{B}{6}$$

$$e_y = \frac{L}{6}$$

V.2.2 .- PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Para el diseño se proponen los siguientes pasos :

I.- Obtener los elementos mecánicos últimos por medio de un método de análisis conocido y usando los factores de carga correspondientes.

Según el R.C.D.F., la obtención de las cargas y momentos últimos se hará mediante las combinaciones de carga, como sigue

$$P_u = 1.4 (C.M. + C.V.)$$

$$P_u = 1.1 (C.M. + C.V. + C.A.)$$

donde :

P_u ; carga última

- C.M. ; carga muerta.
- C.V. ; carga viva.
- C.A. ; carga accidental.
- 1.4 ; factor de carga estática.
- 1.1 ; factor de carga accidental.

De igual manera se procederá para cuando existan momentos flexionantes .

II .- Dimensionar la zapata cuidando que las presiones de contacto sean menores que la presión admisible del suelo.

Se dividen las cargas últimas de diseño entre la resistencias del suelo con lo que se obtiene un área requerida para distribuir las cargas uniformemente, de donde se obtiene lo siguiente :

$$B^2 = \frac{P_u}{q} \quad ; \text{ para zapatas cuadradas.}$$

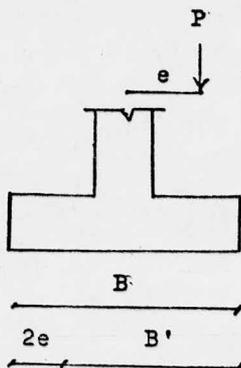
$$B L = \frac{P_u}{q} \quad ; \text{ para zapatas rectangulares.}$$

B, L ; dimensiones de la zapata.

P_u ; carga última.

q ; presión admisible del suelo.

Cuando exista carga axial y momento, la dimensión en que actúa el momento se reducirá debido a la excentricidad - existente y se obtiene la siguiente expresión :



$$B' = B - 2 e$$

B' ; ancho del cálculo.

B ; ancho de zapata.

e ; excentricidad.

III.- Se obtienen las presiones de contacto con las dimensiones de la zapata.

IV.- Se revisa por cortante.

a) como losa.

b) como viga.

Se propone un peralte para la zapata y se revisan las secciones críticas como viga y como losa.

a) .- Revisión como losa.

La revisión parte de lo siguiente :

$$V_{CR} = F.R. \sqrt{f^*c} \quad ; \text{esfuerzo cortante que toma el con .} \\ \text{creto como losa.}$$

$$V_u = P_u - P^* \quad ; \text{cortante último, donde}$$

De la figura V.2 se tiene que :

$$P' = (CL + d \times CB + d) q_u \quad ; \text{ reacción del suelo.}$$

$$v_u = \frac{Vu}{Ac} \quad ; \text{ esfuerzo cortante último que actúa en el area crítica, } Ac.$$

Con las expresiones anteriores habiendose obtenido el esfuerzo cortante resistente de la losa, y el esfuerzo cortante actuante, se deberá de cumplir que :

$$v_u < v_{CR}$$

b) .- Revisión como viga.

Como viga la sección crítica se presenta a un peralte d , del paño exterior de la columna.

Se deberá cumplir que el cortante sea menor que el tomado por el concreto y se evalúan con las siguientes expresiones :

$$V_{GR} = 0.5 \, b d \, F.R. \, \sqrt{f^* c} \quad ; \text{ cortante del concreto como viga.}$$

De la fig.V.2

$$Vu = b \left(\frac{L - c}{2} - d \right) q_u \quad ; \text{ cortante actuante.}$$

Cuando se han obtenido los peraltes definitivos como viga y como losa, se elegirá el mayor como peralte último de la zapata.

Cuando la zapata está sujeta a momento flexionante, el reglamento recomienda que se revise el esfuerzo cortante de diseño, suponiendo que una fracción del momento dada por :

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}}$$

se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica (vease el cap.IV). c_1 es la dimensión de la columna , paralela al momento transmitido y c_2 es la dimensión perpendicular a c_1 .

El esfuerzo cortante máximo no deberá exceder de

$$v_c = 0.8 \sqrt{f'_c}$$

V.- Diseño por flexión.

El diseño por flexión está basado en la teoría de resistencia última , por lo que

$$M_u = F.R. A_s f_y (d - a/2)$$

donde :

$$a = A_s f_y / f''c b$$

M_u ; momento flexionante del cantiliver.

A_s ; area de acero requerida.

F.R.; factor de reducci3n.

f_y ; esfuerzo de fluencia del acero.

$$f''c = 0.85 f c$$

b ; ancho de la zapata.

Obtenci3n del porcentaje de acero, p , seg3n el RCDF.

DATOS

b , d , $f''c$, f_y , M_u .

constantes :

$$f c = 0.8 f''c$$

$$f c = 0.85 f c$$

$$P_{\text{m3n.}} = \frac{0.7 f''c}{f_y} ; \text{ porcentaje m3nimo por flexi3n.}$$

$$P_{\text{m3x.}} = \frac{f''c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} ; \text{ porcentaje balanceado.}$$

Obtenci3n de A_s .

$$M_u = FR b d^2 f''c q (1 - 0.5 q)$$

$$M_u = FR b d^2 f''c q - (FR b d^2 f''c q^2) 0.5$$

$$\frac{M_u}{FR b d^2 f''c} = q - 0.5 q^2 ; \text{ conocido el primer t3rmino se } \underline{\text{resuelve una ec. de segundo gra}} \underline{\text{do y se obtiene el }} q_{\text{m3n.}}$$

$$q = \frac{p f_y}{f''_c}$$

de donde

$$p = \frac{f''_c q}{f_y} \quad ; \text{deberá estar comprendido entre el valor de } p_{\text{mín.}} \text{ y } p_{\text{máx.}}$$

$$A_s = p b d$$

VI .- Revisión por aplastamiento.

Las presiones de contacto no deben ser mayores que :

$$f_a = 0.7 f^*_c$$

y la carga máxima por aplastamiento será

$$P_{\text{máx.}} = R f_a A_c$$

en donde

$$R = \sqrt{A_1 / A_c} \leq 2$$

$$A_1 = (L + 4d^2)$$

A_c = Area de la columna.

V.3 .- ZAPATAS CONTINUAS

Las zapatas continuas generalmente soportan muros o contratrabes, y trabajan en la dirección normal a estos.

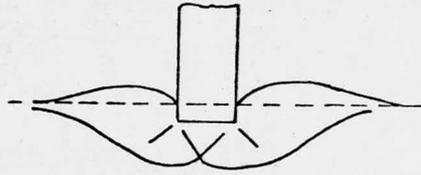
El diseño se realiza sobre la base de una franja de ancho unitario. Si las cargas del muro no tienen variaciones importantes, puede suponerse que el muro distribuye uniformemente la carga a lo largo, de tal modo que el dimensionamiento que se realice para una franja unitaria será válido para toda la zapata.

Si el muro es de concreto las secciones críticas de la zapata por flexión y anclaje serán las de los paños del muro ; si el muro es de mampostería las secciones críticas por estos conceptos estarán a media distancia entre el eje del muro y - su paño. Tanto si el muro es de concreto o de mampostería, se admitirá que las secciones críticas por fuerza cortante están situadas a un peralte efectivo de los paños del muro.

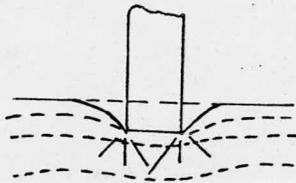
Para el análisis y diseño de zapatas continuas se sugiere el siguiente procedimiento :

- 1.- Datos : descargas, presión admisible del terreno y materiales a emplear.
- 2.- Establecer las limitaciones de acuerdo al reglamento que se use.
- 3.- Dimensionamiento preliminar.

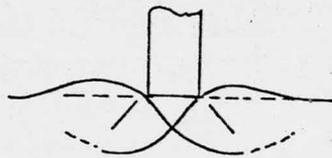
- 4.- Determinación de la posición de la resultante y el momento flexionante.
- 5.- Revisión de las presiones.
 - a) Se compara la presión admisible con la de contacto.
 - b) Se revisa que no existan tensiones.
- 6.- Diseño por flexión.
- 7.- Revisión por cortante como viga.
- 8.- Se propone el armado.



a) falla por corte general.



b) falla por pounzonamiento.



c) falla por corte local.

FIG. V.1.b .- Tipos de falla del suelo.

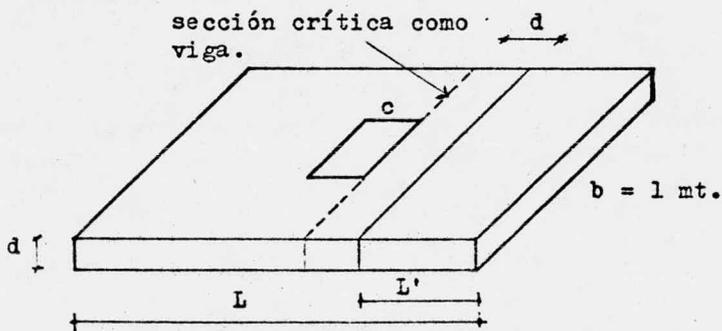
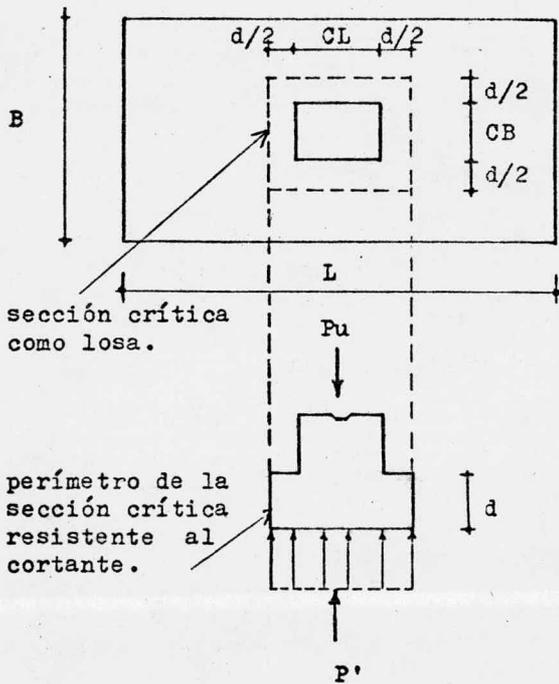


FIG. V.2 .- Secciones críticas en una zapata.

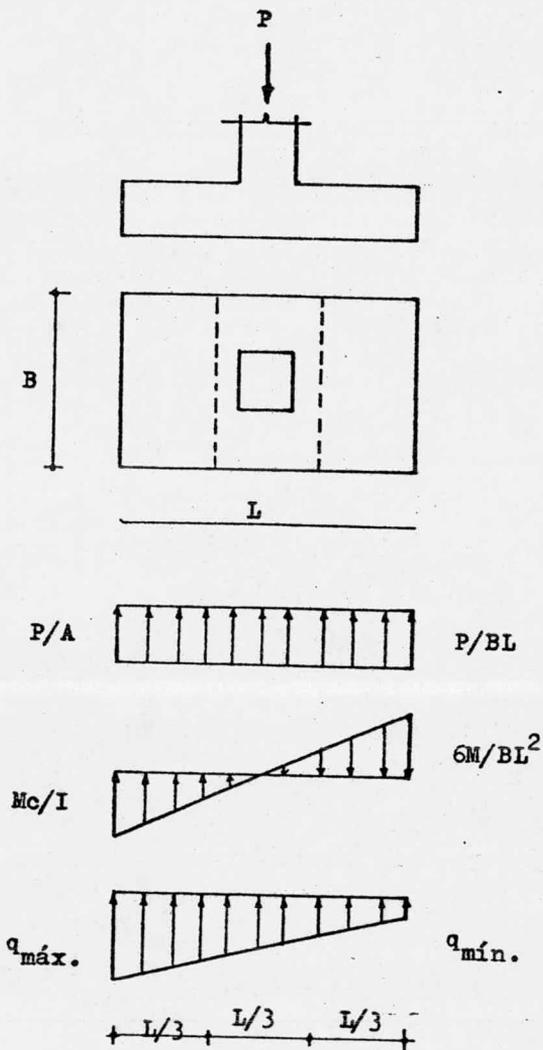


FIG. V.3.- Esfuerzos que actúan en la base de una zapata.

EJEMPLO V.1 DISEÑO DE UNA ZAPATA CUADRADA.

DATOS :

P = 50 Ton. (incluye pesopropio de la zapata).

c = 45 cms. (lado de la columna).

 $f'c = 200 \text{ Kg} / \text{cm}^2$. $q_a = 10 \text{ Ton} / \text{m}^2$. $f_y = 4\,200 \text{ kg} / \text{cm}^2$

Constantes :

 $f^*c = 0.3 f'c = 0.8 \times 200 = 160 \text{ kg} / \text{cms}^2$. $f''c = 0.85 f^*c = 0.85 \times 160 = 136 \text{ kg} / \text{cms}^2$.

SOLUCION

Carga última de diseño Pu

 $P_u = F.C. P = 1.4 \times 50 = 70 \text{ ton.}$

Dimensionamiento de la zapata :

 $B^2 = \frac{P_u}{q_a}$; caso de una zapata cuadrada.

$$B = \sqrt{\frac{P_u}{q_a}} = \sqrt{\frac{70}{10}} = 2.65 \text{ m.}$$

Se tomará un valor del ancho B = 2.8 m.

 $A_z = B^2$; área de la zapata.

$$A_z = 2.8^2 = 7.84 \text{ m}^2.$$

Presión de contacto q_u :

$$q_u = \frac{P_u}{A_z}$$

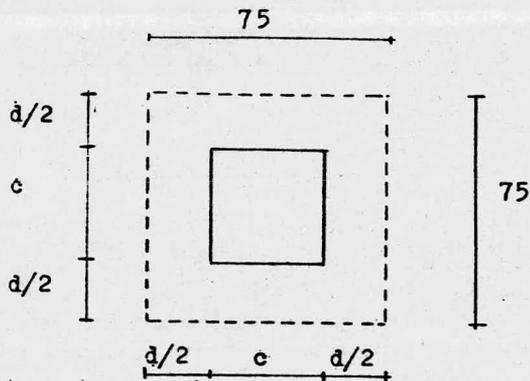
$$q_u = \frac{70}{7.84} = 8.93 \text{ Ton./ m}^2.$$

Se cumple que $q_u < q_a$

Para la revisión de la zapata por cortante, se supone un peralte, d igual a 30 cms.

a) Revisión como losa:

$$d = 30 \text{ cms.}$$



$$\text{Perímetro} = 4 (c + d) = 4 (45 + 30) = 300 \text{ cms.}$$

$$A_c = \text{Perímetro} \times d = 300 \times 30 = 9\,000 \text{ cms}^2.$$

A_c = Area crítica.

Obtención de V_u .

$$V_u = P_u - P'$$

$$P' = 0.75 \times 0.75 \times 8.93 = 5 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 70 - 5 = 65 \text{ Ton.}$$

Esfuerzo cortante actuante v_u :

$$v_u = \frac{V_u}{A_c}$$

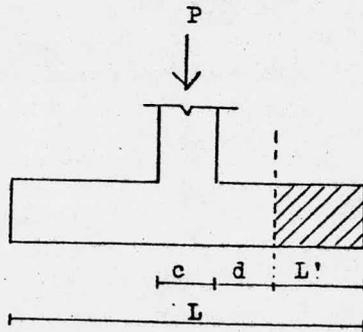
$$v_u = \frac{65\,000}{9\,000} = 7.22 \text{ kg./cm}^2.$$

Esfuerzo cortante resistente del concreto, v_{CR} :

$$v_{CR} = 0.8 \sqrt{f^*c} = 0.8 \sqrt{160} = 10.11 \text{ kg./cm}^2.$$

$v_u < v_{CR}$; por lo tanto se acepta $d = 30 \text{ cms.}$

b) .- Revisión como viga.



$$L = 280 \text{ cms.}$$

$$L' = \frac{280 - 45}{2} - 30 = 87.5 \text{ cms.}$$

Cortante resistente del concreto, V_{CR} :

$$V_{CR} = 0.5 \text{ bd} \sqrt{f'c} \text{ FR}$$

$$V_{CR} = 0.5 \times 100 \times 30 \sqrt{160} \times 0.8 = 15\,178 \text{ kg.}$$

Cortante que actúa en la zapata, V_u :

$$V_u = L' b q_u \quad ; \text{ por unidad de ancho.}$$

$$V_u = 0.875 \times 1.0 \times 8.93 = 7.81 \text{ Ton.} = 7\,810 \text{ kg.}$$

$$V_u < V_{CR} \quad \text{por lo tanto se acepta } d = 30 \text{ cms.}$$

Quando no se cumplen las condiciones anteriores (cualquiera de las dos) deberá proponerse un peralte mayor.

—Cálculo del área requerida por flexión.

$$p_{\text{mín}} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4\,200} = 0.0023$$

Porcentaje máximo pb :

$$pb = \frac{f''c}{fy} \frac{4\ 800}{fy + 6\ 000} = \frac{136 \times 4\ 800}{4\ 200 \times 10\ 200} = 0.0152$$

Porcentaje de acero requerido :

$$Mu = \frac{qu (L' + d)^2}{2}$$

$$Mu = \frac{8.93 \times 1.175^2}{2} = 6.16 \text{ ton-m.}$$

$$\frac{Mu}{FR\ b d^2\ f''c} = q - 0.5 q^2$$

$$q - 0.5 q^2 = \frac{6.16 \times 10^5}{0.8 \times 100 \times 30^2 \times 136} = 6.29 \times 10^{-2}$$

$$q = 0.065$$

$$p = \frac{q f''c}{fy} = \frac{0.065 \times 136}{4\ 200} = 0.0021$$

Este porcentaje es menor que p_{\min} , por lo tanto se tomará unperalte total h , de 32 cms. y suponiendo un refuerzo con barras del # 4 el peralte efectivo d será igual a :

$$d = h - r = 32 - 4 = 28 \text{ cms.}$$

$$As = 0.0023 \times 28 \times 100 = 6.44 \text{ cms}^2.$$

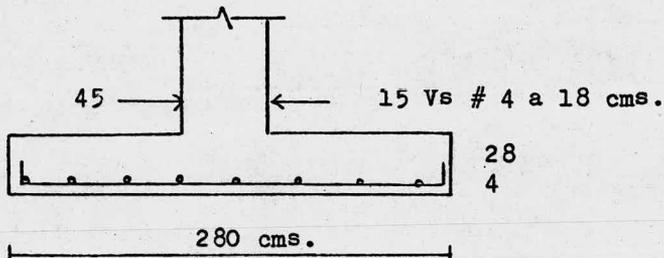
As es el acero de refuerzo requerido.

Separación de varillas

$$S = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 1.27}{6.44} = 19.72 \text{ cms.}$$

Se usarán barras del # 4 con separaciones de 18 cms.
en ambas direcciones.

Sección y armado final de la zapata :



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Fundamentalmente este capítulo tratará de establecer ciertas recomendaciones derivadas de la experiencia-obtenida en el desarrollo de esta trabajo.

No se trata de establecer normas sino de ayudar en los criterios de análisis y diseño estructural y en el empleo del actual reglamento.

a).- DE LA INGENIERIA ESTRUCTURAL.

Un sistema estructural debe tener la resistencia adecuada para soportar con seguridad las diversas cargas que actúen sobre él durante su vida útil.

La ingeniería de diseño puede resumirse como un proceso de cinco pasos :

1.- Definición de necesidades y especificación de objetivos.

Un proyecto de ingeniería comienza cuando se identifican las necesidades y se determinan los objetos del diseño. Luego se establece la finalidad general de las instalaciones necesarias para satisfacer los requisitos. Finalmente se investiga el financiamiento del proyecto y se enjuicia la justificación de la obra que se planea. Se deben establecer los costos de la obra y el valor monetario de los beneficios que ésta aporte. Si la relación costo-beneficio no es favorable puede cancelarse toda la empresa.

2.-Diseño preliminar de las alternativas para la solución.

El éxito del sistema estructural definitivo depende directamente de las actividades realizadas en el diseño preliminar. Aquí se deberán los efectos de la carga muerta y las diferentes cargas vivas. En el procedimiento por tanteos, se estiman las cargas muertas. Primero se determinan las dimensiones de los miembros necesarios para resistir las cargas estimadas y luego se evalúan las cargas reales. Después del análisis de las fuerzas sigue la determinación de los parámetros del proyecto.

3.-Evaluación de las alternativas (análisis).

La evaluación de las alternativas propuestas como soluciones se va efectuando al mismo tiempo que el proyecto preliminar. Se hace necesario determinar las ventajas de cada una de ellas en relación a otras cualidades que debe tener el proyecto, comparar los problemas de construcción, examinar en forma crítica su eficiencia estructural general y considerar los aspectos económicos y estéticos de cada alternativa.

4.-Análisis y diseño final del proyecto.

Después de elegir el sistema estructural deben determinarse las propiedades finales de cada uno de los miembros y conexiones. Las dimensiones obtenidas en la fase preliminar del proyecto pueden ser adecuadas como dimensiones definitivas, si no lo son, se utilizan como punto de partida para el proyecto final.

5.-Realización.

La fase final y más visible de la ingeniería estructural es la realización del proyecto. Esta fase de la construcción es la culminación de las aspiraciones del cliente y de los esfuerzos del ingeniero; la documentación del diseño se convierte en realidad.

b).- DE LOS OBJETIVOS DEL DISEÑO.

Las estructuras se crean para satisfacer un propósito definido. Si una estructura debe cumplir con su misión deben especificarse y satisfacerse varios objetivos de proyecto relativos a la seguridad, funcionalidad y factibilidad.

Entre los objetivos más importantes del diseño está el de lograr una estructura segura.

El problema de la seguridad estructural se enfoca de varias maneras, entre ellas, el enfoque más común es el llamado diseño por esfuerzos permisibles, se basa en la suposición de que la estabilidad queda asegurada cuando los esfuerzos producidos por las cargas de trabajo se limitan a valores considerablemente menores que los correspondientes a los esfuerzos de falla.

El diseño por esfuerzos permisibles comienza con la elección de las cargas de trabajo adecuadas.

Una vez que se han fijado las cargas de trabajo, la estructura se analiza suponiendo que se comporta elásticamente y se determinan los esfuerzos, estos se comparan con los permisibles especificados en el reglamento que se esté utilizando.

Con este procedimiento se asegura que, en servicio normal, la estructura se comportará en forma casi elástica y que no estará sujeta a pandeo, fatiga o a otra forma de falla.

Otro método para resolver el problema de la seguridad es el llamado diseño por resistencia última, con el cual puede predecirse el comportamiento en el punto de falla o en cualquier otro umbral de comportamiento de una sección transversal, de un miembro, o de toda la estructura; primero se obtiene la capacidad a la falla de la estructura, incrementando las cargas de trabajo con factores de carga mayores que la unidad, y luego se diseña la estructura asegurándose de que no se exceda esa capacidad.

Además de la seguridad contra la falla, las estructuras deben tener una utilidad adecuada.

Los requisitos de seguridad representan la responsabilidad del especialista en estructuras, porque son los medios más directos para proteger la vida y la propiedad, es así como el ingeniero se convierte en responsable ante la sociedad ya que sus decisiones afectan la seguridad y la calidad del medio ambiente.

c).- DE LOS REGLAMENTOS.

Los requisitos estructurales se establecen parcialmente en los reglamentos de diseño, que se redactan para la amplia protección de la sociedad en conjunto así - como del propietario de una sola estructura.

El título IV del Reglamento de Construcciones para el D.F., contiene los requisitos generales de seguridad y servicio válidos para todas las estructuras.

El reglamento antes mencionado expresa los requisitos de seguridad de las estructuras en términos de un diseño por estados límite, en que la seguridad contra - la ocurrencia de los distintos tipos de falla se obtiene con valores nominales de las variables, las cules tienen probabilidad pequeña de ser rebasados del lado de la seguridad.

Para finalizar mencionaremos que el diseño por estados límite fué introducido en reglamentos soviéticos hace casi veinte años y se está empleando cada vez - con mayor frecuencia en los nuevos reglamentos. Su aceptación y difusión es explicable, ya que el énfasis en el diseño se pone en el funcionamiento de la construcción y no en restricciones particulares ligadas a determinadas teorías estructurales.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras. Título IV del Reglamento de Construcciones - para el D.F. Informe 400 I.I. de la UNAM.
- 2.- Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el D.F. Informe 401. I.I. de la UNAM.
- 3.- Manual de Diseño de Obras Civiles. Estructuras. C.1.1. Métodos de Diseño. Comisión Federal de Electricidad. I.I.E. 1979 .
- 4.- Manual de Diseño De Obras Civiles. Estructuras. C.2.2. Diseño Estructural de Cimentaciones. Comisión Federal de Electricidad. I.I.E. 1981 .
- 5.- Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. Gonzales Cuevas O.M., Robles F. V. Francisco, Cajas G. de L. Juan, Díaz de Cossío R. Editorial Limusa 1979 .
- 6.- Introducción a los Conceptos de Análisis y Diseño. Vol.1 . White, Gergely y Sexsmith. Editorial Limusa 1980.
- 7.- Gráficas para Diseño de Columnas de Concreto Reforzado. Meli R., Rodríguez M. Informe 428 I.I. de la UNAM 1980.