

300615

21

rey.



UNIVERSIDAD LA SALLE

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE
CIMENTACIONES SUPERFICIALES**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :
INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A :
JAVIER TENA LOPEZ**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

México, D. F.

1986



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 está 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.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES

ÍNDICE

	INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1	DEFINICIÓN, FUNCIÓN Y CRITERIO BASICO DE CIMENTACIÓN.	8
	1.1. Clasificación de las cimentaciones.	
	1.2. Teorías de falla por capacidad de carga.	
	1.3. Tipos de asentamientos.	
CAPÍTULO 2	ANÁLISIS Y DISEÑO DE DADOS DE CIMENTACIÓN.	49
	2.1. Ejemplos numéricos.	
CAPÍTULO 3	ANÁLISIS Y DISEÑO DE TRABES DE LIGA.	72
	3.1. Ejemplos numéricos.	
CAPÍTULO 4	ANÁLISIS Y DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS.	77
	4.1. Zapatas aisladas de concreto reforzado.	
	4.2. Zapatas aisladas de concreto reforzado con nervaduras.	

4.3.	Zapatas aisladas de concreto reforzado sujetas a volteo.	
4.4.	Zapatas aisladas de mampostería.	
4.5.	Ejemplos numéricos.	
CAPÍTULO 5	ANÁLISIS Y DISEÑO DE ZAPATAS CORRIDAS.	107
5.1.	Zapatas corridas de concreto reforzado.	
5.2.	Zapatas corridas de concreto reforzado de forma trapecial.	
5.3.	Zapatas corridas de concreto reforzado de forma escalonada.	
5.4.	Zapatas corridas de mampostería.	
5.5.	Ejemplos numéricos.	
CAPÍTULO 6	ANÁLISIS Y DISEÑO DE CONTRATRABE FLOTANTE.	160
6.1.	Ejemplos numéricos.	
CAPÍTULO 7	INTERPRETACIÓN DE LOS REQUERIMIENTOS PLANTEADOS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.F. Y EL REGLAMENTO DEL AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI-318-83).	174
	CONCLUSIONES	197

APÉNDICE 1	AYUDAS DE DISEÑO	199
TABLA 1	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA.	
TABLA 2	ASENTAMIENTOS PERMISIBLES.	
TABLA 3	DIÁMETROS, PESOS Y ÁREAS DE BARRAS.	
TABLA 4	PROPORCIONAMIENTOS EN VOLUMEN, RECOMENDADOS PARA MORTERO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	
APÉNDICE 2	GRÁFICAS PARA DISEÑAR COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO.	205
	BIBLIOGRAFIA.	218

INTRODUCCION

La preocupación del constructor por el comportamiento de las cimentaciones es tan antigua como la misma construcción, pero hasta épocas relativamente recientes, tal preocupación no se reflejó en intentos de analizar científicamente el comportamiento de las cimentaciones, tratando de establecer principios generales que sirviesen a la vez de normas tanto para el proyecto, como para la construcción de campo.

Durante mucho tiempo, la tecnología de las cimentaciones se estableció solamente bajo bases burdamente empíricas; mas que de una técnica en el actual sentido de la palabra, resulta justificado hablar de un "arte de cimentar". El hecho de que con lo que hoy se antojan tan pobres armas, el constructor de antaño fuera capaz de realizar obras magníficas que perduran hasta los tiempos actuales, mas bien habla en favor de la inventiva y capacidad de adaptación de los ingenieros de otras épocas, que la técnica que utilizaron.

Hoy no resulta razonable seguir usando tan pobres medios y prescindir de los avances recientes en el conocimiento del campo, en nombre de las mayores realizaciones de la ingeniería clásica.

La transmisión de conocimientos puramente experimentales en forma de una auténtica tradición oral, fue, durante siglos, el único modo de que disponía un constructor para adquirir el arte de cimentar. Naturalmente, todos los vicios del conocimiento puramente experimental, sin bases científicas generalizadoras, estaban presentes en este método.

Cuando el ritmo de la construcción aumentó hasta niveles similares a los que hoy se conocen, el método del "arte" se transformó en algo particularmente peligroso, al aumentar el número de constructores, con lo que, necesariamente, el arte de cimentar cayó en manos no siempre muy bien dotadas. Los fracasos que en ese entonces se hicieron notar, condujeron al primer intento de racionalizar la construcción de las cimentaciones.

Los constructores de alguna determinada ciudad volvieron la vista a sus realizaciones bien logradas, y relacionando la carga soportada con el área del cimiento, trataron de establecer un valor "seguro" del esfuerzo que era posible dar al suelo de aquel lugar en particular. Nacieron así las leyes de reglamento o código, que en muchas partes perduran en la actualidad. Sin embargo, basta pensar por un instante en las complejidades y variaciones del suelo en cualquier lugar del planeta, para darse cuenta que la generalización

que se persigue en un código urbano de tal estilo es, por lo menos, muy peligrosa. Además, hoy se dispone de una gran variedad de tipos de cimentaciones, adaptables cada una de ellas a tipos peculiares de suelos y estructuras, consiguiéndose con una buena combinación, seguridad y economía máximas; es claro que los estudios de una técnica de tal naturaleza requiere, quedan muy lejos de la generalización burda que presupone un simple código.

Las teorías de capacidad de carga, desarrolladas a partir de 1920, proporcionaron una base más o menos científica al estudio de las cimentaciones. Combinadas con el creciente conocimiento del suelo y sus propiedades mecánicas y con el mejoramiento de las técnicas de medición de campo, han permitido en la actualidad el desarrollo de una metodología de proyecto y construcción de cimentaciones mucho más racional y avanzada que la que nunca antes tuvo el ingeniero.

De lo anterior no debe seguirse que las teorías recientemente desarrolladas resuelven los problemas por completo; ya se ha insistido sobre sus limitaciones aún enormes. Pero tales teorías, auxiliadas por la clasificación y el estudio de los suelos y por mediciones del comportamiento de cimentaciones construidas que permiten encasillarlas y asimilar correctamente las experiencias adquiridas, proporcionan una base común

que hace posible el intento de generalizar el conocimiento sobre cimentaciones, convirtiendo el arte de cimentar en una disciplina que tiende a lo científico cada vez más.

En la última década se ha iniciado en forma franca la era de la computación electrónica, y sus resultados prácticos ya los hemos empezado a disfrutar.

No obstante el inmenso desarrollo científico y tecnológico señalado anteriormente, es lamentable observar como la situación filosófica del problema se ha desvirtuado: son pocos los ingenieros capaces de definir acertadamente el concepto de cimentación.

FINALIDAD DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.

Las cantidades o partes que intervienen en el diseño estructural pueden clasificarse en:

- 1.- Parámetros que definen la estructura.
- 2.- Solicitaciones a que ésta se ve sujeta.

Los primeros comprenden dimensiones, esfuerzos y otras propiedades mecánicas de los materiales estructurales.

Las segundas incluyen las fuerzas (fuerzas

debidas a la gravedad, fuerzas de inercia y fuerzas externas), las deformaciones impuestas (cambios volumétricos, asentamientos diferenciales, etc.) y los efectos de desgaste y de intemperismo. Todas estas cantidades son aleatorias, además, es imposible establecer límites absolutos de la mayoría de ellas.

Siendo testigos de los cambios metamórficos que suceden u acontecen día con día y considerando el porcentaje de estructuras que sobreviven y de aquellas que están en ruinas, se concluye que la vida media natural de la mayoría de los tipos de estructuras es del orden de siglos y por consiguiente, lo suficientemente corta para que la certeza de que toda estructura fallara algún día, defina todo el enfoque del diseño estructural. El objeto del diseño estructural, entonces no puede ser la prevención de la falla estructural; sólo puede consistir en sentar las bases para la producción de una estructura óptima.

La optimización debe incluir consideraciones sobre el costo inicial; los beneficios que han de derivarse de la estructura; el costo actualizado de falla que toma en cuenta la probabilidad de su ocurrencia como función del tiempo y otras muchas variables. Pero la consecuencia de la falla implica conceptos cuya evaluación objetiva en términos materiales no es fácil en la actualidad; entre estos conceptos están las pérdidas de

vidas humanas y el desprestigio de los involucrados en el proyecto.

El proceso de optimización suele poderse enfrentar sólo parcialmente, y en general el estructurista, no puede aspirar a mucho más que cumplir con la práctica establecida cuando escoge la seguridad global de la estructura; sin embargo, una vez que la ha definido, puede y debe decidir sobre la manera óptima de distribuir los materiales y otros recursos en la estructura. En ocasiones, puede seleccionarse la seguridad global de un tipo de estructuras por comparación con la práctica establecida para otros tipos, cuidando para ello solamente la congruencia con lo establecido.

OPTIMIZACION DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

El objetivo del diseño estructural es la optimización de la utilidad actualizada que debe derivarse de la estructura. El sentido que debe darse al término optimización depende de la manera en que se plantea el problema. Si el propietario ha decidido que debe diseñarse cierta estructura, el ingeniero intentará optimizar esa estructura particular; tratará de hacer máxima la cantidad

$$U = B - C - \sum_i D_i$$

donde los distintos términos son: la utilidad actualizada a esperar (U), los beneficios (B), el costo de construcción (C), y el costo de los distintos posibles tipos de daño y de falla (D_i). Si después de la optimización se encuentra $U < 0$, debe aconsejarse al propietario que no construya.

Es provechoso para un ingeniero representarse en la mente sus estructuras como si estuvieran hechas de un material que se deforma de una forma exagerada bajo la acción de las cargas. Debe imaginarse de qué manera se puede romper o fallar una de sus partes que considera; después asegurarse de que no puede fallar por este modo de comportamiento, o bien cualquier otro. Si el prevee el mayor número de posibilidades y toma precauciones para evitar resultados peligrosos, su estructura probablemente tendrá seguridad. En general, si el estructurista dispone y organiza convenientemente la estructura para que se comporte de un cierto modo posible y pueda resistir las cargas con seguridad, dicha estructura funcionará de esa manera antes de llegar a fallar.

CAPITULO I

DEFINICION, FUNCION Y CRITERIO BASICO DE CIMENTACION

INTRODUCCION

El diseño de cimentaciones es una actividad en que se traslapan las especialidades de Mecánica de Suelos y Estructuras. Una parte esencial del diseño consiste en definir, de manera compatible con el costo, cuales son los estratos de suelo mas adecuados para aceptar las cargas transmitidas por la estructura, cual es la forma de la subestructura que mejor se presta a realizar dicha transmisión y cual es el procedimiento de construcción mas adecuado.

Uno de los factores importantes en definir el sistema de cimentación son los problemas de excavación, bombeo o compactación que pueden presentarse; especialmente en lo que respecta al efecto que estas operaciones tienen en las construcciones existentes. Influye, además, de manera preponderante la disponibilidad de equipo y la experiencia local en los diferentes tipos de cimentación.

DEFINICION

En pocos conceptos del diseño estructural se

aplican en forma rutinaria criterios tan discrepantes y, a veces, tan poco racionales como en el diseño de cimentaciones.

La tendencia del ingeniero a sobresimplificar los problemas, se ve aquí acentuada, entre otras razones, por las dificultades de análisis implícitas en los sistemas de cimentación, así como por tratarse de un problema al margen de los que interesan a los ingenieros estructuristas y de los especialistas en mecánica de suelos. Así, el ingeniero estructurista, parece demasiado preocupado por valorar los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes en los elementos de la subestructura, y aunque reconoce intuitivamente las funciones de la cimentación, no se esfuerza por verificar el diseño de esta para lograr las condiciones adecuadas de funcionamiento de las estructuras que sobre ellas se apoyan. El especialista en mecánica de suelos reconoce que una de las funciones esenciales de la cimentación consiste en limitar los asentamientos diferenciales, pero no se preocupa por la influencia de la rigidez de la estructura, ni de su interacción con el suelo en la redistribución de las presiones de contacto y en el control de los asentamientos diferenciales. A lo anterior hay que sumarle las incertidumbres que aun se tienen en la predicción del comportamiento de los suelos, así como en la variabilidad de sus propiedades mecáni-

cas y en la influencia que sobre estas tiene el procedimiento constructivo.

Podríamos definir una cimentación como aquella parte de la estructura cuya función es transmitirle al terreno las cargas de la superestructura de tal manera que los desplazamientos de sus apoyos sean económicamente tolerables durante la vida útil de la estructura.

Aclaremos los términos de la definición dada. Obsérvese primeramente que se han asignado simultáneamente dos funciones, la de transmitir la carga y la de limitar los desplazamientos. La antigua definición como un elemento puramente transmisor de la carga al terreno es altamente insuficiente, igualmente lo es cuando se exige además que los apoyos se mantengan "fijos", porque esta condición es imposible desde el punto de vista estricto de la deformabilidad de los materiales.

En segundo lugar, obsérvese que por la propia definición, sobreviene una situación de factor que atañe directamente al ingeniero estructurista, no será posible efectuar el diseño de una cimentación si no se hacen las debidas consideraciones de deformación del sistema y sus consecuencias. Por tradición, tratándose de suelos rígidos, esta consideración por intrascendente se desprecia sujetándose exclusivamente a las condiciones de estabilidad, (condición de desplazamiento ex-

tremas), pero muchos ingenieros la hacen extensiva aun a suelos blandos.

En tercer lugar se ha hecho mención de "desplazamientos", esto debe abarcar desde los mas leves, sin consecuencias, hasta los de colapso parcial y total de la estructura.

En cuarto y último lugar, se aclaró en la definición, un carácter económicamente tolerable de los desplazamientos, esto implica que en mayor o menor grado el ingeniero debe respaldar su diseño en un estudio de la trascendencia económica de los desplazamientos empleando para ello los conceptos actuales de utilidad, beneficio, costo y daños; así como de los conocimientos técnicos y científicos para su evaluación.

Cabe aclarar que en las corrientes actuales los conceptos anteriores deben ser tratados como variables haciendo uso de observaciones, experiencias y de las técnicas inherentes a estos sistemas.

La importancia de los desplazamientos, resulta ahora tal que la definición antes dicha, podría ser la siguiente expresión:

La función de una cimentación, es limitar los desplazamientos de los apoyos de la estructura que soporta a valores tolerables. De donde finalmente podemos definir integralmente que:

"La cimentación es el elemento estructural que se encargara de transmitir la carga de la superestructura a estratos inferiores del terreno, y cuya finalidad principal es reducir el hundimiento medio, así como los hundimientos diferenciales a base de rigidez para no dañar la superestructura. En algunos casos habrá que limitar la tendencia al volteo ante la acción de la carga lateral (empuje del suelo, sismo o viento). En estructuras sujetas a cargas dinámicas apreciables (cimentaciones de maquinaria) la cimentación debe evitar además, vibraciones excesivas".

FUNCION Y CRITERIO BASICO DE CIMENTACION.

Es indispensable tener un panorama muy claro de las consecuencias de los hundimientos diferenciales para comprender las funciones que desempeña una cimentación y para diseñarla sensatamente.

El principio fundamental es que la función de estas es proteger a las estructuras que sobre ellas descansan, aunque sea a costa de la propia falla de la subestructura. En estructuras que no se encuentran aisladas, sino que se localizan en la vecindad de otras, las cimentaciones deben evitar que en dichas estructuras ocurran daños provocados por asentamientos de la nueva construcción.

Para lograr estos objetivos, las cimentacio-

nes debèn cumplir las funciones que a continuación se detallan:

- 1) Proporcionar apoyo a la estructura, distribuyendo las descargas de tal manera que logren un factor de seguridad adecuado entre éstas y la capacidad portante del suelo para evitar fallas por corte.
- 2) Limitar los asentamientos (por compresión o por expansión), totales y diferenciales, con el objeto de controlar los daños en construcciones e instalaciones vecinas, así como en acabados o en miembros de la superestructura.
- 3) Conservar la posición vertical de la estructura ante la acción de cargas permanentes, y ante la acción de cargas laterales excesivas para evitar su falla por volteamiento.

Algunos tipos especiales de cimentación, pueden tener otras funciones, pero aquí nos limitaremos a las anteriores; es decir, a las que interesan en construcciones pequeñas o medianas desplantadas superficialmente.

I.1. CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES.

La forma mas común de clasificar las cimentaciones es en función de la profundidad de los estratos a los que se transmite la mayor parte de las cargas que provienen de la construcción. En estos términos, se subdividen en superficiales y profundas.

Las cimentaciones superficiales son aquellas que se apoyan en estratos poco profundos que tienen suficiente capacidad para resistir las cargas de la estructura. En este grupo se encuentran las zapatas, que son ensanchamientos de la sección de las columnas o muros con los que se distribuye la carga de estos a un área de mayor suelo. Las zapatas pueden ser: aisladas (bajo una sola columna), combinadas (bajo dos o mas columnas) o corridas (bajo un muro o una contratrabe). Otro tipo de cimentación superficial esta constituido por las losas de cimentación, en las que el apoyo se realiza sobre toda el área de la construcción. Estas losas pueden ser planas (sin vigas) o con retículas de vigas (llamadas contratrabes). En ocasiones la losa de cimentación, la losa de planta baja y las contratrabes y muros de lindero forman cajones de cimentación que pueden llegar a profundidades relevantes y permiten aprovechar el peso del suelo excavado para compensar parcial o totalmente el peso de la construcción y ali-

viar así la presión neta en la superficie de contacto con el suelo.

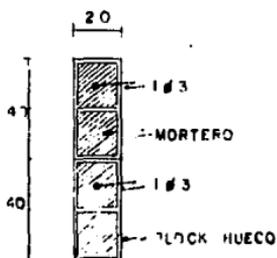
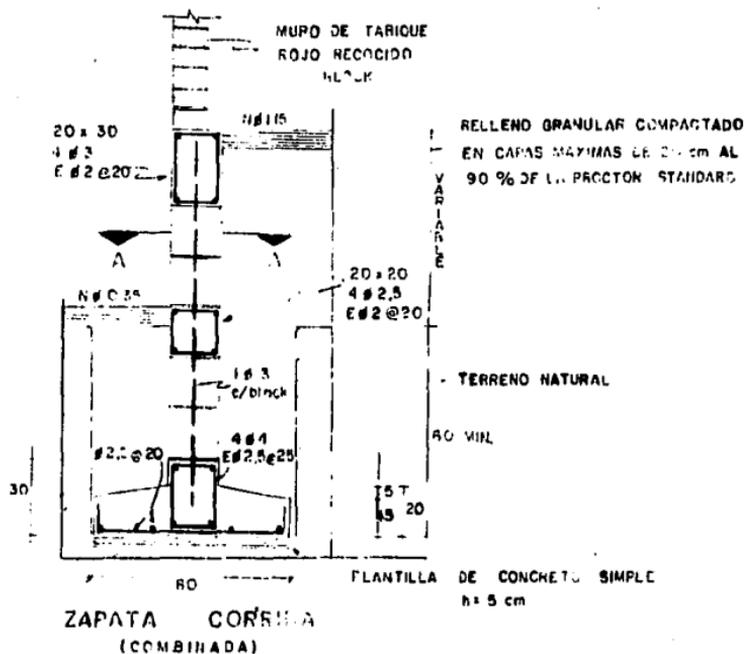
Las cimentaciones profundas están constituidas esencialmente por pilotes que transmiten su carga por punta o por fricción y que se denominan pilas cuando su sección transversal es de gran tamaño. Los pilotes pueden colocarse bajo zapatas o bajo losas de cimentación y pueden combinarse con éstas de manera que la carga se resista en parte por apoyo somero y en parte por apoyo profundo.

Existen tipos especiales de cimentación que se requieren para cumplir funciones muy particulares. Por ejemplo, las cimentaciones masivas para absorber las vibraciones de maquinaria y las cimentaciones sumergidas para obras portuarias o marítimas. El diseño de estructuras subterráneas como los túneles, las tablestacas y los muros de contención presenta problemas comunes con el de cimentaciones, pero no será tratado en el desarrollo de esta tesis.

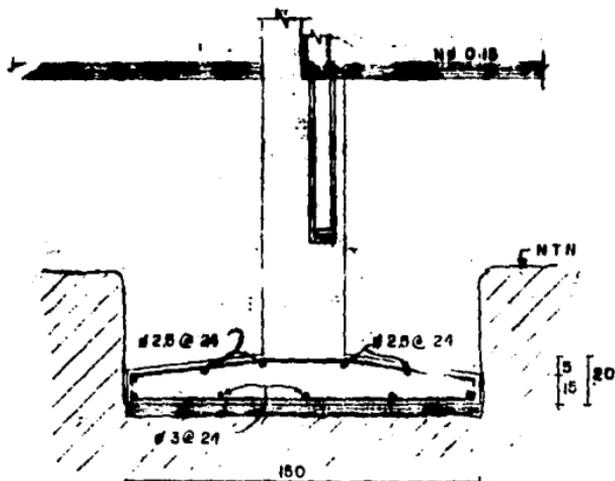
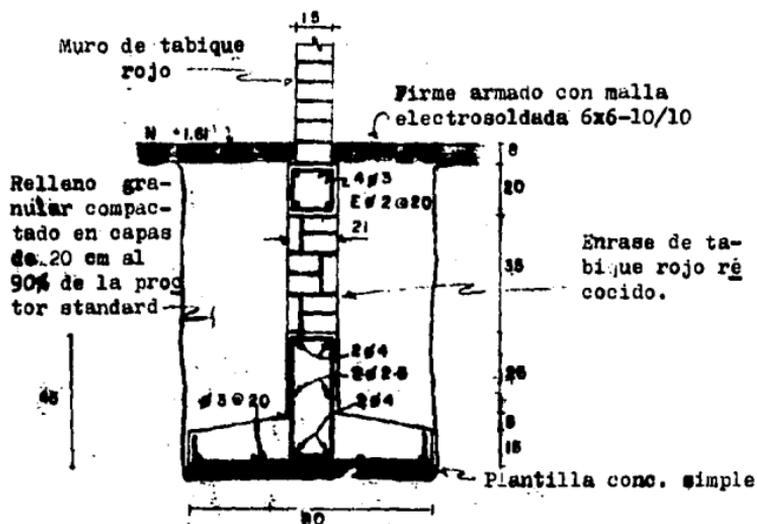
Como ya se dijo, los diferentes tipos de cimentación que actualmente son utilizados, se agrupan en dos grupos, estos grupos son el de las cimentaciones superficiales y el de las cimentaciones profundas, los cuales se mencionan a continuación.

Clasificación Material Forma de
trabajo

GRUPO 1 Cimentaciones Superficiales	Zapatatas	Piedra Braza	
	Corridas	Concreto Ref.	
	Zapatatas	Piedra Braza	
	Aisladas	Concreto Ref.	
	Losas Ciment.	Concreto	Plana
	Contratraves	Reforzado	
			Parcialmente
			Compensado
			Totamente
			Compensado
		Sobrecomp.	
GRUPO 2 Cimentaciones Profundas	Pilotes	Madera	Punta
		Metalicos	Fricción
		Conc. Ref.	Míxtos
		Conc. Preestf.	
	Pilas	Concreto Ref.	
		Cilindros	Concreto Ref.



CORTE A - A



En el desarrollo de este trabajo se tratará únicamente un solo grupo, el de las cimentaciones superficiales, considerando que si tratásemos de abarcar todos los tipos de cimentaciones existentes sería un trabajo muy laborioso y de difícil realización.

CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

ZAPATAS: se usan cuando las descargas de la estructura son suficientemente pequeñas y existen a poca profundidad estratos de suelo con la capacidad de carga y rigidez necesarias para aceptar las presiones transmitidas por las zapatas sin que ocurran fallas o hundimientos excesivos. Cuando, para que sea posible lo anterior y se requieran grandes áreas de contacto, la solución con zapatas se vuelve ineficiente, ya que se trata de elementos que trabajan en voladizo en los que se presentan momentos flexionantes muy grandes. En estos casos conviene recurrir a losas corridas de cimentación o realizar el apoyo en estratos más firmes por medio de algún tipo de cimentación profunda.

Para las zapatas aisladas bajo columnas, conviene que sean cuadradas en planta, ya que esta es la forma para la cual los momentos flexionantes son menores; la forma podrá variar a rectangular cuando las condiciones del terreno impidan extenderse en alguna dirección o cuando la columna transmita, además de la carga axial, momentos flexionantes importantes. Con mo-

mentos flexionantes de consideración, implica aumentos importantes en el tamaño de las zapatas, lo cual las hace ineficientes. Además, cuando el suelo de apoyo carece de gran rigidez, la distribución excéntrica de presiones ocasiona giros en la zapata que dan lugar generalmente a deformaciones indeseables en la construcción o a condiciones de continuidad diferentes a las supuestas en el análisis. En estas condiciones, resulta casi siempre conveniente unir dos zapatas formando una zapata combinada o ligar dos zapatas con una contratrabe.

En zonas de riesgo sísmico moderado o grande, es conveniente unir las zapatas por medio de trabes de liga, estas, absorberán solamente fuerzas axiales y por ello suelen diseñarse para que su capacidad ante una carga axial de tensión sea igual al 10 % de la carga máxima transferida por las columnas que se unen.

Las zapatas corridas bajo muros de carga, serán de preferencia simétricas, excepto bajo muros de lindero en cuyo caso hay que considerar en el diseño el efecto de la excentricidad.

Las formas más comunes de zapatas son:

LOSAS DE CIMENTACION : este tipo de cimentación cubre toda el área bajo la estructura; se emplean cuando la resistencia del suelo es baja o cuando es ne-

cesario limitar en forma muy estricta los asentamientos diferenciales.

Existen dos tipos principales de losas de cimentación con diversas variables.

- a) Losa plana, donde las columnas apoyan sobre la losa de cimentación, directamente o por intermedio de capiteles, pero sin que existan vigas de unión en los ejes de columna. La losa plana puede aligerarse con diferentes procedimientos y tiene la ventaja de la sencillez constructiva, pero a costa de mayores volúmenes de concreto.
- b) La losa con contratraves (vigas de cimentación), se emplea cuando los claros y las cargas son elevados y se convierte frecuentemente en una estructura en cajón con losa en la parte inferior y superior de la contratrabe. Otra modalidad es una losa con contratraves inferiores, en la que el lecho superior es plano y constituye un piso utilizable; además es posible evitar el uso de cimbras al vaciar el concreto directamente en zanjas.

Existen factores que influyen para una correcta selección de una cimentación y pueden agruparse en 3 clases principales:

- 1.- Los relativos a la superestructura, que engloban su función, cargas que transmite al suelo, materiales

que la constituyen, etc

- 2.- Los relativos al suelo, que se refieren a sus propiedades mecánicas, especialmente a su resistencia y compresibilidad, sus condiciones hidráulicas, etc.
- 3.- Los factores económicos, los cuales deben balancear el costo de la cimentación, en comparación con la importancia y aun el costo de la superestructura.

Al balancear los factores anteriores, se deberá adoptar un punto de vista estrictamente ingenieril donde no solo se estudiará la necesidad de proyectar una cimentación, que se sostenga en el suelo, sin falla o colapso, sino también que no tenga, durante su vida, asentamientos o expansiones que interfieran con la función de la estructura.

1.2 TEORÍAS DE FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA.

La observación del comportamiento de cimentaciones indica que la falla por capacidad de carga generalmente ocurre en forma de una rotura por corte del suelo que apoya la cimentación.

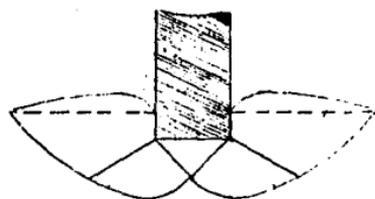
Hay tres tipos principales de falla.

- FALLA POR CORTE GENERAL
- FALLA POR CORTE LOCAL
- FALLA POR PUNZONAMIENTO

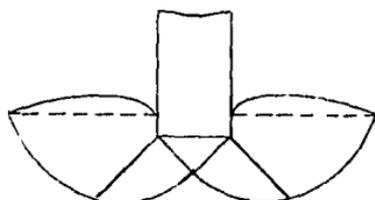
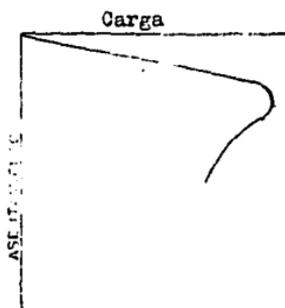
a) Falla por corte general: se caracteriza

por tener un patrón bien definido, consiste en una superficie de deslizamiento continuo, desde un borde de la cimentación hasta la superficie del terreno en el lado opuesto (fig. 1A). En condiciones de esfuerzo controlado, bajo las cuales opera la mayoría de las cimentaciones, la falla es tanto súbita como catastrófica. A menos que la rotación de las zapatas no este permitida por la estructura, la falla ocurre con una inclinación sustancial de la cimentación. en condiciones de desplazamiento controlado (por ej.: cuando se transmite la carga mediante un gato), puede observarse una marcada disminución en la carga última, para que se produzca un movimiento de la cimentación. Para ambos procesos de carga, se observa una tendencia del suelo adyacente a los lados de la cimentación al hinchamiento, aunque el colapso final ocurre de un solo lado. Este tipo de falla es característico de arenas compactas, cuando el cimienta esta a poca profundidad.

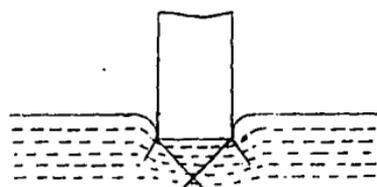
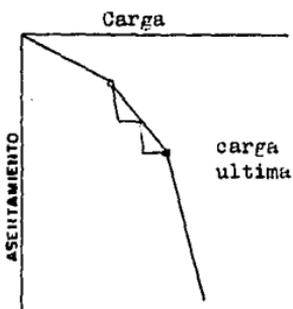
b) Falla por corte local: se caracteriza por un mecanismo que solo se define claramente bajo la cimentación (fig. 1B); consiste en una cuña y superficies de deslizamiento, que empiezan en los bordes de la zapata, como en el caso anterior. Hay una marcada tendencia al bufamiento del terreno a los lados de la cimentación, la compresión vertical debajo de la cimentación es apreciable y las superficies de deslizamiento terminan en algún punto dentro de la masa de suelo. Solo en



a) Falla por Corte General



b) Falla por Corte Local



c) Falla por Punzonamiento

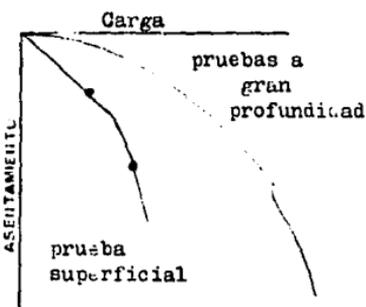


FIG 1

caso de existir un desplazamiento vertical considerable de l cimiento (del orden de la mitad del ancho o del diámetro de la zapata, por lo menos), puede llegar a ocurrir que las superficies de deslizamiento lleguen a flor de tierra. Aun así, no se produce colapso catastrófico, ni inclinación de la cimentación, que al aumentar la carga, se queda hondamente empotrada, movilizand o la resistencia de estratos mas profundos del suelo; de esta forma, la falla por corte local posee características tanto del tipo de Falla por Corte General como del Punzonamiento, representando una especie de transición realmente.

c) Falla por punzonamiento: contrasta con la falla por corte general; se caracteriza por un patrón de ruptura difícil de observar (fig. 1C). Al aumentar la carga, el movimiento vertical de la cimentación es por una compresión del suelo bajo ella; al aumentar la penetración hay una ruptura vertical por corte alrededor del cimiento. El suelo fuera del área de carga, resiente solo mínimas alteraciones y casi no se observan movimientos de este junto a la cimentación. Al aumentar la carga, se mantiene el equilibrio de la cimentación tanto vertical como horizontalmente, sin producirse un colapso visible, a excepción de pequeños asentamientos bruscos del cimiento. Se requiere un aumento continuo de la carga vertical para mantener creciente el asentamiento.

El tipo de falla a esperarse en un colapso real, depende de factores parcialmente investigados hasta ahora. En términos generales, puede afirmarse que el tipo de falla depende de la compresibilidad relativa de el suelo de las condiciones geométricas y de carga existentes. En un suelo prácticamente incompresible (arena compacta), con una resistencia al esfuerzo cortante finita, el tipo de falla será por corte general, en tanto que si el suelo es muy compresible en relación a su resistencia (arena suelta), el tipo de falla será por punzonamiento.

A pesar de ser bien conocidas las diferencias existentes entre los tipos de falla, no existen criterios numéricos generales que permitan predecir el tipo de falla que se presentara en un caso particular dado. El único parámetro racional propuesto hasta ahora para la evaluación de la compresibilidad relativa de masas de suelo sujetas a cargas, es el índice de rigidez I_r que se define así:

$$I_r = \frac{G}{c + q \tan \phi} \quad (1)$$

donde: G es el módulo de deformación tangencial, y c y ϕ son los parámetros de la resistencia del suelo. Este, que aparece en las soluciones del problema de la expansión de cavidades dentro de un sólido infinito, se aso-

cia con el supuesto comportamiento elastoplástico perfecto del suelo. Para tomar en cuenta también la deformación volumétrica media en la zona plástica, se ha sugerido que el valor dado por la ecuación (1), debe reducirse a $I_{rr} = \zeta_v I_r$, en que

$$\zeta_v = \frac{1}{1 + I_r \Delta} \quad (2)$$

El índice de rigidez varía con el nivel de fuerzas y las condiciones de carga. Con un valor de I_{rr} mayor de 250, implica de manera definitiva, un suelo relativamente incompresible, mientras que un valor bajo por ejemplo de 10, implica un suelo relativamente compresible. Sin embargo, en ausencia de soluciones teóricas para un sólido elastoplástico, la única manera que no sea semiempírica de predecir el tipo de falla es utilizar el índice I_r .

CRITERIO DE LA CARGA LIMITE DE FALLA.

La falla de una cimentación se define claramente solo en caso de Falla por Corte General, en que se alcanza la carga límite de rotura al mismo tiempo que aparecen las líneas de deslizamiento en la superficie del suelo, y sigue el colapso de la cimentación con un notorio hinchamiento del suelo al lado de la zapata. En contraste, el punto crítico en los otros dos tipos

de falla, no se define con precisión y resulta difícil de establecer.

En casos de falla de cimentaciones en la superficie de una masa arenosa, ya sea por Corte Local o Punzonamiento, se ha observado que puede presentarse una "falla inicial", que se caracteriza por una deformación plástica súbita y considerable bajo la zapata, que puede ocurrir al inicio del proceso de carga; sin embargo, para observar esta "falla inicial" es necesario aplicar una carga controlada. Puesto que la mayoría de las pruebas de carga se efectúan con gatos hidráulicos, no puede observarse esta "falla inicial" con certidumbre y, por lo tanto, su observación es de valor práctico limitado.

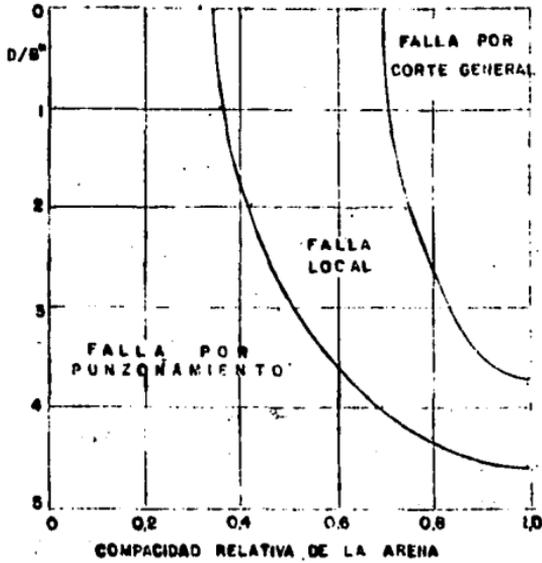
Un criterio versátil de la carga de falla que pueden recomendarse para usos generales, es aquel que la define como el punto donde la pendiente de la curva carga-asentamiento se vuelve horizontal, o bien, alcanza un valor mínimo constante. Otro criterio de carga límite muy conveniente la define en el punto donde la curva Log Carga - Log Asentamiento cambia de pendiente (fig. 3). Sin embargo, ambos requieren que en la prueba de carga se alcancen desplazamientos considerables, de preferencia del orden del 50 % del ancho de la cimentación.

Asimismo, es preferible, desde un punto de

vista práctico, establecer un criterio de asentamiento crítico, o sea, el asentamiento requerido para movilizar la carga límite de ruptura; dicho criterio se justifica dentro de la filosofía básica del diseño de cimentaciones, que considera un asentamiento excesivo como falla de la cimentación.

Por tanto, es importante establecer la magnitud de los asentamientos que se requieren para movilizar las cargas límites. Observaciones hechas en arcillas saturadas indican que estos asentamientos pueden ser de 3 % al 7 % del ancho de la zapata aproximadamente, en el caso de zapatas superficiales, aumentando hasta 15 % en el caso de zapatas profundas. Para cimentaciones sobre arena, los asentamientos varían de 5 % a 15 % en el caso de zapatas superficiales y pueden alcanzar el 25 % para zapatas profundas.

Parece que existe una tendencia general hacia un aumento en los asentamientos límites con el tamaño de las zapatas; por lo que es aconsejable llevar las pruebas de carga de zapatas sobre suelos sueltos y compresibles a asentamientos de 25 % del ancho de la zapata como mínimo, excepto cuando la carga límite pueda observarse a deformaciones menores. Si no se puede definir la carga límite con certeza, es conveniente, en la práctica, adoptar un límite de asentamiento crítico, tal como 10 % de la profundidad de la zapata.



$B = \phi$ 2. CUADRADAS O CIRCULARES ; $B = 2BL/(B+L)$ 2. RECTANGULARES

FIG 2 FORMAS TÍPICAS DE FALLA DE LA ARENA

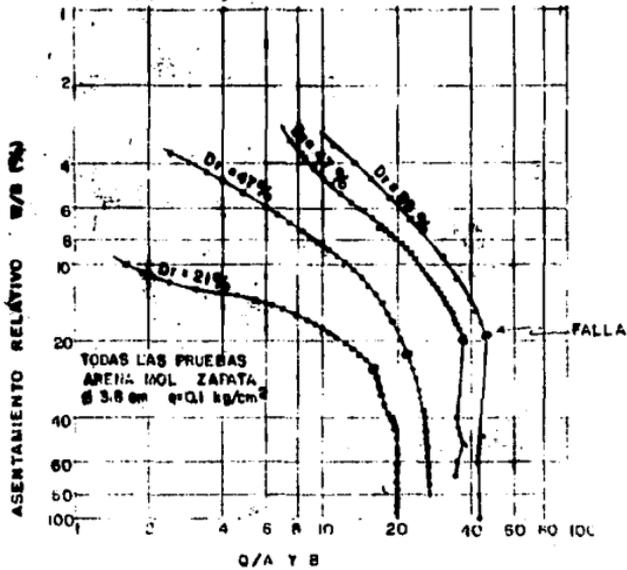


FIG 3

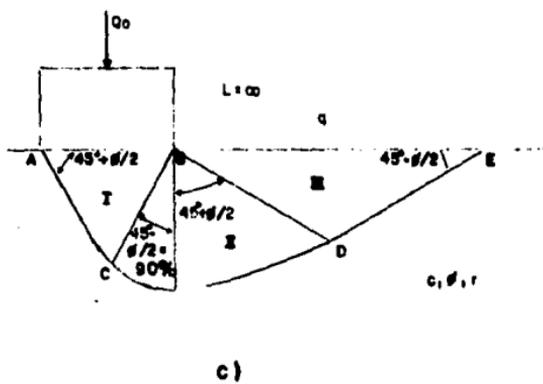
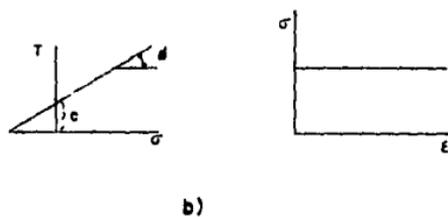
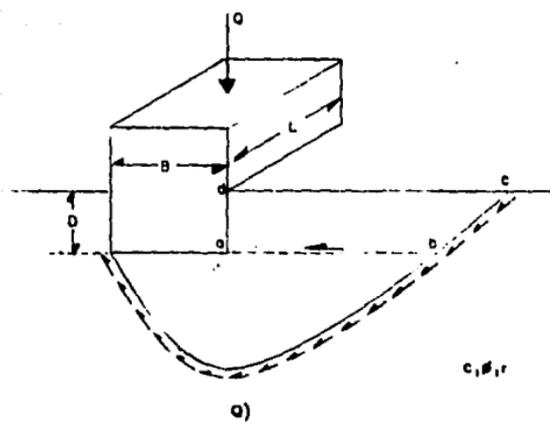


FIG 4

CÁLCULO DE LA CARGA LÍMITE DE FALLA.

El cálculo de la carga límite de una cimentación superficial se forma como sigue (fig. 4A):

Se considera una cimentación regular de ancho B y largo L , apoyada en una masa de suelo a una profundidad D . La masa de suelo es de extensión semi-infinita y homogénea, tiene un peso volumétrico y propiedades de resistencia al esfuerzo cortante definidas por una envolvente de Mohr recta, con características de resistencia c y ϕ , y una curva esfuerzo - deformación típica de cuerpo rígido - plástico (fig. 4B). Se trata de determinar la carga máxima $q_0 = Q_0 / BL$ que la cimentación puede soportar.

Para resolver este problema se hacen generalmente, las siguientes simplificaciones:

- a) Se desprecia la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de bc , del suelo que actúa como sobrecarga (fig. 4A).
- b) No se toma en cuenta la fricción entre la sobrecarga y la cimentación a lo largo de ad (fig. 4A), ni aquella entre la sobrecarga y el suelo de apoyo a lo largo de ab (fig. 4A).
- c) Se supone que el largo L es grande comparado con el ancho B de la cimentación.

O sea, el suelo superficial queda remplazado por una sobrecarga de distribución uniforme $q = \gamma D$. Al mismo tiempo, se suponen condiciones de deformación plana.

Las simplificaciones a y b, siempre conservadoras, se justifican en la mayoría de los casos. Por lo general, el suelo superficial carece de resistencia y se encuentra agrietado cuando la cimentación se coloca por medio de excavación y relleno. La simplificación c, que equivale a suponer la cimentación como una franja infinita de ancho B, se justifica estrictamente para valores de $L/B > 5$. Las correcciones que se introducen para $L/B < 5$ y formas no rectangulares, se someten a consideración posteriormente.

El problema, formulado según la figura 5C, se resolvió empleando los métodos de la teoría de la plasticidad. La solución básica disponible indica que el patrón de falla debe consistir en tres zonas: I, II y III. La I es una zona de Rankine Activa, que empuja una zona de Prandtl Radial II en sentido lateral y una zona de Rankine Pasiva III hacia arriba. El límite inferior ACDE de la masa del suelo desplazada se compone de dos líneas rectas, AC y DE, con inclinación de $45^\circ + \beta/2$ y $45^\circ - \beta/2$ con respecto a la horizontal, respectivamente. La forma de la curva CD, que las liga, depende del ángulo β y la relación $\gamma B/q \rightarrow 0$ ("suelo sin peso") la

curva sigue una espiral logarítmica, que degenera en un círculo cuando $\delta = 0$. En el caso general ($\delta B \neq 0$), la curva queda entre una espiral y un círculo, siempre que $\phi \neq 0$. Para un suelo sin fricción ($\phi = 0$).

Para un suelo sin fricción ($\phi = 0$), la curva siempre tiene forma de círculo. Todas estas conclusiones fueron confirmadas experimentalmente por De Beer y Vesic y otros, aunque el ángulo ψ resultó un poco más grande de $45^\circ + \phi/2$, al menos para cimentaciones rectangulares sobre arena.

No se ha encontrado una solución analítica cerrada al problema así formulado, y probablemente no se encontrará, excepto en casos especiales. Para un suelo sin peso ($\gamma = 0$), Prandtl y Reissner han demostrado que:

$$q_0 = c N_c + q N_q \quad (3)$$

donde N_c y N_q son factores de capacidad de carga adimensionales, definidos por:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan (\pi/4 + \phi/2) \quad (4)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

Los valores numéricos de estos factores se muestran en la Tabla 1.

Para un suelo no cohesivo sin sobrecarga ($c = 0$,

$q = 0$) puede demostrarse que

$$q_0 = 1/2 \gamma B N_x \quad (5)$$

de donde N_x es un factor de capacidad de carga también adimensional, que solo puede evaluarse numéricamente, y que varía considerablemente con el ángulo ψ . Los valores numéricos, tomados de un análisis hecho por Caquot y Kerisel, en que se supone que $\psi = 45^\circ + \beta/2$, pueden aproximarse, con un error que deja un margen de seguridad (no pasa del 10 % para $15^\circ < \beta < 45^\circ$ ni el 5 % para $20^\circ < \beta < 40^\circ$) por medio de la expresión analítica:

$$N_x = 2 (N_q + 1) \tan \beta \quad (6)$$

Los valores N_x según esta expresión, se presentan en la Tabla 1.

Para todos los casos intermedios, donde $c \neq 0$, $q \neq 0$ y $\gamma \neq 0$, se combinan las ecuaciones (3) y (5) en:

$$q_0 = c N_c + q N_q + 1/2 \gamma B N_x \quad (7)$$

que se conoce como la ecuación de Terzaghi.

Esta superposición no es estrictamente correcta, sin embargo, lleva a errores que dejan un margen de seguridad que no pasa de 17 a 20 % para $30^\circ < \beta < 40^\circ$, y que es igual a 0 para $\beta = 0$.

Existe una gran variedad de soluciones de es-

te problema. Mientras las variaciones en las soluciones N_c y N_q que se proponen son insignificantes, las modificaciones en los valores N_γ han quedado sin solución durante mucho tiempo, debido a la dificultad de seleccionar un valor representativo para el ángulo de resistencia al esfuerzo cortante ϕ en el cálculo de la capacidad de carga. Ciertos investigadores hacen uso del valor ϕ obtenido en pruebas de deformación plana, el cual, según ellos, puede ser hasta 10 % más grande que el valor obtenido en la prueba triaxial convencional. Esto contribuye a explicar los resultados de pruebas en losas rectangulares largas sobre la superficie del suelo pero crea dificultades para la interpretación de los resultados de ensayos en losas circulares colocadas a cierta profundidad. Sin embargo, cabe hacerse la pregunta ¿hasta qué punto las condiciones de los elementos de suelo, a lo largo de una superficie de deslizamiento bajo una zapata circular, se aproximan más a la condición $T_2 = T_3$ que a condiciones de deformación plana?

Más peso tiene el argumento que una Falla por Corte en el suelo debajo de una cimentación es un fenómeno de falla progresiva a niveles variables de esfuerzos. Así cuando la línea de deslizamiento ACDE en la figura 4C alcanza el punto E, empezando a movilizar la máxima resistencia al esfuerzo cortante, la resistencia el suelo donde la línea empieza (punto A) estará muy por debajo de la máxima. Además, el nivel de esfuerzos

en el punto A es más alto que en E. Así mismo, en vista de la conocida curvatura de la envolvente de Mohr a bajos niveles de esfuerzos. El ángulo ϕ en el punto A debe ser menor que en el E; deben tomarse en consideración estos hechos cuando se busca un valor de ϕ representativo. Siguiendo estos lineamientos, De Beer ha sugerido que las evaluaciones de capacidad de carga deben hacerse usando las características de resistencia correspondientes a un esfuerzo normal promedio igual a:

$$T_0 = 1/4 (q_0 + 3 q) (1 - \sin \phi) \quad (8)$$

1.3 TIPOS DE ASENTAMIENTOS

Todos los materiales experimentan deformación cuando se les sujeta a un cambio en sus condiciones de esfuerzo.

La deformación de la mayoría de los suelos, aun bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de los materiales estructurales; además esa deformación no se produce usualmente en forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que se desarrolla en el transcurso del tiempo.

La diferencia entre los materiales estructurales y los suelos estriba en el hecho de que los primeros la deformación es principalmente resultado de un

cambio de forma, sin variación de volumen, mientras que en los suelos, ambos fenómenos son importantes.

"Todo proceso que origine una disminución del contenido de agua de un suelo saturado, sin sustitución de la misma por aire, se denomina proceso de consolidación". (Karl Terzaghi).

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma; así, el movimiento de las partículas del suelo puede ocurrir solo en dirección vertical; ésta es la consolidación unidireccional o unidimensional.

En caso de suelos cohesivos saturados, cuando una carga de dimensiones finitas se aplica rápidamente sobre un depósito de arcilla saturada, el asentamiento total por producirse puede dividirse en 3 tipos.

- a) Asentamiento inicial elástico y plástico en caso de rebasar la resistencia al esfuerzo cortante en los suelos blandos.
- b) Asentamientos por consolidación primaria.
- c) Asentamientos por consolidación secundaria.

Los asentamientos por consolidación primaria,

se originan a medida que se disminuye la presión de poro y ocurren cambios volumétricos por el flujo de agua al establecerse un drenaje.

Después de haberse complementado la consolidación primaria, disipada la presión de poro y a esfuerzos efectivos constantes, aun ocurren cambios de volumen que causaran asentamientos adicionales, a esto denominaremos consolidación secundaria y se caracteriza por una relación lineal entre el asentamiento y el Log del tiempo y se presenta en mayores magnitudes en suelos altamente orgánicos y en casos en que la consolidación primaria se efectúa rápidamente.

Asentamientos por consolidación (expulsión de agua).

Este tipo de asentamiento se presenta en arcillas o suelos saturados.

Al aplicar una carga en un área dada en un material arcilloso o limoso saturado, se produce un aumento de la presión de poro o presión en el agua, disminuyendo la presión efectiva ya que:

$$\bar{\sigma} = \bar{\sigma} \text{ total} - U$$

donde

$\bar{\sigma}$ = presión efectiva

$\bar{\sigma} \text{ total}$ = esfuerzo total

U = presión de poro

El incremento en la presión tiende a disiparse fluyendo el agua hacia estratos permeables. Sea por ejemplo, un edificio que aplica una carga uniformemente repartida sobre un área A.

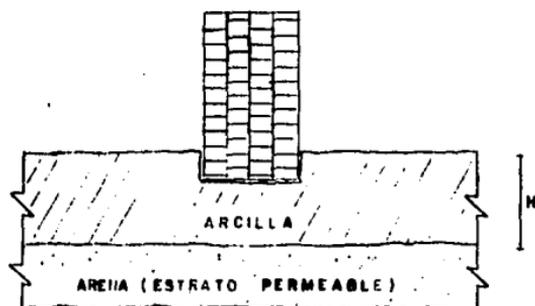


Fig. 5

El hundimiento que tendrá lugar bajo el edificio, debido al efecto de consolidación, y que ocurrirá durante un tiempo relativamente grande, es:

$$\Delta H = m_v \cdot H \cdot \Delta p$$

donde

ΔH = asentamiento

m_v = coeficiente de reducción volumétrica

H = espesor del estrato

Δp = incremento de presión que depende de la profundidad que se considere.

El coeficiente de reducción volumétrica m_v se determina en el laboratorio mediante pruebas de consolidación drenadas para las diferentes muestras inalteradas que se obtengan del sitio por medio de sondeos de muestras inalteradas (tipo shelby).

El incremento de presión se determina del diagrama de esfuerzos de Boussinesq.

Distribución de esfuerzos en función de la profundidad.

Debido a que el suelo no es homogéneo, los hundimientos de los estratos, se obtienen a partir de las características de cada uno de ellos, los hundimientos en cada uno y el asentamiento total será la suma de los asentamientos parciales.

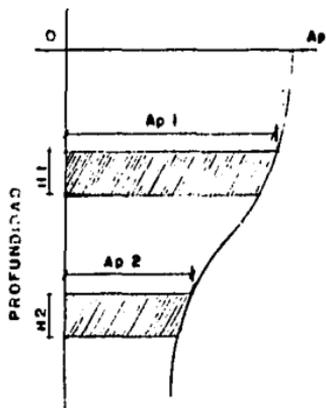


Fig. 6

La contribución al asentamiento total del estrato cuyo espesor es H_1 será:

$$\Delta H_1 = H_1 \cdot m_{v_1} \cdot \Delta p_1$$

y el estrato H_2

$$\Delta H_2 = H_2 \cdot m_{v_2} \cdot \Delta p_2$$

entonces el asentamiento total será igual a:

$$\Delta H \text{ total} = \Delta H_1 + \Delta H_2 + \dots + \Delta H_n$$

Tipos de Asentamientos

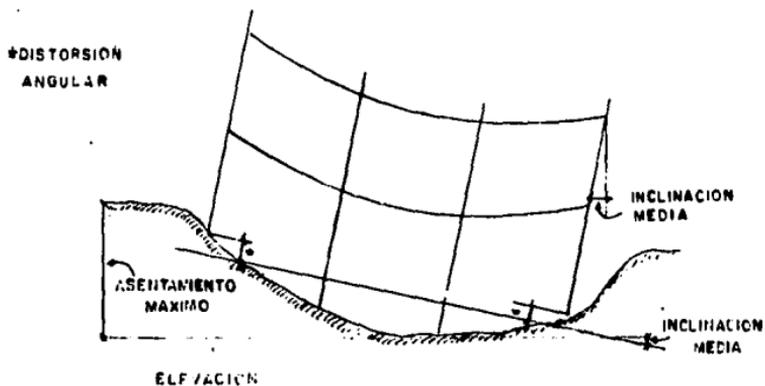
Las mayores deformaciones impuestas se deben a los asentamientos, distinguiremos tres clases:

Asentamiento Máximo

Desplome Medio

Distorsión Angular

Es imposible establecer límites absolutos a-bajo de los cuales sean aceptables los diversos tipos de asentamientos. Los valores "permisibles" que contiene la Tabla 2, pretenden servir de guías aproximadas.



TIPOS DE ASENTAMIENTOS

Fig. 7

Asentamiento Máximo

Debe evitarse el asentamiento máximo en la periferia para evitar daños en las instalaciones de la vía pública; y a las construcciones vecinas. Dependiendo de el estado en que estas se hallen, puede bastar de hecho un asentamiento insignificante para causar daños serios, o puede resultar inofensivo un asentamiento mucho mayor que los que cita la Tabla 2.

Desplome

La posibilidad de que se noten a simple vista los desplomes depende mucho de que haya líneas de referencia. En una junta de construcción, un pequeño desplome en sentidos opuestos se aprecia claramente, mientras que un edificio aislado de 50 mts. de alto puede inclinarse imperceptiblemente quizás hasta 0.7 % contra el 0.4 % que se consigna en la Tabla 2. Así mismo, en una junta de construcción el peligro de choques por sismo puede gobernar el desplome permisible.

Cambios Angulares

Ningún otro factor ha causado tanto agrietamiento severo en edificios como los cambios angulares debidos a asentamientos diferenciales. No obstante, distamos de tener medios reaccionales cuantitativos para predecir la severidad del agrietamiento y de otros daños que causara un asentamiento diferencial dado.

Distribución de Presiones de Contacto

Se llama presión de contacto a la presión que actúa entre la base del cimiento y el terreno de cimentación.

Tiene importancia ya que por medio de ella se determina la distribución de fuerzas cortantes y momentos flexionantes.

Bajo un área superficial uniformemente cargada, equivalente a una cimentación idealmente flexible, el cimiento se deformara como se muestra en la figura, siendo también uniforme la distribución de la presión de contacto.

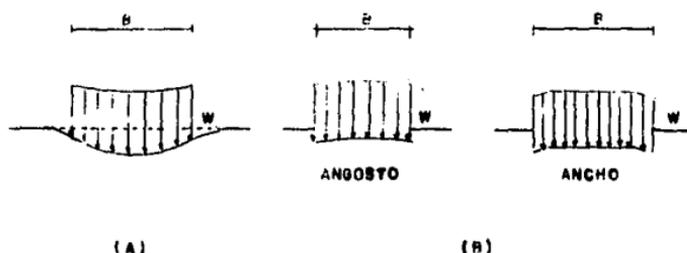


Fig. 8 Distribución de asentamientos bajo una carga uniforme (cimiento idealmente flexible): (a), en material realmente elástico, como arcilla saturada; (b), en material elástico cuya rigidez aumenta con la presión de confinamiento como arena y grava.

Si el cimiento es rígido, la distribución de presiones será de las formas indicadas en la figura 9, según el tipo de suelo

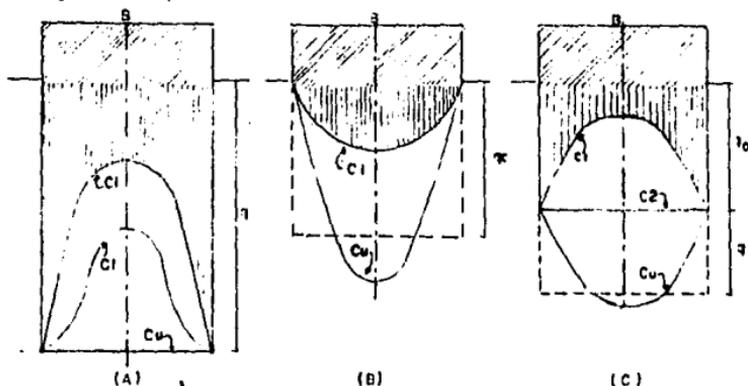


Fig. 9 Distribución de presiones de contacto en la base lisa de un cimiento rígido: (a), en material elástico ideal; (b), en suelo granular (arena); (c), en suelo intermedio. Las curvas C_u , indican la distribución de presiones cuando la zapata es llevada a la falla.

Es común que en el diseño de un cimiento, se considere que la presión de contacto es uniforme. En el caso de cimientos rígidos desplantados en arena, esa consideración conduce a un diseño conservador; pero en arcilla, donde la presión es mayor en los bordes, quedara del lado inseguro. sin embargo, en general, los factores de seguridad empleados en el diseño estructural son suficientes para absorber los esfuerzos en exceso.

CAPITULO 2

ANALISIS Y DISEÑO DE DADOS DE CIMENTACION

Quando por ciertas razones, tales como estratos firmes profundos o profundidades de desplante grandes existentes, etc. será necesario colocar la cimentación a la suficiente profundidad, para lo cual emplearemos un elemento que sirva de transmisor, tanto de las cargas que bajan por el apoyo, como de los elementos mecánicos de la superestructura a la infraestructura o cimentación. Ese elemento es el dado de cimentación, el cual es el receptor de los efectos a que estará sujeta la cimentación y su función es la de transmitir los elementos mecánicos a los que el mismo va a estar sujeto, a la cimentación.

Pero principalmente al ampliar la base de la columna a partir del nivel natural del terreno hasta la profundidad de desplante, ésta se convierte en un dado de cimentación el cual nos auxilia en no exceder el esfuerzo permisible de la falla por cortante o por penetración, la cual se ocasiona al rebasarse el esfuerzo de aplastamiento en el área de contacto de concreto del miembro de soporte.

Ya que el dado de cimentación es simplemente

una columna, pero corta, porque trabaja de casi igual manera. Las ecuaciones, fórmulas y gráficas que nos ofrece el reglamento, pueden ser usadas para su diseño.

Los dados de cimentación son generalmente usados bajo columnas metálicas para transferir las cargas a las zapatas adecuadamente, evitando problemas tanto de falla por penetración al corte como de corrosión.

En este caso son usados como apoyo placas metálicas de acero con varillas en su parte baja funcionando como anclas, realizando un incremento de flexión en la parte superior del lado de cimentación.

En función de la incertidumbre de los altos esfuerzos de trabajo en las varillas de refuerzo sobre la placa de apoyo de la columna debido a incrementos de momentos, el pedestal puede ser diseñado como una columna no reforzada y el porcentaje mínimo de acero para el dado de cimentación puede ser arbitrariamente aumentado.

Este criterio de diseño puede ser muy conservador, pero es un intento por hacer reducir el astillamiento de los bordes y las esquinas. Esto debe ser tenido en mente en las diferentes uniones de las columnas con las zapatas que sean construidas.

El material total en exceso (si es que hay),

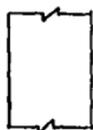
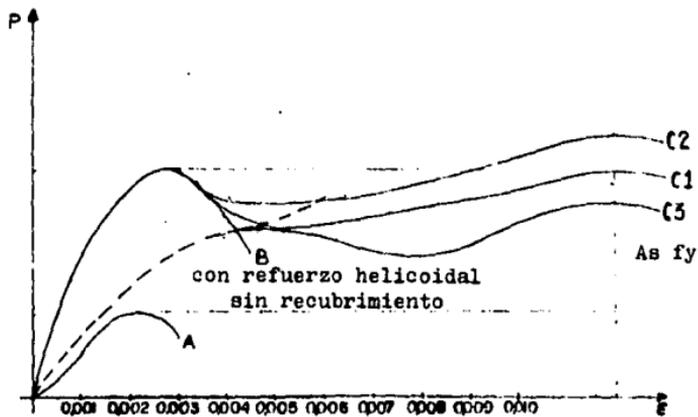
puede ser despreciable en función del grado de seguridad obtenido.

COMPORTAMIENTO, MODOS DE FALLA Y RESISTENCIA DE ELEMENTOS SUJETOS A COMPRESION AXIAL.

En la figura 10 se representan curvas carga - deformación unitaria para tres tipos de elementos de concreto sujetos a compresión axial. Las curvas son típicas de las que se obtienen de ensayos de columnas relativamente cortas. Si las columnas fueran muy esbeltas, la resistencia estaría afectada en forma importante por los efectos de la deflexión lateral debida a excentricidades accidentales en la aplicación de la carga.

La curva A, correspondiente a un espécimen de concreto simple, representa la característica carga-deformación de una columna con relación de esbeltez mayor que 2 pero menor que 10 o 12. Como en el caso de cilindros de control, la carga máxima se alcanza cuando se llega a una deformación unitaria de orden de 0.002.

Se sabe que la resistencia de un prisma disminuye al aumentar la relación de esbeltez, hasta llegar a un valor mínimo aproximadamente igual al 85 % de la resistencia de un prisma con relación de esbeltez igual a 2. Por consiguiente, la resistencia de un elemento de concreto simple sujeto a compresión axial puede estimarse como el producto del 85 % del esfuerzo me-



concreto
simple



estribos



hélice

concreto con refuer-
zo longitudinal y
transversal.

Fig. 10

dido en un cilindro de control ($f'c$), ensayado en las mismas condiciones, por el área de la sección transversal del elemento. Este factor de reducción, 0.85, es solo un promedio de resultados de ensayos en miembros colados verticalmente. Se han encontrado valores para este factor desde 0.69 hasta 0.95. En elementos colados horizontalmente, este factor se acerca a la unidad.

Si se adiciona refuerzo longitudinal a un espécimen de concreto simple y se utiliza el refuerzo transversal necesario para mantener las varillas longitudinales en su posición durante el colado, la carga máxima se obtiene bajo las mismas condiciones que en un prisma de concreto simple, es decir, a una deformación unitaria del orden de 0.002. Como en el caso anterior, la falla se produce a una deformación unitaria de 0.003 o 0.004, si el ensaye es de corta duración. A esa deformación, el concreto se agrieta longitudinalmente, o según planos con una inclinación aproximada de 45° , dependiendo de las restricciones en los extremos del espécimen, y las varillas longitudinales se pandean entre estribos, al faltarles el soporte lateral del concreto.

La característica acción-respuesta de un espécimen con refuerzo longitudinal es una curva como la B de la figura 10.

La resistencia adicional sobre la de un pris-

ma de concreto simple es debida a la contribución del refuerzo longitudinal en compresión. Se puede estimar esta contribución como el producto del área de acero por el esfuerzo de fluencia, f_y . Por lo tanto, la resistencia o carga máxima que un prisma de concreto con refuerzo longitudinal y estribos transversales es capaz de alcanzar, esta dada por la siguiente expresión:

$$P = 0.85 f'c A_c + A_s f_y$$

en donde

A_c = área total de concreto descontando área de las varillas (cm²).

A_s = área de acero (cm²).

$f'c$ = resistencia del concreto a la compresión (kg/cm²).

f_y = esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm²).

Si el elemento, además de refuerzo longitudinal, tiene refuerzo helicoidal continuo a lo largo, su comportamiento bajo carga queda representado por las curvas C de la figura 10. Inicialmente su comportamiento es similar al de un prisma con estribos, hasta llegar al primer máximo, a una deformación unitaria del orden de 0.002. Aproximadamente a esta deformación, el recubrimiento de la hélice o zuncho empieza a desprenderse y, por tanto, la capacidad de carga del elemento disminuye. Al deformarse lateralmente el concreto en forma apreciable por el efecto de Poisson, la hélice se

alarga, produciendo como reacción, una presión confinante en el núcleo de concreto limitado por el zuncho. De acuerdo con las características de la hélice, la recuperación en capacidad de carga del espécimen será mayor o menor. Si el confinamiento proporcionado por el zuncho es suficiente, puede alcanzarse una segunda carga máxima superior a la alcanzada inicialmente, pero a deformaciones considerablemente mayores, como muestra la curva A2, por el contrario, si el confinamiento no es suficiente, nunca se alcanzará una carga como la del primer máximo (C3). Si se ensaya un espécimen con hélice y refuerzo longitudinal, pero sin recubrimiento, la etapa inicial quedará representada por la línea de trazo interrumpido con una pendiente menor que la del espécimen con recubrimiento ya que el área del concreto es menor. La parte final de ambas curvas será igual, puesto que el espécimen con recubrimiento lo habrá perdido a estas deformaciones.

Se puede considerar entonces que la resistencia en compresión axial de un elemento de concreto reforzado se obtiene de la contribución de cuatro factores:

- 1.- El concreto del núcleo.
- 2.- El acero longitudinal.
- 3.- El concreto del recubrimiento.
- 4.- El acero transversal.

Las dos últimas contribuciones, no pueden existir simultáneamente, ya que, como se ha visto, el refuerzo helicoidal actúa en forma apreciable sólo cuando la deformación longitudinal del elemento es igual o mayor que la que produce la caída del recubrimiento.

La contribución a la resistencia aportada por el concreto, tanto el del núcleo como el del recubrimiento, puede valorarse como el producto del 85 % de la resistencia de un cilindro de control por el área correspondiente, y la contribución del acero longitudinal como el producto del esfuerzo de fluencia por el área de acero.

CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO.

A veces, limitaciones de espacio restringen el área del dado de cimentación, sin embargo, siempre que sea posible, cuando se tengan grandes descargas, conviene para no tener esfuerzos altos que dicha área sea por lo menos de 1.5 a 2 veces mayor que la del área cargada. Esto, porque de la incertidumbre de esfuerzos altos en las varillas de refuerzo llamadas anclas reaccionando sobre la placa de apoyo incrementa los momentos.

Así el dado puede ser diseñado como una co-

lumna no reforzada y aplicársele el artículo sobre porcentaje mínimo de acero, el cual puede ser arbitrariamente aumentado.

Los datos de cimentación, en el caso que formen parte de una columna de concreto, como es sencillo visualizar, la columna se desplanta desde la zapata y pasa a través del dado en su parte central, por lo que se podría preguntar uno: ¿ Este acero que forma parte de la columna y pasa a través del dado, lo debo tomar en cuenta para satisfacer el armado que resulte de mi análisis ?; pues sería algo lógico ese cuestionamiento ya que es acero existente. La respuesta es SI, de donde el área sería:

$As \text{ necesaria} - As \text{ existente} = As \text{ para armar el dado}$

Si esta área resultase muy pequeña, entonces podríamos armar con la mitad del porcentaje de área de acero mínimo con que quisieramos diseñar, ya fuera, el A.C.I. 318-77 o N.T.C.R.C.D.F.

En el caso de que en su parte superior lleve columna metálica, no existira el cuestionamiento pasado, ya que el As calculada se meteria total en el diseño del dado.

R.C.D.F.

El factor de carga F_c se determinará como sigue:

- I. Para combinaciones que incluyan exclusivamente acciones permanentes y variables se tomara $F_c = 1.4$ (carga estática).
- II. Para combinaciones de acciones que incluyan una acción accidental, además de las acciones permanentes y variables se tomara $F_c = 1.1$ (sismo en ambas direcciones).

N.T.C.R.C.D.F.

4.2 Columnas.

4.2.1 Refuerzo mínimo.

La relación entre el área de refuerzo vertical y el área total de la sección no sera mayor que:

$$20 / F_y \text{ ; normalmente } F_y = 4000 \text{ kg/ cm}^2$$

por lo tanto

$$20 / 4000 = 0.005 \text{ , ni } > 0.08$$

El número mínimo de varillas será de 4 en rectangulares

4.2.2 Requisitos para el refuerzo transversal.

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse con estribos con separación no mayor que:

$\frac{850}{F_y}$ veces el diámetro de la varilla (f_y , en kg/ cm^2),

es el esfuerzo de fluencia de las varillas longitudinales.

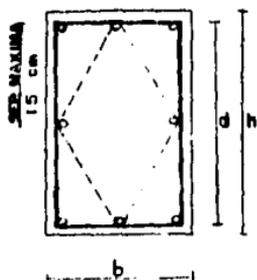
49 diámetros de la varilla del estribo.

b la menor dimensión de la columna.

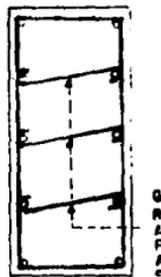
Los estribos se dispondrán de manera que cada varilla longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia, tengan un soporte lateral proporcionado por el doblez de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135° .

Además, ninguna varilla que no tenga soporte lateral debe distar más de 15 cms. de una varilla soportada lateralmente.

Para dar restricción lateral a barras que no sean de esquina, pueden usarse grapas formadas por varillas rectas cuyos extremos terminan en un doblez a 180° alrededor de la varilla o paquetes restringidos, seguido de un tramo recto con longitud no menor de 10 diámetros de la varilla de la grapa. Las grapas se colocarán perpendiculares a las varillas ó paquetes que restringen y a la cara mas próxima del miembro en cuestion. La separación máxima de las grapas se determinará con el criterio prescrito antes para los estribos.



Observación: si no se satisface la separación máxima entre varilla y varilla entonces hay que disponer algunas extras a las cuales se les denominará adicionales.



9.4 Aplastamiento.

En apoyos de miembros estructurales y otras superficies sujetas a presiones de contacto o aplastamiento, el esfuerzo bajo cargas de servicio no debe ser mayor de $0.25 f'c$.

A.C.I. 318-77

10.9 Límites de refuerzo de miembros sujetos a compresión.

10.9.1 El refuerzo longitudinal para miembros no compuestos sujetos a compresión no será menor que 0.01 ni mayor que 0.08 veces el área total de la sección.

El número mínimo de varillas de refuerzo longitudinal en miembros sujetos a compresión será de cuatro para varillas colocadas en un rectángulo.

7.12.3 Todas las varillas no presforzadas pa-

ra columnas de estribos deberán confinarse con estribos laterales. El espaciamiento de los estribos no deberá exceder de:

16 diámetros de la mayor varilla longitudinal.

48 diámetros de la varilla de los estribos.

b la menor dimensión de la columna.

Los estribos deberán disponerse de tal forma que cada esquina y cada varilla longitudinal alternada tenga un soporte lateral proporcionado por la esquina de un estribo, que tenga un ángulo comprendido no mayor de 135° y ninguna varilla deberá estar separada más de 15 cms. libres en cualquier lado de tal varilla lateralmente soportada.

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION.

Por lo que se refiere a los dados de cimentación, los cuales se utilizan en: edificios de varios niveles, marcos de naves industriales y en general en todo tipo de estructura en la cual la columna, aparte de carga, tenga participación de trabajo en forma de marco y que por lo tanto, tenga momentos transmitidos por transporte de los nodos superiores hacia la base de la columna y como esta se apoya, si es el caso, en un dado de cimentación (y decimos "si es el caso", porque puede llegar a contrarabes de cimentación o a algun otro elemento estructural receptor transmisor), entonces a

este se le hará trabajar, aparte de por carga vertical, a flexión y entonces se le deberá analizar y diseñar por flexocompresión.

En el diseño de elementos sujetos a flexocompresión se sigue el procedimiento general adoptado por el RCDF/76, llamado de estados límite, equivalente al diseño plástico o por resistencia última, estipulado por otros reglamentos.

Las fuerzas internas (elementos mecánicos), obtenidas del análisis bajo cargas de servicio, deben multiplicarse por los factores de carga especificados a fin de lograr sus valores de diseño últimos. Estas fuerzas deben compararse con la resistencia de las secciones obtenidas a partir de valores nominales de los esfuerzos, y afectada por factores de reducción que toman en cuenta la incertidumbre en su determinación.

Los diagramas de interacción que se utilizan son los que edita el Instituto de Ingeniería en su publicación N° 428 "Gráficas para Diseñar Columnas de Concreto Reforzado" septiembre 1980, UNAM. En este trabajo reproduciremos sólo los que emplearemos con el fin de que, quien siga alguno de los ejercicios numéricos, no tenga la molestia en ir a buscar la publicación para seguir paso a paso el ejercicio y pierda la hilación del tema.

N.T.C.R.C.D.F.

Efectos de esbeltez.

Como en nuestro caso no tenemos en su mayoría este problema, no nos extenderemos en este asunto más que lo suficiente para saber de que trata.

- a) Longitud libre (H') de un miembro a flexocompresión es la distancia libre entre elementos capaces de darle al miembro, apoyo lateral.

Radio de giro (r) es igual a la raíz cuadrada del cociente del momento de inercia centroidal entre el área, siendo:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}} = \sqrt{\frac{h^3}{12}} \quad \text{si } h \text{ la hacemos unitaria}$$

por lo tanto: $r = \sqrt{1/12} h = 0.288 h$

- b) Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez.

Los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando la relación:

$$H' / r < 22$$

Como hemos visto desde el inicio de este ca-

pítulo, los datos de cimentación son columnas cortas y por lo tanto no tenemos problemas por efectos de esbeltez, de donde apoyados en este último subíndice, hemos visto que se cumple con esta relación, entonces los despreciaremos y con ello simplificaremos en gran parte nuestro análisis de los datos de cimentación.

EJEMPLO:

DISEÑO ELÁSTICO.

Diseñar el siguiente dado de cimentación con los datos de diseño dados: la columna es de una nave industrial.

$$P = 145 \text{ ton}$$

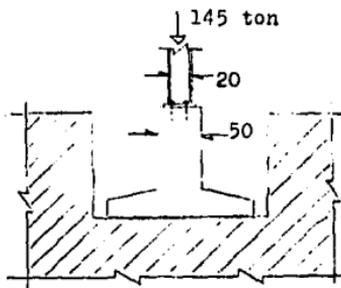
$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$f_t = 20 \text{ ton/m}^2$$

Datos de la columna

$$b = 20 \quad h = 25$$



$$P \quad 145 \text{ 000 Kg}$$

$$A_c = \frac{P}{0.25 f'_c (0.85)} = \frac{145 \text{ 000 Kg}}{0.25 (250) (0.85)} = 2 \text{ 729.4 cm}^2$$

$$B = \sqrt{2 \text{ 729.4}} = 52.24 \text{ cm} \approx 55 \text{ cm}$$

usar 55 x 55

$$\text{Armado} \quad \text{As mínimo} = 0.01 (3 \text{ 025 cm}^2) = 30.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{usar } 12 \text{ N}^\circ 6 \quad \text{As} = 34.2 \text{ cm}^2 > 30.25 \text{ cm}^2 \therefore \text{ok.}$$

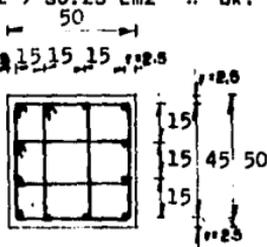
Estribos con varillas del N° 4

separación según el reglamento:

$$16 (1.90) = 30.40 \text{ cm}$$

$$48 (1.27) = 60.96 \text{ cm}$$

20 cm



$$12 \# 6, B \# 4 @ 20$$

EJEMPLO

DISEÑO PLÁSTICO

Calcular el siguiente dado de cimentación perteneciente a una nave industrial con los siguientes datos:

$$F_c \text{ (carga estática)} = 1.4$$

$$P = 71 \text{ ton} \times 1.4 = 99.4 \quad 100 \text{ ton} = P_u$$

$$M_x = 27 \quad \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 48 \quad \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$h = 1.5 \text{ mt}$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$F_r = 0.85$$

Parámetros para el cálculo de la resistencia

$$f^{\circ}c = 0.8 \times f'_c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^{\circ}c = 0.85 \times f^{\circ}c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

Parámetros dimensionales de las cargas de diseño.

El dado de cimentación se diseñará por flexocompresión biaxial con los siguientes datos:

$$K = \frac{P_u}{F_r b h f^{\circ}c} = \frac{100\ 000}{0.85 (60) (70) 170} = 0.165$$

$$\frac{R_x}{M_x} = \frac{27}{48} = 0.562$$

$$R_y \quad M_{uy} \quad 48$$

$$R_y = \frac{\text{Muy } 4\ 800\ 000}{b^2 h f^*c} = \frac{4\ 800\ 000}{(60)^2 (70) (170)} = 0.112$$

$$d/b = 0.854 \text{ (recomendable)}$$

Uso de los Diagramas

Entrando al diagrama 3 correspondiente a al valor de $d/h = 0.85$ y $R_x/R_y = 0.562$, ya que ese valor es al que más nos acercamos, para $K = 0.165$ y $R_y = 0.112$ se obtiene $q = 0.2$

$$A_s = q \frac{f^*c}{f_y} b h = 0.2 \times \frac{170}{4200} \times 60 \times 70 = 34 \text{ cm}^2$$

Revisión por A_s mín. según el reglamento

A_s mín = $0.01 A_c = 0.01 (60) (70) = 42 \text{ cm}^2$ valor con el que armaremos.

Detalle de refuerzo

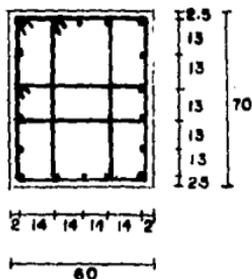
Refuerzo longitudinal

Para el refuerzo en flexocompresión

$$4 \text{ N}^\circ 8 = 4 \times 5.07 \text{ cm}^2 = 20.28 \text{ cm}^2$$

$$14 \text{ N}^\circ 6 = 14 \times 1.90 \text{ cm}^2 = 26.60 \text{ cm}^2$$

$$46.88 \text{ cm}^2$$



$$A_s = 46.88 \text{ cm}^2 > 42 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{ok.}$$

Refuerzo transversal

$$\begin{aligned} A_s \text{ Var. Estribos} &= 0.1 A_s \text{ Var. Long. mayor} = 0.1 (5.07) = \\ &= 0.507 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Tomando E N}^\circ 3 \quad A_s = 0.71 \text{ cm}^2 > 0.507 \text{ cm}^2$$

De acuerdo con el requisito 4.2.2 de las normas; la separación de los estribos no debe ser mayor que:

$$a) \quad \frac{850}{\sqrt{f_y}} \quad \frac{850}{\sqrt{4 \cdot 200}} \times 5.07 = 66.50 \text{ cm}$$

db es el mayor diámetro de las varillas longitudinales.

$$b) \quad 48 d_e = 48 \times 0.71 = 34 \text{ cm}$$

d_e = el diámetro de la varilla de los estribos.

$$c) \quad b = 60 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{E N}^\circ 3 @ 35 \text{ cm}$$

EJEMPLO

Diseñar el siguiente dado de cimentación, el cual forma parte de la cimentación de una columna metálica en una nave industrial, en base a los siguientes datos:

$$P = 68 \text{ ton} \times 1.4 = 95.2 \text{ ton}$$

$$M_x = 19 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

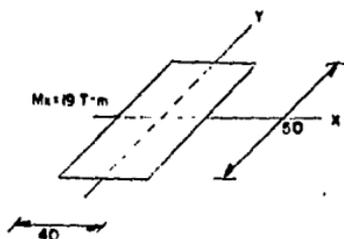
$$h = 1.30 \text{ m}$$

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

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

$$F_c \text{ estática} = 1.4$$

$$F_r = 0.85$$



Parámetros para el cálculo de la resistencia

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

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

Parámetros adimensionales de las cargas de diseño

El dado de cimentación se diseñara por flexocompresión uniaxial con los datos siguientes:

$$K = \frac{P_u}{F_r b h f^*c} = \frac{95 \cdot 200}{0.85 (40) (50) (136)} = 0.412$$

$$R_x / R_y = 0$$

$$R_x = \frac{M_{ux}}{b h^2 f'c} = \frac{1\,900\,000}{(40)(50)^2 136} = 0.14$$

$d/b = 0.85$ (recomendable)

Entrando al diagrama 3 correspondiente al valor de $d/h = 0.85$ y $R_x/R_y = 0$ obtenemos para $K = 0.41$ y $R_x = 0.14$; $q = 0.2$

$$A_s = q \frac{f'c}{f_y} b h = 0.2 \times \frac{136}{4\,000} \times 40 \times 50 = 13.6 \text{ cm}^2$$

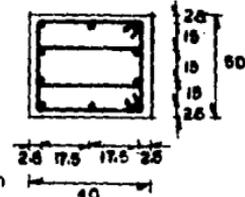
Revisión por A_s mín. según el reglamento.

$A_s \text{ mín} = 0.01 A_c = 0.01 (40)(50) = 20 \text{ cm}^2 > A_s \text{ nec con este valor se armará}$

Detalle del refuerzo

Refuerzo longitudinal

Para el refuerzo en flexocompresión



$$10 \text{ N}^\circ 5 = 10 \times 1.98 \text{ cm}^2 = 19.8 \text{ cm}^2 > 20 \text{ cm}^2 \therefore \text{ok.}$$

Refuerzo transversal

$$A_s \text{ Var. Estribos} = 0.1 A_s \text{ Var. Long. mayor} = 0.1 \times 1.98 = 0.198 \text{ cm}^2$$

Tomando E N^o 2.5 $A_s = 0.49 \text{ cm}^2 > 0.198 \text{ cm}^2$

De acuerdo con el requisito 4.2.2 de las normas; la separación de los estribos no debe ser mayor que:

$$a) \quad \frac{850}{\sqrt{f_y}} \leq \frac{850}{\sqrt{4000}} \times 1.98 = 26.61$$

$$b) \quad 48 d_e = 48 \times 0.49 = 23.52$$

$$c) \quad b = 40 \text{ cm}$$

$$\therefore E N^{\circ} 2.5 @ 25 \text{ cm}$$

CAPITULO 3

DISEÑO DE TRABES DE LIGA

Las traves de liga son elementos estructurales que tienen una gran importancia dentro de la cimentación por las causas siguientes:

- * Dan rigidez al sistema (en el caso de que nada mas sean zapatas aisladas).
- * Evitan el volteamiento de las zapatas de linderero trabajando como tensores.
- * Absorben la diferencia de elementos mecánicos que transmite la superestructura (momentos y cortantes).

El peralte de las traves de liga, depende de la compresibilidad del terreno, donde se localiza la cimentación y también de la profundidad de desplante de ésta.

En éste ejercicio, la trabe de liga va a trabajar en forma de tensor, pues la vamos a capacitar para trabajar de dicha forma en un muro de frontón; como observación importante, cabe mencionar que normalmente, en estos casos, se capacita a unas columnas contenidas dentro del muro a evitar el volcamiento, llamadas con-

trafuertes.

OBTENCION DEL MOMENTO DE VOLTEO.

Analizaremos por los dos efectos accidentales principales y diseñaremos con el mayor. (nada más consideraremos P1, que es lo que está en voladizo).

$$\begin{aligned}
 & \text{Peso del muro} = 4.05 \times 6.50 \times 0.15 \times 2.4 = 9.50 \text{ ton} \\
 & \text{Peso del contrafuerte} = \\
 P1 & \left\{ \begin{aligned} & = 0.20 \times 0.35 \times 6.50 \times 2.4 = 1.10 \text{ ton} \\ & \text{-----} \\ & \text{10.50 ton} \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

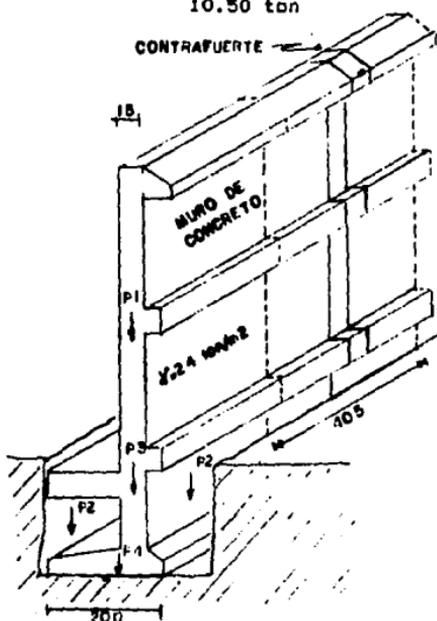
Idealizando

$$\begin{aligned}
 F1 &= P1 \text{ Cs} = 10.60 \times 0.10 = \\
 &= 1.06 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M \text{ volteo} &= 1.06 (6.50/2) = \\
 &= 3.45 \text{ ton - m}
 \end{aligned}$$

(viento)

Suponiendo la presión perpendicular a la superficie sobre la cual actúa su intensidad se calculará con la fórmula que proporciona el manual de diseño por viento de las N.T.C.R. C.D.F. y que es:



Fuerza resultante (acción) vertical

$$e \text{ acc} = (+/-) 0.05 H = 0.05 \times 6.50 = 0.325 \text{ m} >$$

Obtención del empuje

$$E = Ap = (6.50 \text{ m})(4.05 \text{ m})(50.34 \text{ Kg/m}^2) = 1325 \text{ Kg} = 1.325 \text{ ton}$$

Obtención del momento de volteo

$$M = E (2/3 H (+/-) e) =$$

$$M = 1.325 \text{ ton} (2/3 (6.50 \text{ m}) + 0.325 \text{ m}) = 6.17 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M = 1.325 \text{ ton} (2/3 (6.50 \text{ m}) - 0.325 \text{ m}) = 5.31 \text{ ton} - \text{m}$$

Después de analizar por los dos efectos accidentales que contempla el Reglamento para Construcciones del D.F. que son sismo y viento, se llega a la conclusión de que el momento de volteo que impera es el de viento, teniendo:

$$M_v \text{ diseño} = 6.17 \text{ ton} - \text{m}$$

Obtención del valor de la tensión

$$\text{Tensión} = \frac{\text{Momento de Volteo} \quad 6.17 \text{ ton} - \text{m}}{\text{Prof. de Desplante} \quad 1.25 \text{ ton}} = 4.94 \text{ ton}$$

Obtención del área necesaria

$$A_s = \frac{\text{Tensión} \quad 4 \ 940 \text{ Kg}}{f_s \text{ (tensión)} \quad 2 \ 520 \text{ Kg/cm}^2} = 1.96 \text{ cm}^2$$

donde

$$f_s = 0.6 f_y = 0.6 (4\ 200) = 2\ 520\ \text{Kg/cm}^2$$

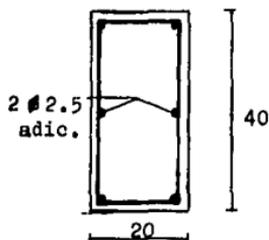
El área de acero obtenida la cubriremos de la siguiente forma:

$$1.96$$

$$N^\circ\ \text{Vars} = \frac{1.96}{0.71} = 2.76\ \text{Varillas}\quad \text{por armado mínimo}$$

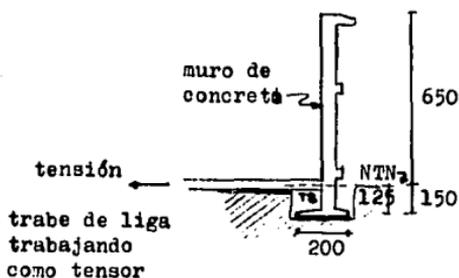
4 N° 3

la separación y diámetro de estribos será por especificación



TENSOR T8

4 N° 3, E Ø 2 @ 20



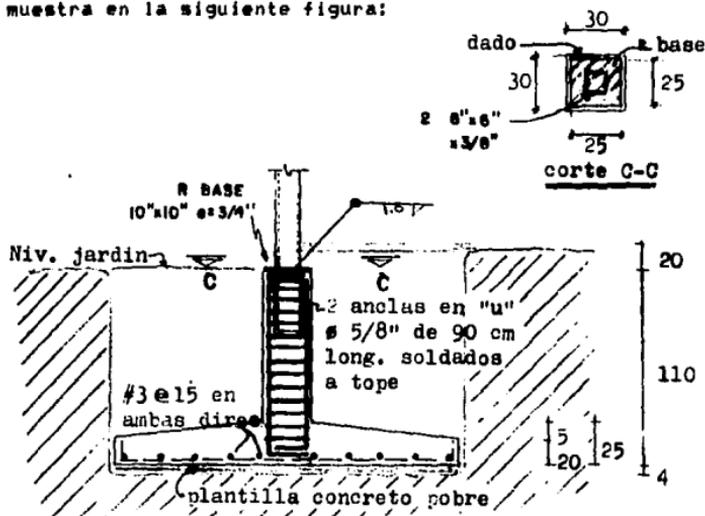
CAPITULO 4

ANALISIS Y DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS.

4.1. Zapatas Aisladas de Concreto Reforzado

La función de una zapata de cimentación es la de distribuir la carga total que transmite una columna, pila o muro, incluyendo peso propio, sobre suficiente área de terreno de modo que la intensidad de presiones que transmite se mantenga dentro de los límites permisibles para el terreno que la soporta.

Las zapatas de concreto reforzado para columnas normales son por lo general, cuadradas, conforme se muestra en la siguiente figura:



La zapata, según se aprecia en la figura anterior, presenta voladizos que sobresalen del dado de cimentación en ambas direcciones que reciben la presión del terreno, la cual está actuando hacia arriba, provocando en el fondo de la zapata esfuerzos de tensión. Por esta razón, las zapatas principalmente son armadas en el lecho inferior, y ocasionalmente también en el lecho superior cuando existe peligro de volteo.

La zapata, es un elemento estructural que se encuentra sometido a un sistema de fuerzas en equilibrio, constituido por las cargas que impone la superestructura, transmitidas a través de las columnas y por las fuerzas que constituyen la reacción del terreno.

El área de contacto de la zapata se obtiene dividiendo la fuerza aplicada al terreno entre la capacidad de carga del terreno, teniendo en cuenta que en ningún punto se sobrepase el esfuerzo permisible en el suelo. La fuerza aplicada se obtiene como la suma de la carga en la columna y muro y el peso propio de la zapata.

Generalmente se supone que la presión del suelo tiene una variación lineal aunque en realidad esto no es así ya que depende del tipo del suelo. La distribución de presión se puede calcular a partir de la fórmula de la escuadría:

ENTR. TRING
SALA DE LA
79
BOLIVIA

$$f = \frac{P}{A} (+/-) \frac{M_x}{I_x} y (+/-) \frac{M_y}{I_y} x$$

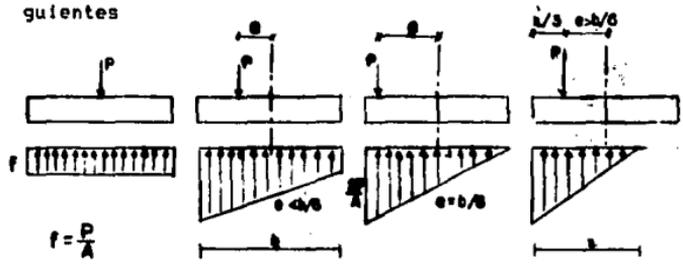
Donde:

A = área de la sección.

P, M_x, M_y = elementos mecánicos que se aplican sobre la zapata

I_x, I_y = momentos de inercia con respecto a los ejes principales

Algunas condiciones que se pueden presentar son las siguientes



Quando la excentricidad es tal que la carga se sale del tercio medio o núcleo central, se presentan tensiones e incrementos muy importantes en la presión de la base, tal como el vuelco.

Con los valores así obtenidos de la presión sobre la base de la zapata, se calculan la fuerza cortante y el momento flexionante que actúan sobre la zapata considerada como una viga en voladizo apoyada en la columna.

En la determinación de los elementos mecánicos en la zapata, se aplica la fatiga neta obtenida del cociente que resulta de dividir la descarga total de la superestructura sin incluir el peso de la cimentación, entre el área total de dicha cimentación.

La presión máxima aplicada sobre el terreno no debe exceder los valores permisibles obtenidos a partir de pruebas físicas tal como se recomiendan en la mecánica de suelos. El valor permisible será aquél que garantice la resistencia, la resistencia del terreno a la falla y unos hundimientos diferenciales mínimos.

Al proporcionar las áreas de contacto en un conjunto de zapatas, hay que tener en cuenta que los hundimientos o deformaciones del suelo, no son proporcionales a la presión de contacto, sino también a la forma y dimensiones del cimiento. Es conveniente tener una fatiga o presión de contacto lo más uniforme posible y zapatas con superficies de contacto semejantes.

La reacción del suelo de cimentación se divide en dos partes, una de dichas partes equilibra directamente el peso de la zapata y la otra parte es la llamada presión de contacto o fatiga neta del suelo, la cual produce todos los esfuerzos de flexión, de corte y de adherencia, y es la que equilibra la carga P que se transmite al suelo.

EJEMPLO

ANALISIS ELASTICO

Analizar y diseñar la zapata de concreto aislada localizada en los ejes 8I, la cual va a distribuir al terreno una carga de 30 tons, con los siguientes datos:

Datos

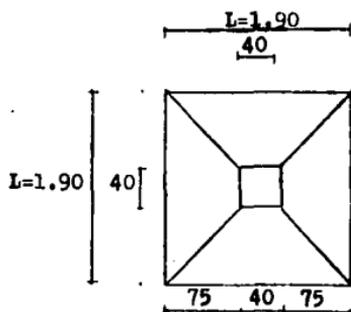
$$P = 30 \text{ ton}$$

$$f_t = 10 \text{ ton/m}^2$$

$$f'_c = 300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P \text{ propia cim} = 1.15 \text{ a } 1.20$$



Análisis

$$PT = P + P \text{ propia cim} = 30 \times 1.20 = 36 \text{ ton}$$



$$PT = 36 \text{ ton}$$

$$A = \frac{PT}{f_t} = \frac{36}{10} = 3.6 \text{ m}^2$$

$$L = \sqrt{A} = \sqrt{3.6} = 1.9 \text{ m}$$

$$P = 30 \text{ ton}$$

$$f_n = \frac{P}{A \text{ final}} = \frac{30}{(1.9 \times 1.9) \text{ m}^2} = 8.31 \text{ ton/m}^2$$

$$M = \frac{f_n \times 0.75}{2} = \frac{8.31 \times 0.75}{2} = 2.34 \text{ ton-m}$$

$$\alpha = 0.24 \text{ a } 0.26$$

$$d = \alpha \sqrt{\frac{M}{100}} + 3 \text{ cm} = 0.25 \sqrt{\frac{234\,000 \text{ Kg-cm}^2}{100 \text{ cm}}} + 3 \text{ cm} = 15$$

por lo tanto $d = 15$ ← cumplimos con el Reglamento de el D.F. pues

$d = 20 > 10$ y con el del ACI/77 apenas pasamos.

Revisión por Cortante

Como viga

$$l' = l - d$$

$$V = f_n l' = 8.31 \times 0.60 = 5 \text{ ton}$$

$$V = 5\,000 \text{ Kg}$$

$$V_{act} = \frac{V}{b d} = \frac{5\,000 \text{ Kg}}{100 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}} = 3.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{adm} = 0.2 \sqrt{f'c} = 0.2 \sqrt{300} = 3.46 \text{ Kg/cm}^2$$

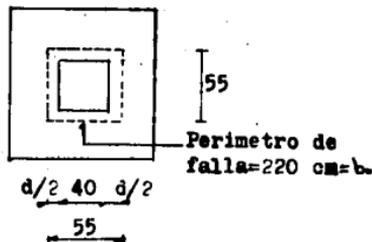
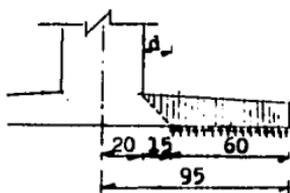
por lo tanto $v_{adm} > v_{act}$

Como losa

Falla perimetral

$$A_T (\text{zapata}) = 3.61 \text{ m}^2$$

$$A_{falla} = (0.55 \times 0.55) \text{ m}^2 = 0.30 \text{ m}^2$$



$$V = (A_T - A_{falla}) f_n = (3.61 - 0.30) \times 8.31 \text{ ton/m}^2 = \\ = 27.48 \text{ ton}$$

segun las N.T.C.R.C.D.F.

$$v_{act} = \frac{V}{b_o d} = \frac{27\,480 \text{ Kg}}{220 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}} = 8.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{adm} = 0.4 \sqrt{f'_c} = 0.4 \sqrt{300} = 6.92 \text{ Kg/cm}^2 < v_{act}$$

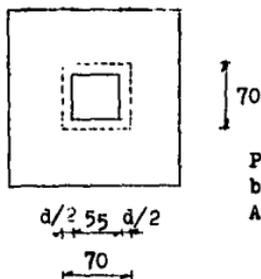
por lo tanto aumentaremos area de dado de cimentacion.

$$A_{falla} = (0.70 \times 0.70) \text{ m}^2 = 0.49 \text{ m}^2$$

$$V = (3.61 - 0.49) \times 8.31 \text{ ton/m}^2 = 25.93 \text{ ton}$$

$$v_{act} = \frac{25\,930 \text{ Kg}}{280 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}} = 6.17 \text{ Kg/cm}^2$$

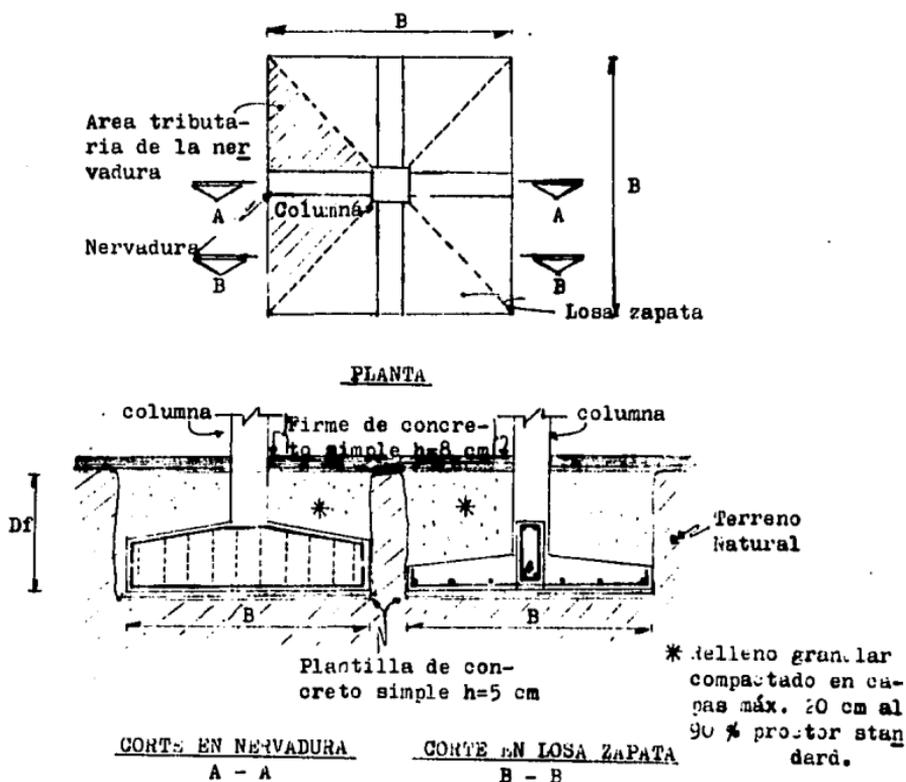
$$v_{adm} = 6.92 \text{ Kg/cm}^2 > v_{act} \therefore \text{ok}$$



$$\begin{aligned} \text{Perimetro de falla} \\ b_o &= (70 \times 4) = 280 \text{ cm} \\ A_{falla} &= (0.7 \times 0.7) \\ &= 0.5 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

4.2 ZAPATAS AISLADAS DE CONCRETO REFORZADO CON NERVADURAS

Este tipo de zapatas se emplea cuando se tienen relativamente grandes descargas, del orden de 5 veces la capacidad de carga del terreno y una pequeña área disponible de terreno para desplante, un ejemplo de ello se da en el caso de las gasolineras, ya que el área que necesitan para la instalación de los tanques de almacenamiento de los diferentes combustibles.



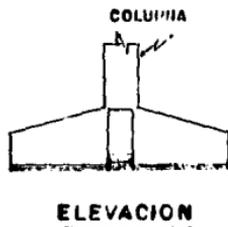
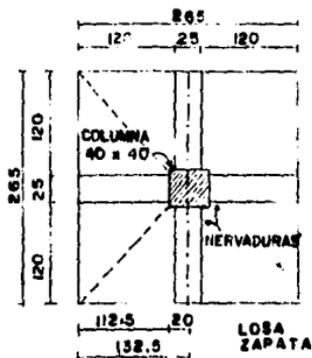
EJEMPLO

DISEÑO PLÁSTICO

Calcular la siguiente zapata aislada de concreto reforzado con nervaduras, con los datos a continuación:

Datos

$P = 50 \text{ ton}$
 $f_t = 8 \text{ ton/m}^2$
 $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$
 $P \text{ propia} = 5 \text{ ton}$



$$PT = 50 + 5$$

$$A = \frac{PT}{f_t} = \frac{50 + 5}{8} = 6.88 \text{ m}^2 \quad \text{PLANTA}$$

$$f_t \quad 8$$

$$B = L = \sqrt{A} = \sqrt{6.88} = 2.62 \text{ m}$$

se tomara $B = 2.65 \text{ m}$

50

P_c

$$P_c = \frac{50}{6.88} = 7.26 \text{ ton/m}^2 ; \frac{P_c}{2} = 3.63 \text{ ton/m}^2$$

6.88

2

Cálculo de la nervadura

$$W = AT P_c = (2.65 + 0.40)/2 \times (1.125) \times 7.26 = 12.5 \text{ ton}$$

Flexión

$$M \text{ voladizo} = WL/2 = (12.5 \times 1.125)/2 = 7.01 \text{ ton-m}$$

$$d = \sqrt{M/b} = 0.25 \sqrt{701\,000 / 25} = 41.8 \quad 42$$

Revisión por cortante

$$v_c = 0.25 \sqrt{200} = 3.54 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v = \frac{V}{b d} \qquad d = \frac{V}{b v_c} \quad \text{si } b = 25 \text{ cm}$$

según el Reglamento del D.F. V no se tomará $< 0.75 P$

$$P = 50$$

$$\frac{12.5}{4} = \frac{50}{4} = 12.5 \text{ ton} \qquad 12.5 \times 0.75 = 9.375 \text{ ton}$$

$$9\,375 \text{ Kg} \qquad \therefore \text{ vemos que domina este}$$

$$d = \frac{9\,375}{25 \times 3.54} = 106 \text{ cm} \qquad \text{peralte quedando}$$

$$d = 110 \text{ cm}$$

$h = 115 \text{ cms}$, $b = 25 \text{ cms}$, pero d promedio = 90 cms

$$A_s = \frac{701\,000}{3\,250 \times 0.85 \times 110} = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mfn flexión} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4\,000} (25 \text{ cm}) (90 \text{ cm}) = 5.57 \text{ cm}^2$$

armaremos con A_s mínima por flexión

5.57

$$N^{\circ} \text{ var} = \frac{\quad}{1.99} = 2.80 \quad \text{por lo tanto ser\'an } 3 N^{\circ} 5$$

$$V_{cr} = 0.25 \sqrt{f'c} b d = 0.25 \sqrt{200} (25) (90) = 7\,955 \text{ Kg}$$

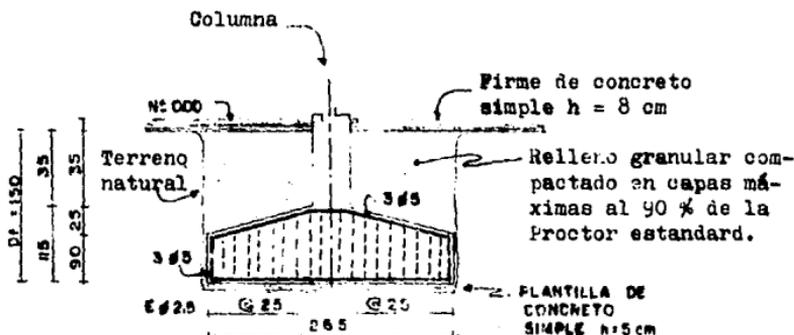
$$V' = V_{act} - V_{cr} = 9\,375 - 7\,955 = 1\,420 \text{ Kg}$$

separacion de estribos

$$S = \frac{0.8 A_v f_s d}{V'} = \frac{0.8 (2 \times 0.49) \text{ cm}^2 \times 2 \text{ ton} (90 \text{ cm})}{1.42 \text{ ton}}$$

$S = 99.4 \text{ cm}$ ∴ estribos por separaci3n m\'axima

Quedando finalmente

ARMADO DE NEVADURAS

Refuerzo de la losa (la reacci3n del terreno se divide en dos ya que trabaja en dos direcciones).

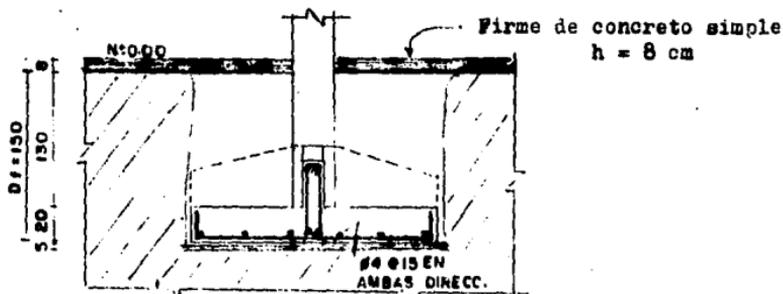
$$M = \frac{P_c l^2}{2} = \frac{7.26 (1.325)^2}{2} = 6.37 \text{ ton-m}$$

$$d = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.25 \sqrt{\frac{637\,000}{100}} = 19.95 \approx 20 \text{ cm} \quad h = 25 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{637\,000}{3\,250 \times 0.85 \times 20} = 11.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ de varillas} = \frac{11.53}{1.27} = 9.08$$

$$\text{sep} = \frac{100}{9.08} = 11.01 \text{ tomar una separación } s = 10 \text{ cm}$$



ZAPATA CON NERVADURAS Z. 8

4.3 ZAPATAS AISLADAS DE CONCRETO REFORZADO SUJETAS A VOLTEO

La mayor parte de las cimentaciones están sometidas a fuerzas laterales que se suman a las verticales en algunos casos estas fuerzas laterales son importantes y habra que tenerlas en cuenta al desarrollar el proyecto, en otros pueden ser propiamente "absorbidas" por el coeficiente de seguridad. Sin embargo, en ningún caso deberán ser pasadas en alto como si no tuvieran importancia mientras que el estructurista no este completamente convencido de que puede hacerlo con seguridad.

Este capítulo trata uno de los problemas típicos que se encuentran frecuentemente en el desarrollo del proyecto de las cimentaciones ordinarias.

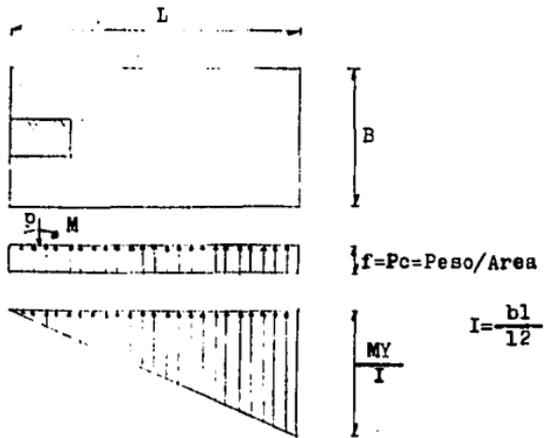
Los principios que se ilustran son aplicables un amplio margen del trabajo del diseño estructural, de ellos nos serviremos para cerciorarnos de que las cimentaciones que diseñemos no deslizarán, no volcarán o no serán arrancadas del terreno.

Las condiciones más desfavorables pueden ser debidas al viento para las estructuras altas, estrechas y ligeras; a las cargas laterales originadas por gruas y vehículos que se mueven rapidamente; al tiro desequilibrado de los cables y los equipos tales como transportadores de cinta; a presiones producidas por tierras

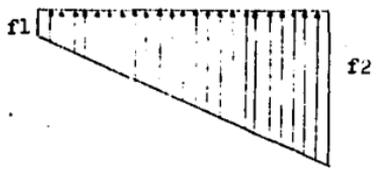
u otros materiales granulares y el agua; a cargas muy excéntricas; y a temblores de tierra.

El efecto de vuelco causado por los temblores de tierra es difícil predecir a ciencia cierta, pero se supone que esta fuerza va aplicada en el centro de gravedad de la masa de la estructura. En general, las estructuras cimentadas sobre roca son puestas en peligro menos seriamente por los terremotos que aquellas que se apoyan sobre depósitos granulares o aluviales u arcillas plásticas profundos, que según parece "amplifican las vibraciones" algo así a como lo haría una masa gelatinosa.

Este tipo de cimentación superficial se emplea normalmente para desplantar sobre ellas: contrafuertes para muros del tipo "frontón" (o sea muros aislados), bardas con una relativa gran longitud, postes para alumbrado, etc., en todos los ejemplos antes mencionados es de captarse rápidamente que la carga estática es relativamente pequeña, pero que las cargas accidentales (sismo y viento) son las que van a regir nuestro análisis y diseño.



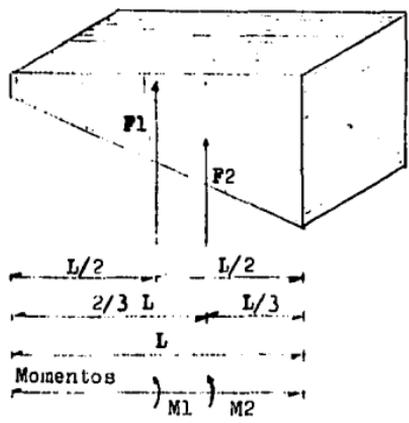
Sobreponiendo los diagramas para obtener sus fuerzas.



$$f1 = \frac{P}{A} - \frac{M Y}{I}$$

$$f2 = \frac{P}{A} + \frac{M Y}{I}$$

FUERZAS

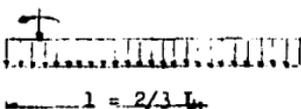
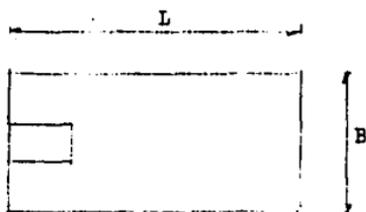


$$F1 = \left[\frac{P}{A} (L)(1) \right]$$

$$F2 = \left[\frac{MY}{I} (L) \left(\frac{1}{2} \right) (1) \right]$$

$$M1 = F1 \times L/3$$

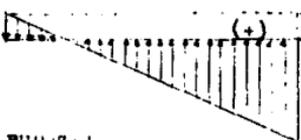
$$M2 = F2 \times 2/3 L$$



$f = P/A$
tensión

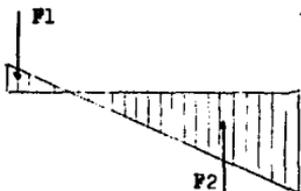


Sobreponiendo los diagramas
para obtener sus fuerzas.

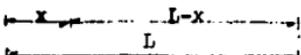


P/A
 $\frac{P}{A} - \frac{M}{I} L$

FUERZAS



P/A
 $\frac{P}{A} - \frac{M}{I} L$



$$F1 = \left[\frac{P}{A} (x) \left(\frac{1}{2} \right) (1) \right]$$

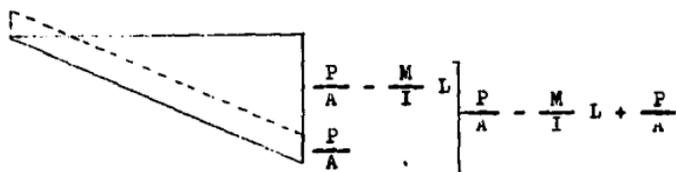
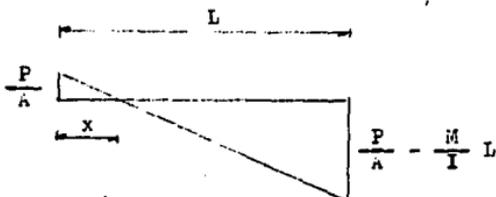
$$F2 = \left[\left(\frac{P}{A} - \frac{M}{I} L \right) \right]$$

$$\left[(1-x) \left(\frac{1}{2} \right) (1) \right]$$

$$M1 = F1 (x/3)$$

$$M2 = F2 \left[\frac{2}{3}(L-x) + x \right]$$

Obtención de x por triángulos semejantes



$$\frac{\frac{P}{A} - \frac{M}{I} L + \frac{P}{A}}{L} = \frac{\frac{P}{A}}{x} = x = \frac{\frac{P}{A}}{\frac{P}{A} - \frac{M}{I} L + \frac{P}{A}} (L)$$

Si igualando a cero la fórmula de la escuadría

$$\frac{P}{A} - \frac{M}{I} L = 0 ; \quad \frac{P}{A} = \frac{M}{I} L$$

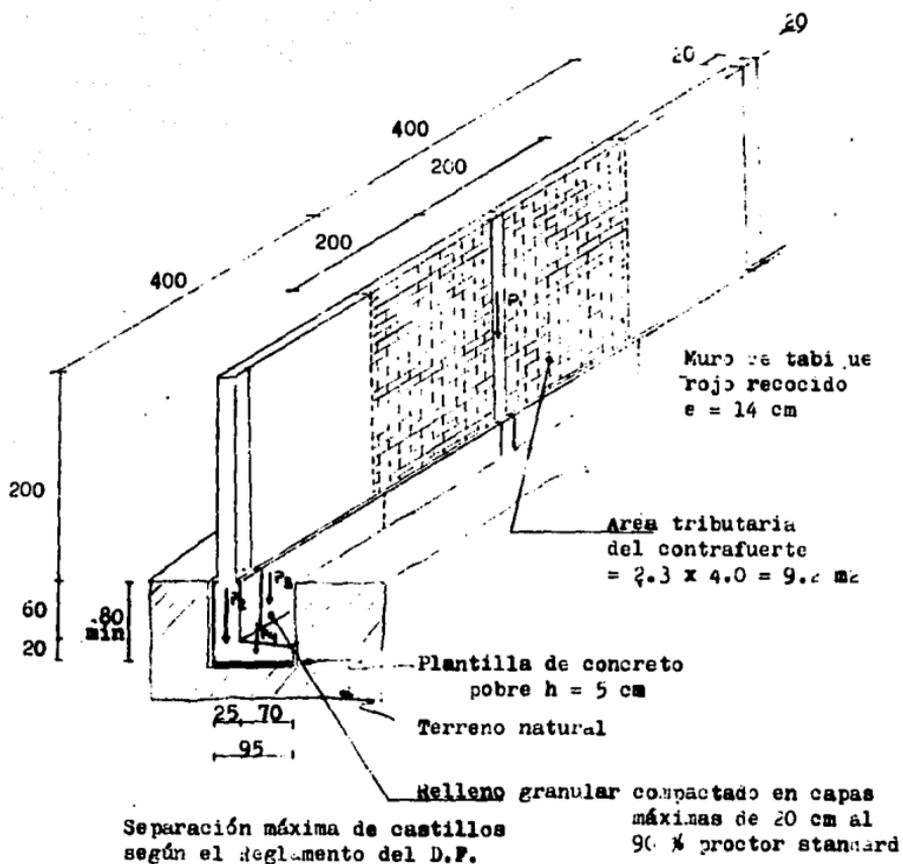
$$\text{si } L = x ; \quad x = \frac{P}{A} \left(\frac{I}{M} \right)$$

EJEMPLO

DISEÑO ELASTICO

Se proyecta construir una barda perimetral de 2.30 mts. de altura en la unidad habitacional central, cada lado tiene una longitud de 750 ml. por lo tanto en virtud de la relativa gran longitud, el estructurista prevee que pueda fallar por volteo; si no se capacitan tanto la cimentación como la barda, sobre una zapata de concreto corrida y adicionandole dentro de ella una zapata aislada, ubicada ésta precisamente debajo de donde se van a desplantar los castillos, los cuales van a estar trabajando como contrafuertes a su vez. La forma en que se pretende que trabaje la cimentación es: que la zapata corrida se encargue de distribuir la carga estática lineal uniformemente repartida y aunque coopera a evitar el volcamiento, además este valor se desprezará teniendolo de reserva, y a la zapata aislada se le capacitará para que resista los efectos accidentales provocados por sismo y viento, que para cuestiones de analisis y diseño se considerara que actúan en una franja estando localizado al centro de esta el contrafuerte, en este ejemplo nosotros nada más nos encargaremos de analizar y diseñar la zapata aislada.

Datos:



Obtención de pesos:

$$P1 = 2.30 \text{ m} \times 4.00 \text{ m} \times 0.30 \text{ ton/m}^2 = 2.760 \text{ ton}$$

$$P2 = 0.80 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 2.40 \text{ ton/m}^3 \times 0.80 \text{ m} = 0.384 \text{ ton}$$

$$P3 = 0.75 \text{ m} \times 0.80 \text{ m} \times 0.60 \text{ m} \times 1.50 \text{ ton/m}^3 = 0.540 \text{ ton}$$

$$P4 = 0.75 \text{ m} \times 0.80 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 2.47 \text{ ton/m}^3 = 0.296 \text{ ton}$$

3.980 ton

Sismo

Obtención del momento de volteo (para ello solo se considera P1 que es la que esta en voladizo).

$$F_{\text{sismo}} = P1 \times \text{Coef. sismico} = 2.76 \text{ ton}(0.08) = 0.22 \text{ ton}$$

$$M_{\text{volteo}} = 0.22 \text{ ton} \times 1.15 \text{ m} = 0.25 \text{ ton-m}$$

Viento

Obtención del momento de volteo

Suponiendo la presión perpendicular a la superficie sobre la cual actúa su intensidad se calculará con la fórmula que nos indica el Reglamento del D.F.

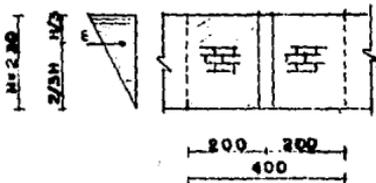
$$P = 0.0055 \cdot C \cdot V^2$$

donde:

$$C = \text{factor de empuje} = 1.43$$

$$V = \text{velocidad de diseño} =$$

$$= 80 \text{ Km/Hr} \text{ puesto que } H < 10$$



Sustituyendo valores:

$$P = 0.0055 (1.43) (80)^2 = 50.34 \text{ Kg/m}^2$$

Fuerza resultante de la acción horizontal

L	4.00	Usaremos la formula del
— = —	= 1.74 m < 2	artículo 252 del Regla-
H	2.30	mento del D.F.

$$e_{acc} = (+/-) \left[(0.3 L^2 / 8H) + 0.05 L \right] =$$

$$= (+/-) \left[(0.3 (4^2) / 8 \times 2.30) + 0.05 (4.00) \right] =$$

$$= (+/-) 0.46 \text{ m}$$

esta excentricidad lo que nos causa es torsión, pero en este caso, como es muy pequeña por lo largo de la barda, la despreciamos.

Fuerza resultante de la acción vertical

$$e_{ac} = (+/-) [0.05 H] = (+/-) [0.05 (2.30)] =$$

$$= (+/-) 0.12 \text{ m}$$

esta excentricidad será la que tomaremos, ya que si aumenta el brazo de palanca, aumenta el momento.

Obtención del empuje, que es la fuerza por un area.

$$E = Ap = (4.00 \text{ m} \times 2.30 \text{ m}) (50.34 \text{ Kg/m}^2) = 463 \text{ Kg} =$$

$$E = Ap = 0.463 \text{ ton}$$

Obtención del momento de volteo

$$M = E \left[\frac{2}{3} H \dot{\epsilon} \right] =$$

$$M = 0.463 \text{ ton} \left[0.666 (2.30 \text{ m}) + 0.12 \text{ m} \right] = 0.765 \text{ ton-m}$$

$$M = 0.463 \text{ ton} \left[0.666 (2.30 \text{ m}) - 0.12 \text{ m} \right] = 0.654 \text{ ton-m}$$

de donde si comparamos los valores obtenidos en M_v sismo y el M_v viento, vemos que domina este último siendo:

$$M_v \text{ viento} = 0.765 \text{ ton-m}$$

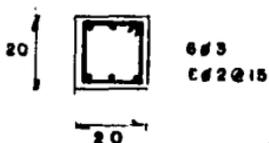
Observ.: Si queremos diseñar en contrafuerte lo único que necesitamos hacer es usar el valor del de

momento en la ec. para A_s .

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{76\,500 \text{ Kg-cm}}{2\,500 \text{ Kg/cm}^2 (0.85) 17 \text{ cm}} = 2.12 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.12 \text{ cm}^2$, los cuales colocaremos en cada cara del contrafuerte pues tanto el viento como el sismo van y vienen.

$$N^\circ \text{ var} = \frac{2.12}{0.71} = 2.98 \Rightarrow 3 \text{ varillas del } N^\circ 3$$



Cortante

ARMADO DEL
CONTRAFUERTE

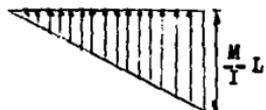
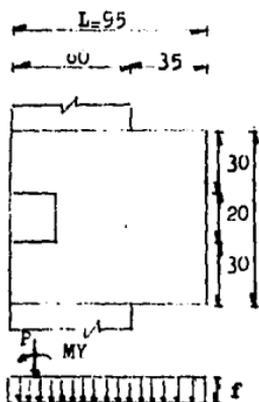
$$V_{cr} = 0.2 \sqrt{f'c} b d = 0.2 \sqrt{200} \times 20 \times 17 = 962 \text{ Kg} =$$

$V_{cr} = 0.962 \text{ ton}$ resiste en la base el contrafuerte

$$V_{act} = E = 0.463 \text{ ton}$$

por lo tanto $V_{cr} > V_{act}$ ok. de donde dispondremos estribos por especificación.

En este caso, la situación mas desfavorable por analizar es cuando, aparte de la carga estatica, el M_v actua hacia el lado exterior de la zapata.



$$I = \frac{BL^3}{12} = \frac{0.80 \times (0.95)^3}{12}$$

$$I = 0.05716 \text{ m}^4$$

$$M_v = 0.765 \text{ ton-m}$$

$$P = 3.98 \text{ ton}$$

$$f = \frac{P}{A} = \frac{3.98}{(0.80 \text{ m} \times 0.95 \text{ m})}$$

$$f = 5.24 \text{ ton/m}^2$$

$$M = 0.765$$

$$L = \frac{M}{I} \times (0.95) = 12.71 \text{ ton/m}^2$$

$$I = 0.05716$$

$$P/A$$

$$X = \frac{P/A - ML/I}{(P/A - ML/I) + P/A}$$

$$5.24$$

$$X = \frac{5.24}{7.47 + 5.24} (0.95) = 0.39 \text{ m}$$

Obtención de fuerzas

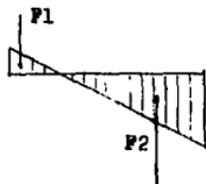


$$F1 = P/A (X) (1/2) (1) =$$

$$F1 = 5.24 (0.39) (0.5) (1) =$$

$$F1 = 1.02$$

FUERZAS



$$F2 = (P/A - ML/I) (L-X) (1/2) (1) =$$

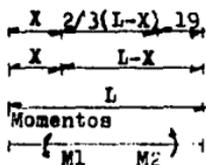
$$F2 = 7.45 (0.56) (0.5) (1) =$$

$$F2 = 2.08 \text{ ton}$$

Obtención de momentos

$$M1 = F1 (X/3) = 1.02 (0.39/3) =$$

$$M1 = 0.13 \text{ ton-m}$$



$$M2 = F2 (2/3 (L-X)) + X =$$

$$M2 = 2.08 \times 0.66 (0.56) + 0.39 =$$

$$M2 = 1.17 \text{ ton-m}$$

Con el valor de M2 se calculará la zapata.

Cálculo de la zapata

$$d = 0.25 \sqrt{M/b} + 3 \text{ cm} = 0.25 \sqrt{158000/80} + 3 = 14.11 \Rightarrow 15$$

por lo tanto $d = 15 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{117\ 000}{3\ 250 \times 0.85 \times 15} = 2.82 \text{ cm}^2$$

Revisión de A_s por el Reglamento del D.F.

$$A_s \text{ m\u00edn flexi\u00f3n} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4\ 000} (80) (15) = 2.97 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ m\u00edn temp} = 0.002 \times 80 \times 15 = 2.40 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto domina A_s m\u00edn flexi\u00f3n

$$N^\circ \text{ var} = \frac{2.97}{0.71} = 4.18$$

Separaci\u00f3n $s = 80/4.18 = 19.14$ (sentido long. (perpendicular a la barda)).

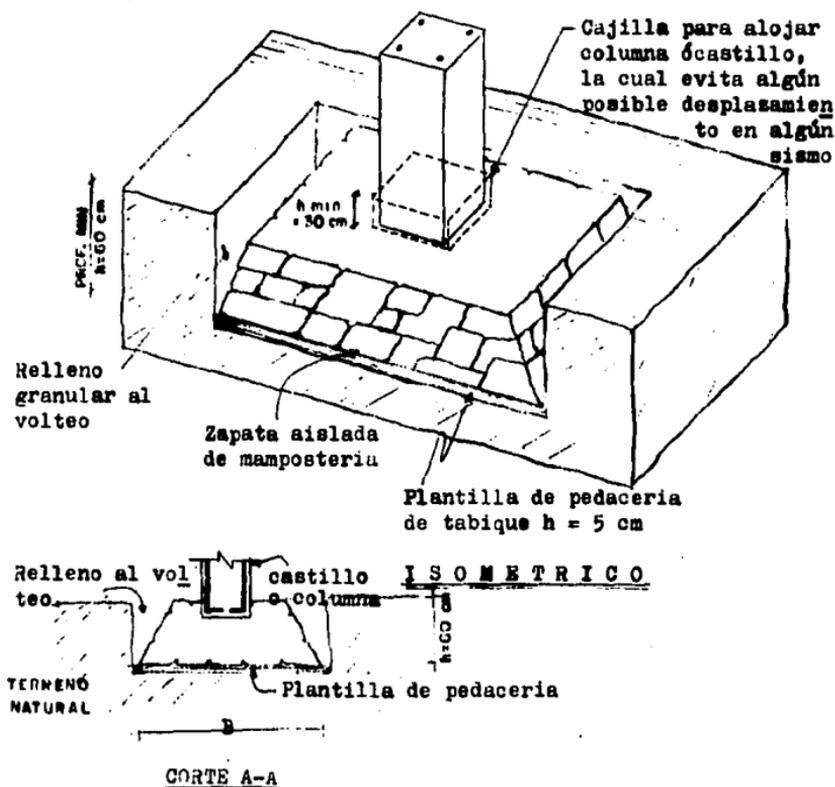
$$N^\circ \text{ var} = \frac{2.40}{0.71} = 3.38$$

Separaci\u00f3n $s = 95/3.38 = 28.10 \Rightarrow 30$ (sentido corto (paralelo a la barda))

4.4 ZAPATAS AISLADAS DE MAMPOSTERIA

La zapata individual más simple es un bloque macizo de forma trapecial de piedra brasa juntoado con mortero hidráulico, normalmente son de forma cuadrada, en planta.

Puede usarse cuando la carga es relativamente pequeña y el terreno por su parte ofrece una buena capacidad de carga, por lo cual esta puede ser soportada con seguridad sobre una pequeña superficie de este.



En este caso, la presión de reacción, da lugar a un cierto esfuerzo cortante y momento de flexión en la zapata, pero la tensión unitaria resultante será muy pequeña al grado de ser despreciable.

La forma en que se analiza y diseña es de lo mas simple, ya que deduciendo el área de la ecuación de esfuerzo = Peso / area, nos queda.

$$f = P / A$$

$$A = P / f$$

donde, al trasladarla a nuestros términos:

$f = ft$ = esfuerzo que nos resiste el terreno (ton)

$P = PT$ = peso actuante multiplicado por 1.1 (el cual, nos sirve para aumentar el peso propio de la cimentación).

$A = AT$ = área necesaria de cimentación

quedando de la siguiente manera:

$$AT = \frac{PT}{ft}$$

Después de haber obtenido el área, le sacamos raíz cuadrada, de ésta forma obtenemos B (base x base o lado por lado) ya que nuestra zapata es cuadrada para así tener los mismos esfuerzos actuantes uniformemente repartidos.

$$\sqrt{AT} = B$$

Para obtener las dimensiones de la corona, lo mas recomendable, practicamente es que la pendiente que tenga la zapata sea 1 horizontal por 2 vertical o sea de 1:2.

Normalmente en las zapatas que se nos presentan, las desplantamos a una profundidad mínima de 60 cm (esta profundidad se le da a nuestras construcciones, con el fin de empotrarlas en el terreno y así evitar desplazamientos en sismos).

EJERCICIO

Diseñar la zapata aislada de mampostería de piedra brasa, la cual pertenece a una casa habitación de dos y medio niveles y recibirá 20 tons. con los siguientes datos:

Datos

$$P = 20 \text{ ton}$$

$$ft = 8 \text{ ton/m}^2$$

Cálculo

Aumento de carga por peso propio

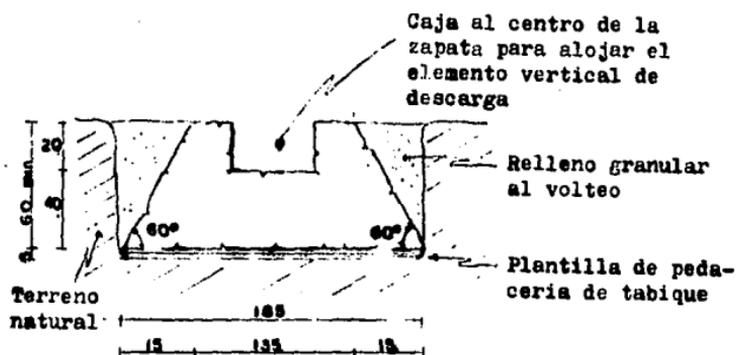
$$PT = 20 \times 1.1 = 22 \text{ ton}$$

PT 22 ton

$$AT = \frac{PT}{ft} = \frac{22 \text{ ton}}{8 \text{ ton/m}^2} = 2.75 \text{ m}^2$$

$$\text{Base} = \sqrt{AT} = \sqrt{2.75} = 1.65 \text{ m}$$

$$\text{Corona} = 1.65 - 0.30 = 1.35 \text{ m}$$



EJEMPLO

DISEÑO ELÁSTICO

Zapata corrida de lindero

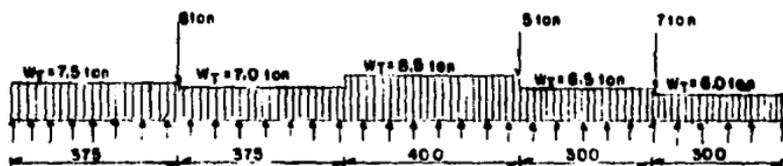
Calcular la zapata corrida del eje A (ver fig pag 159) con las descargas indicadas, obtenidas de la bajada de cargas, la capacidad de carga recomendada por el especialista de mecánica de suelos es de 10 ton/m².

Datos

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

$$f_t = 10 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 17.50 \text{ m}$$



Análisis

Sumando las descargas totales sobre el eje obtenemos 55.50 ton y multiplicandola por 1.2 por peso propio obtenemos el peso total = 66.60 ton.

$$66.60$$

$$A = \frac{\quad}{10} = 6.66 \text{ m}^2$$

$$\text{como } A = BL$$

$$10$$

$$A = 6.66 \text{ m}^2$$

$$B = \frac{A}{L} = \frac{6.66}{17.50} = 0.38 \text{ m}$$

$$L = 17.50 \text{ m}$$

valor muy reducido, tomando en cuenta que la sección mínima práctica es de 60 cm, por lo que $B = 60$ cm.

$$P = 55.50 \text{ ton}$$

$$f_n = \frac{P}{B \times L} = \frac{55.50}{(0.60 \times 17.50) \text{ m}^2} = 5.29 \text{ ton/m}^2$$

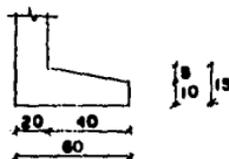
$$f_n l^2 = 5.29 \text{ ton/m}^2 (0.40)^2 \text{ m}^2$$

$$M = \frac{f_n l^2}{2} = \frac{5.29 \text{ ton/m}^2 (0.40)^2 \text{ m}^2}{2} = 0.42 \text{ ton-m}$$

$$\alpha = 0.24 \text{ a } 0.26$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{b}} + 3 \text{ cm} = 0.26 \sqrt{\frac{42\,000}{100}} \text{ Kg-cm} + 3 \text{ cm} = 8.35 \text{ cm}$$

este valor comparándolo con el que nos pide el Reglamento del D.F. vemos que no lo satisfacemos, por lo que según el reglamento $d_{\text{mín}} = 10$ cm.



Revisión por cortante

$$V = 0.25 \times 5.29 = 1.32 \text{ ton}$$

$$1\,320 \text{ Kg}$$

$$v_c \text{ act} = \frac{1\,320 \text{ Kg}}{100 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}} = 0.88 \text{ Kg/cm}^2$$



$$v_c \text{ adm} = 0.25 \sqrt{f'c} = 0.25 \sqrt{200} = 3.53 \text{ Kg/cm}^2 > v_c \text{ act} \quad \therefore \text{OK}$$

Diseño

Flexión

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{42\,000 \text{ Kg-cm}}{3\,250 \text{ Kg/cm}^2 \times 0.85 \times 10 \text{ cm}} = 1.53 \text{ cm}^2$$

Area de acero mínima, según el Reglamento del D.F. en el Art. 2.1.2

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4\,000} (100) (10) = 2.47 \text{ cm}^2$$

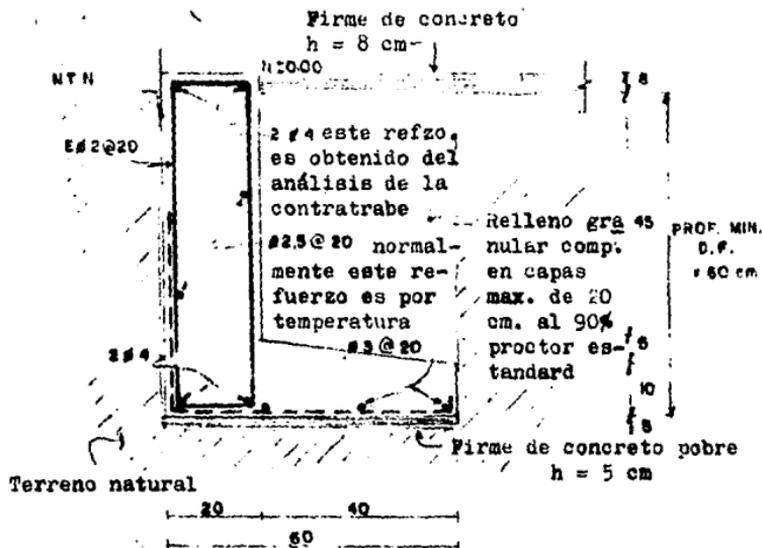
$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 b h = 0.002 (100) (15) = 3 \text{ cm}^2$$

por lo tanto domina el área de acero por temperatura

$$N^{\circ} \text{ var} = \frac{3.00}{0.71} = 4.22$$

$$\text{Separación} = \frac{100}{4.22} = 23.66 \text{ cm} \quad N^{\circ} 3 @ 22$$

Quedando finalmente



ZAPATA CORRIDA Z 9

EJEMPLO

DISEÑO ELÁSTICO

Zapata de medianería

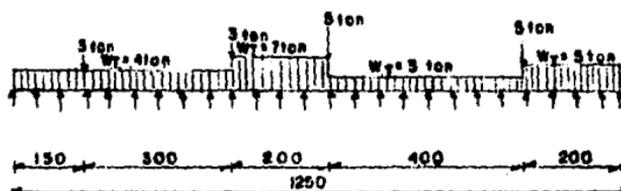
Calcular la zapata corrida del eje 2 (fig 11) con las descargas indicadas, obtenidas de la bajada de cargas, la capacidad de carga recomendada por el especialista en mecánica de suelos es de 10 ton/m².

datos

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

$$ft = 10 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 12.50 \text{ m}$$



Análisis

Obteniendo la carga total que actúa sobre el eje es de 36 ton y multiplicandola por 1.2 para obtener el peso propio nos queda:

$$Pt = 36 \times 1.2 = 43.2 \text{ ton}$$

$$Pt = 43.2 \text{ ton}$$

$$\text{Area} = \frac{Pt}{ft} = \frac{43.2}{10} = 4.32 \text{ m}^2$$

$$ft = 10 \text{ ton/m}^2$$

como $A = B L$

$$A = 4.32 \text{ m}^2$$

$$B = \frac{A}{L} = \frac{4.32}{12.50} = 0.35 \text{ m} \quad \text{pero como la sección mfn. práctica igual a } 0.60 \text{ m}$$

$$f_n = \frac{P}{B \times L} = \frac{36}{(0.6 \times 12.50) \text{ m}^2} = 4.80 \text{ ton/m}^2$$

$$\underbrace{B \times L}_{\text{área real efectiva}} = (0.6 \times 12.50) \text{ m}^2$$

$$f_n l^2 = 4.8 (0.225)^2$$

$$M = \frac{f_n l^2}{2} = \frac{4.8 (0.225)^2}{2} = 0.12 \text{ ton-m}$$

$$d = \alpha \sqrt{M/b} + 3 \text{ cm} = 0.26 \sqrt{12\,000/100} + 3 = 5.65 \text{ cm}$$

pero según el reglamento d mfn. = 10 cm
por lo que es el que usaremos, quedando

$$d = 10 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}$$

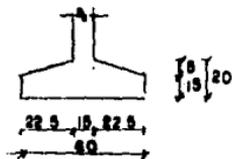
Revisión por cortante

$$V = f_n l' = 4.80 (0.225) = 1.08 \text{ ton}$$

$$1\,080 \text{ Kg}$$

$$v_{act} = \frac{1\,080}{100 \times 15} = 0.72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{adm} = 0.25 \sqrt{200} = 3.53 \text{ Kg/cm}^2$$



Diseño

Flexión

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{12\ 00}{3\ 250 \times 0.85 \times 10} = 0.43\ \text{cm}^2$$

Area de acero mínima

Según el Reglamento Art. 2.1.2

$$A_{s\ \text{min}} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4\ 000} (100) (10) = 2.47\ \text{cm}^2$$

$$A_{s\ \text{temp}} = 0.002 (100) (15) = 3\ \text{cm}^2$$

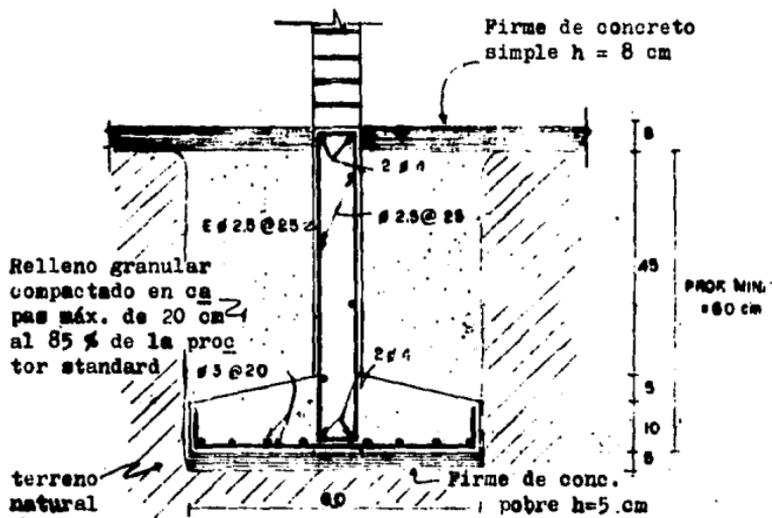
domina el área de acero por temperatura

$$N^\circ\ \text{var} = \frac{3.00}{0.71} = 4.23$$

$$\text{Separación} = \frac{100}{4.23} = 23.67\ \text{cm}$$

#3 @ 20

quedando finalmente:



EJEMPLO

DISEÑO ELÁSTICO

Un edificio para oficinas de planta cuadrada va a ser soportada por cuatro columnas desplantadas sobre zapatas corridas con contratrabe; del estudio de mecánica de suelos se determinó el esfuerzo permisible de capacidad de carga del terreno igual a 1.5 Kg/cm². Analizar la cimentación de un eje, en la siguiente figura se dan los datos a considerar:

Datos

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

$$f_t = 15 \text{ ton/m}^2$$

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

$$\text{terreno} = 1500 \text{ Kg/m}^3$$

Análisis de la zapata

$$PT = 160 \times 1.2 = 192 \text{ ton}$$

$$192 \text{ ton}$$

$$A = \frac{192}{15} = 12.8 \text{ m}^2 ; \text{ como } A = BL$$

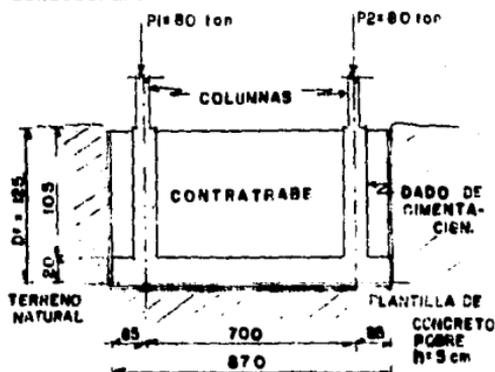
$$15 \text{ ton/m}^2$$

$$A = 12.80 \text{ m}^2$$

$$B = \frac{12.80}{8.70} = 1.47 \text{ m} \Rightarrow 1.50 \text{ m}$$

$$L = 8.70 \text{ m}$$

Presión de contacto



$$P \text{ neto} \quad (80 + 80 \text{ ton})$$

$$P_c = \frac{\quad}{A \text{ real} \quad (8.70 \text{ m} \times 1.50 \text{ m})} = 12.26 \text{ ton/m}^2$$

Diseño por flexión

considerando un ancho unitario y B contratrabé = 30 cm

$$M = \frac{f_n l^2}{2} \quad \text{fórmula del momento}$$

de un voladizo

$$M = \frac{12.26 \text{ ton/m}^2 (0.60 \text{ m})^2}{2} = 2.21 \text{ ton-m}$$

$$d = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}} + 3 \text{ cm} = 0.26 \sqrt{\frac{221\,000}{100}} = 15.22 \text{ cm}$$

$$d = 15 \text{ cm} \Rightarrow h = 20 \text{ cm}$$

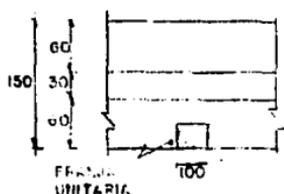
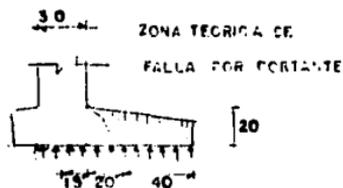
Diseño por cortante

Revisión

$$V = A P_c = 1.00 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 12.26 \text{ ton/m}^2 = 4.90 \text{ ton}$$

$$v_{c \text{ act}} = \frac{4\,900 \text{ Kg}}{100 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}} = 2.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{c \text{ adm}} = 0.25 \sqrt{200} = 3.53 \text{ Kg/cm}^2 > v_{c \text{ act}} \therefore \text{ok}$$

PLANTAELEVACION

Diseño de la zapata

$$M \quad 221\,000 \text{ Kg-cm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{221\,000}{5\,250 \times 0.85 \times 15} = 5.33 \text{ cm}^2$$

$$f_s j d \quad 5\,250 \text{ Kg/cm}^2 \times 0.85 \times 15 \text{ cm}$$

Revisión por área de acero mínima

Según el Reglamento para las construcciones del D.F. en el Art. 2.1.2

$$A_s \text{ mín (flexión)} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4\,000} (100) (15) = 3.71 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ temp} = 0.002 b h = 0.002 (100) (20) = 4 \text{ cm}^2$$

es mayor el área de acero calculada = 5.33 cm²

$$5.33$$

$$N^\circ \text{ var} = \frac{5.33}{0.71} = 7.51$$

$$0.71$$

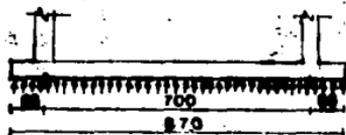
$$\text{Separación} = \frac{100}{7.51} = 13.31 \approx 12 \quad \therefore \text{N}^{\circ} 3 @ 12 \text{ (sentido transversal)}$$

En el sentido longitudinal armaremos por temperatura

$$\text{N}^{\circ} \text{ var} = \frac{4.00}{0.71} = 5.63$$

$$\text{Separación} = \frac{100}{5.63} = 17.75 \approx 18 \quad \therefore \text{N}^{\circ} 3 @ 18 \text{ (sentido longitudinal)}$$

Análisis de la contratrabe



$$W = P_c B = 12.25 \times 1.50 =$$

$$W = 18.38 \text{ ton/m}$$

Obtención de los elementos mecánicos

Voladizos

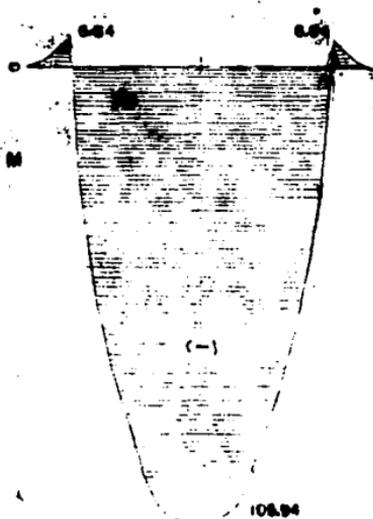
$$W l^2 = 18.38 (0.85)^2$$

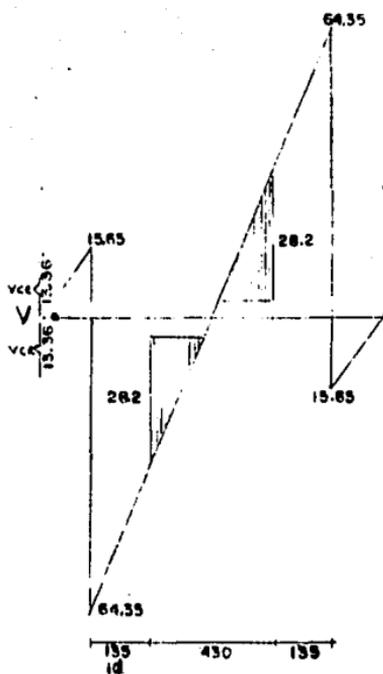
$$M = \frac{\quad}{2} = \frac{\quad}{2} =$$

$$M = 6.64 \text{ ton-m}$$

$$V = W l = 18.38 \times 0.85 =$$

$$V = 15.65 \text{ ton}$$





Trabe

$$M = \frac{W l^2}{8} = \frac{18.38 (7)^2}{8} =$$

$$M = 112.55 \text{ ton-m}$$

$$V = \frac{W l}{2} = \frac{18.38 (7)}{2} =$$

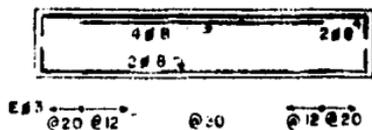
$$V = 64.35 \text{ ton}$$

Comprobación de que hemos
obtenido bien los cortan-
tes

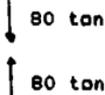
$$\Sigma = 15.65 \text{ (un voladizo)} \\ 64.35 \text{ (media trabe)}$$

$$80.00 \text{ ton}$$

La carga que baja por ca-
da columna, también tene-
mos 80 ton \therefore estamos bien
ya que $\Sigma P = \Sigma R$



ARMADO POR
TEMPERATURA
2.5 @ 20



El cortante se tomará a una vez la secc. efectiva

Diseño de la contratrabe

Revisión por cortante (según el Reglamento del D.F. del Art. 9.5)

$$V_{cr} = 0.2 \sqrt{f'c} b d = 0.2 \sqrt{200} (30) (120) = 10\ 182.3 \text{ Kg}$$

$$V_{cr \text{ máx}} = \sqrt{f'c} b d = \sqrt{200} (30) (120) = 50911.7 < 59350 \text{ Kg}$$

∴ no pasa

Proponiendo $b = 35 \text{ cm}$, $d = 135 \text{ cm}$

$$V_{cr} = 0.2 \sqrt{200} (35) (135) = 13\ 364.3 \text{ Kg}$$

$$V_{cr \text{ máx}} = \sqrt{200} (35) (135) = 66\ 821.6 \text{ Kg} > 64\ 350 \text{ Kg} \therefore \text{ok}$$

Diseño por cortante

Estribos (según el Reglamento para las Construcciones del D.F. Art. 9.5.2)

As var Est $\approx 0.15 \text{ cm}$ As de la varilla mayor longitudinal corrida = $0.15 (5.07) = 0.76 \quad 0.71 \rightarrow \text{As N}^\circ 3$

$$S = \frac{0.9 A_v f_s d}{V - V_c} = \frac{0.9 \begin{array}{c} \swarrow \text{2 ramas} \\ (2 \times 0.71) (2) \end{array} (135)}{V \text{ diseño}} = \frac{345}{V \text{ diseño}} =$$

345

$$S = \frac{\quad}{28.2} = 12.24 \text{ cm} \approx 12 \text{ cms}$$

donde

A_v = área transversal del estribo

$f_s = 0.5 f_y = 2000 \text{ Kg/cm}^2$

$V - V_c = V$ diseño

En los extremos y en el centro, teóricamente ya no se necesitan, pero según el reglamento $S_{\text{máx}} = d/2$ que es igual a $135/2 = 67.5 \text{ cms}$. Pero esta separación es demasiada, ya que por esto último anda alrededor la separación de 30 cm y además, también por seguridad nuestra.

Por lo tanto al centro $S_{\text{est}} = 30 \text{ cm}$

Diseño por flexión

$$A_s \text{ unitaria} = \frac{M}{f_s j d} = \frac{100\ 000}{3250 \times 0.85 \times 135}$$

$A_s \text{ unitaria} = 0.268 \text{ cm}^2/\text{ton-m}$

M	A_s
6.64	= 1.78 cm ²
105.94	= 28.40 cm ²

según el Reglamento del D.F. Art. 2.1.2

$$As \text{ m\u00edn} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4 \ 000} (35) (135) = 11.69 \text{ cm}^2$$

con esta \u00e1rea de acero armaremos en los volados

$$\frac{11.69}{5.07} = 2.3 \rightarrow 3 \text{ varillas del N}^\circ 8$$

$$\frac{28.40}{5.07} = 5.6 \quad 6 \text{ varillas del N}^\circ 8$$

5.2 ZAPATAS CORRIDAS DE CONCRETO REFORZADO DE FORMA TRAPEZOCIAL.

Este tipo de zapata se adopta cuando las cargas de las columnas vecinas son diferentes o una de las columnas está localizada en la colindancia. La planta de la base debe analizarse de modo que su baricentro coincida con el punto de aplicación de la resultante.

El área necesaria de cimentación se calculará con la expresión:

$$A_{\text{cim}} = \frac{PT}{ft}$$

Conociendo el A_{cim} necesaria, aplicamos la fórmula con la cual obtenemos el área de un trapecio, la cual es:

$$A_{\text{trapecio}} = \left(\frac{B + b}{2} \right) L$$

De esta fórmula despejamos los valores de B y b, para el cálculo de la losa de la zapata que en este caso es de ancho variable, se le considera descompuesta en zonas o franjas como se indica en la figura siguiente, y se adopta un espesor uniforme en todo el ancho de la base, determinado por el momento flexor máximo, el

armado de cada franja se dimensiona de acuerdo al momento correspondiente que varía de zona a otra, dichos momentos están dados por la expresión:

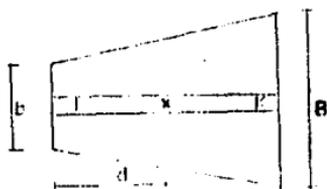
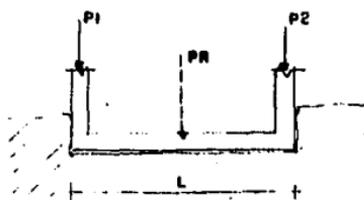
$$M_i = \frac{w l^2}{2}$$

El peralte efectivo de la losa se determinará con:

$$d = \sqrt{\frac{M}{b}}$$

y su armado con:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$



ZONA I ZONA II ZONA III

Zapata Combinada Trapecial

EJEMPLÓ

Calcular la siguiente zapata combinada de forma trapecial con los datos dados a continuación:

Datos

$$f_t = 10 \text{ ton/m}^2$$

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

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

Análisis

$$PT = 50 + 80 = 130 \times 1.1$$

$$PT = 143 \text{ ton}$$

$$A = \frac{PT}{f_t} = \frac{143}{10} = 14.3 \text{ m}^2$$

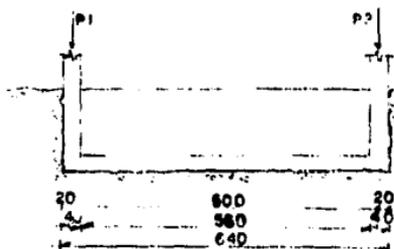
$$P_c = \frac{130}{14.3} = 9.1 \text{ ton/m}^3$$

Obtención del centroide de cargas

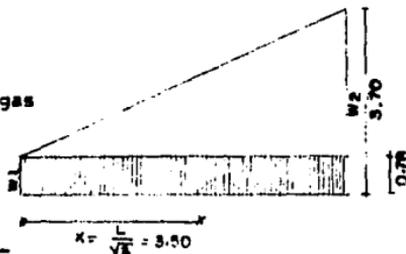
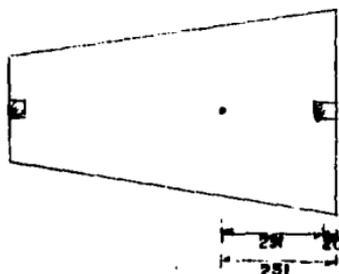
$$\Sigma MB = 50 \text{ ton} \times 6 \text{ m} = 300 \text{ ton-m}$$

$$80 \text{ ton} \times 0 \text{ m} = 0$$

$$\Sigma 130 \text{ ton} \quad 300 \text{ ton-m}$$



ELEVACIÓN



$$d = \frac{300 \text{ ton-m}}{130 \text{ ton}} = 2.31 \text{ m} + 0.20 \text{ m} = 2.51 \text{ m}$$

$$B = \frac{A}{L} \left(4 - \frac{6d}{L} \right) = \frac{14.30}{6.40} \left[4 - \frac{6(2.51)}{6.40} \right] = 3.68 \text{ m}$$

$$b = \frac{A}{L} \left(\frac{6d}{L} - 2 \right) = \frac{14.30}{6.40} \left[\frac{6(2.51)}{6.40} - 2 \right] = 0.79 \text{ m}$$

comprobación

$$B = \frac{2A}{L} - b = \frac{2(14.3)}{6.40} - 0.79 = 3.68 \text{ m} \quad \therefore \text{ok}$$

Análisis y diseño de la contratrabe

Por superposición de causas y efectos vamos a obtener los momentos de diseño

$$W = P_c B$$

$$W_1 = 0.79 \times 9.1 = 7.19 \text{ ton/m}$$

$$W_2 = 3.68 \times 9.1 = 33.49 \text{ ton/m}$$

$$\therefore W_2 - W_1 = 33.49 - 7.19 = 26.30 \text{ ton/m} = W_3$$

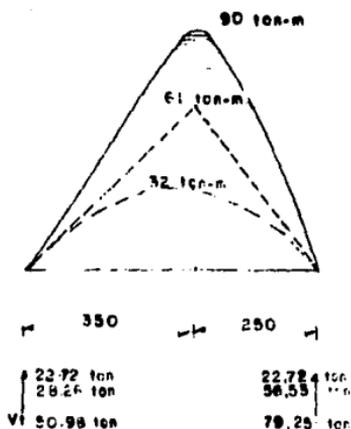
Momentos isostáticos

$$M1 = \frac{W1 L^2}{8} = \frac{7.19 \times 6^2}{8} = 32.36 \text{ ton-m}$$

$$M2 = \frac{W3 L^2}{9 \cdot 3} = \frac{26.30 \times 6^2}{15.59} = 60.74 \text{ ton-m}$$

De este último momento sabemos que el momento máximo está aplicado a una distancia $X = L/3 = 0.5773 L$ que es igual a $X = 3.46 \text{ m}$

Grificando los momentos obtenidos y aplicando los principios de la superposición de causas y efectos obtenemos:



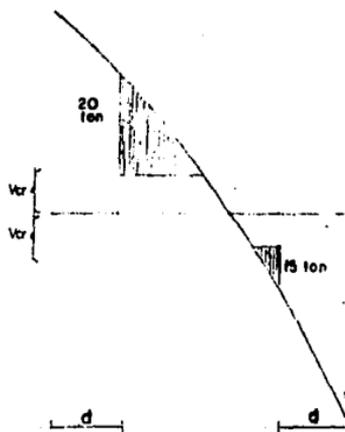
Obtención de cortantes

Carga uniforme

$$W L = \frac{7.19 \times 6.4}{2} = 23 \text{ ton}$$

Carga triangular

$$W = \frac{26.3 \times 6.4}{2} = 84.2 \text{ ton}$$



$$V1 = \frac{W}{3} = \frac{84.2}{3} = 28.07$$

$$\frac{2W}{3} = \frac{2(84.2)}{3} = 56.14$$

Diseño de contratrabe

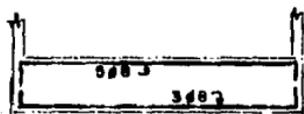
$$d = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}$$

Proponiendo $b = 30 \text{ cm}$

$$d = 0.25 \sqrt{\frac{9\,300\,000}{30}} =$$

$$d = 139.2 \text{ cm} \quad d = 140 \text{ cm}$$

$$h = 145 \text{ cm}$$



E#25 - 10@12 - @30 - 10@15 -

Diseño por flexión

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{9\,300\,000}{3\,250 \times 0.85 \times 140} = 24.05 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ var (+)} = \frac{24.05}{5.07} = 4.74 \quad 5 \text{ N}^{\circ} 8$$

$$N^{\circ} \text{ var (-)} = 24.05 \times 0.6 \% = \frac{14.43}{5.05} = 2.85 \quad 3 \text{ N}^{\circ} 8$$

Diseño por Cortante

Esfuerzo que nos resiste el concreto segun el Reglamento del D.F.

$$V_{cr} = 0.2 \sqrt{f'c} b d = 0.2 \sqrt{200} (30) (140) = 11\ 879.4 \text{ Kg} \\ = 11.88 \text{ ton}$$

Además hay que tomar en cuenta que el cortante actua a una vez del peralte.

$$\text{As necesaria para estribos} = 0.1 \times \text{As mayor long.} = \\ = 0.1 \times 5.07 = 0.51 \text{ cm}^2$$

E N° 2.5

Separación de estribos (Art: 9.5.2)

$$S = \frac{0.9 A_v f_s d}{V - V_c} = \frac{0.9 (2 \times 0.49) 2 (140)}{V - V_c} = \frac{247}{V - V_c} =$$

$$S = \frac{247}{20} = 12.35 \text{ cm} \qquad S = \frac{247}{15} = 16.46$$

$$V = 1.16 \times 9.1 = 10.56 \text{ ton}$$

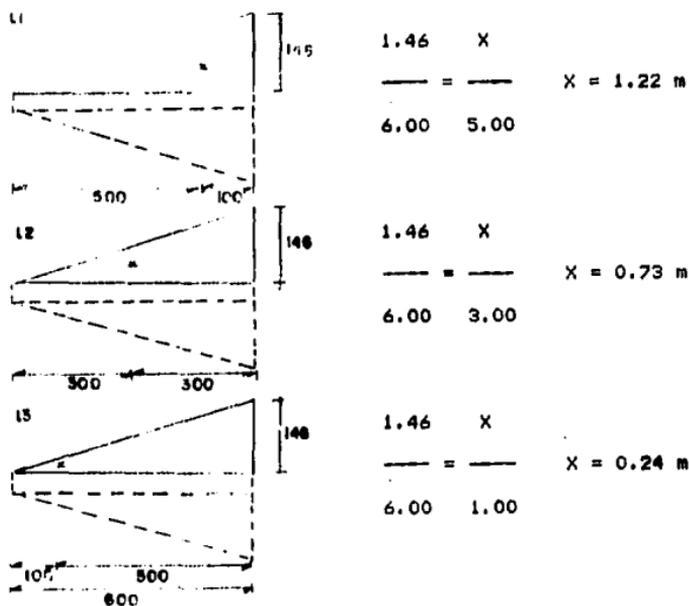
$$10.560$$

$$V_c = \frac{\quad}{100 \times 30} = 3.52 \text{ Kg/cm}^2 < V_{adm} \therefore \text{ok}$$

$$100 \times 30$$

Obtención de longitudes medias para el M.

Mediante una regla de tres.



Obtención de momentos

$$P_c l^2 = 9.10 \times 0.48^2$$

$$M_1 = \frac{\quad}{2} = \frac{\quad}{2} = 1.05 \text{ ton-m}$$

2

2

$$M2 = \frac{P_c l^2}{2} = \frac{9.10 \times 1.00^2}{2} = 4.55 \text{ ton-m}$$

$$M3 = \frac{P_c l^2}{2} = \frac{9.10 \times 1.46^2}{2} = 9.70 \text{ ton-m}$$

Áreas de acero

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$A_{s1} = \frac{105\,000}{3\,250 \times 0.85 \times 30} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{455\,000}{3\,250 \times 0.85 \times 30} = 5.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} = \frac{970\,000}{3\,250 \times 0.85 \times 30} = 11.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min flexión}} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{f_y} b d = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4\,000} (100) (30)$$

$$A_{s \text{ min flexión}} = 7.42 \text{ cm}^2$$

As mín temp. = 0.002 (100) (30) = 6.00 cm²

Armaremos las franjas 1 y 2 por As mín

$$\begin{array}{rcl} & 7.42 & 100 \\ \text{N}^\circ \text{ var} = & \frac{\quad}{1.27} & = 5.85 \qquad \text{S} = \frac{\quad}{5.85} = 17 \text{ cm} \end{array}$$

la franja 3

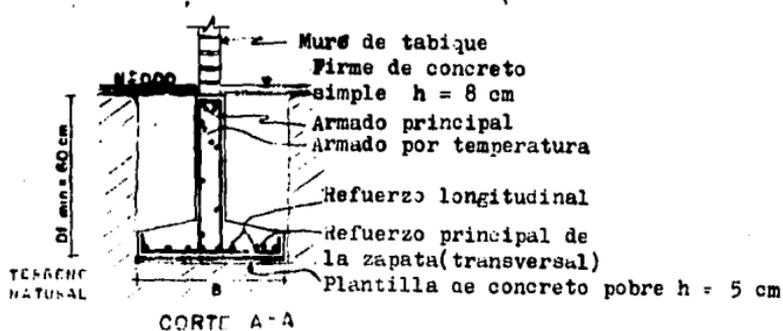
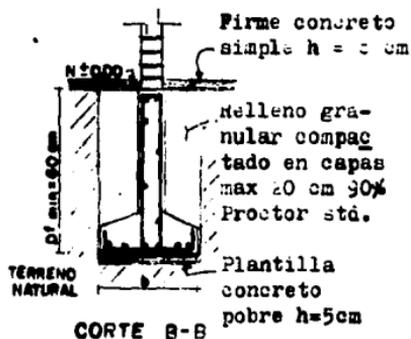
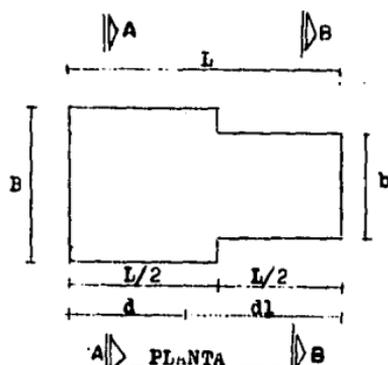
$$\begin{array}{rcl} & 11.70 & 100 \\ \text{N}^\circ \text{ var} = & \frac{\quad}{1.99} & = 5.88 \qquad \text{S} = \frac{\quad}{5.88} = 17 \text{ cm} \end{array}$$

En el sentido longitudinal armaremos por temperatura

$$\begin{array}{rcl} & 6.00 & 100 \\ \text{N}^\circ \text{ var} = & \frac{\quad}{0.71} & = 8.45 \qquad \text{S} = \frac{\quad}{8.45} = 11.8 \approx 12 \text{ cm} \end{array}$$

5.3 ZAPATAS CORRIDAS DE CONCRETO REFORZADO DE FORMA ESCALONADA.

Este tipo de cimentación superficial corrida, se utiliza frecuentemente en los casos en que se tienen cargas muy diferentes unas de otras y que por lo tanto se prevee que no pudiera, en dado caso, trabajar bien la cimentación o que se desperdiciara material si se realizara toda de un mismo tamaño, pues estaría sobrada en ciertas partes ya que no puntearía la carga hasta lugares muy lejanos.



EJEMPLO

DISEÑO ELÁSTICO

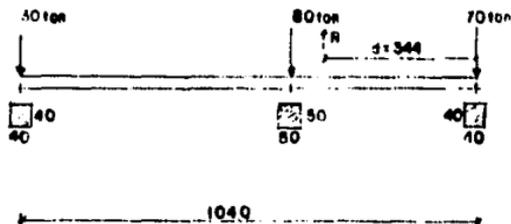
Analizar la siguiente zapata corrida, la cual pertenece a una nave industrial, con los datos dados a continuación.

Datos

$$f_t = 8 \text{ ton/m}^2$$

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

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



Análisis

En virtud de la magnitud de las descargas optaremos por hacerla escalonada.

$$PT = 180 \times \overset{P_p}{\underbrace{1.1}} = 198 \text{ ton}$$

$$PT = 198$$

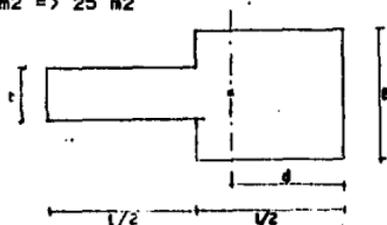
$$A = \frac{PT}{f_t} = \frac{198}{8} = 24.75 \text{ m}^2 \Rightarrow 25 \text{ m}^2$$

$$f_t = 8$$

$$180$$

$$P_c = \frac{180}{25} = 7.2 \text{ ton/m}^2$$

$$25$$



Obtenemos el centro de reacciones

$$\{M = 30 \times 10 = 300 \text{ ton-m}$$

$$80 \times 4 = 320 \text{ ton-m}$$

$$\Sigma M = 620 \text{ ton-m}$$

$$620 \text{ ton-m}$$

$$d = \frac{620 \text{ ton-m}}{180 \text{ ton}} = 3.44 \text{ m}$$

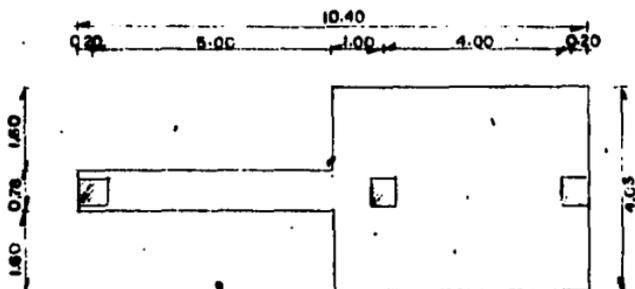
Usando sección escalonada

$$b = \frac{4 A d}{l^2} - \frac{A}{l} = \frac{A}{l^2} (4d - l)$$

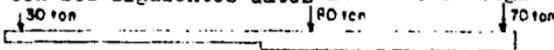
$$25 \text{ m}^2$$

$$b = \frac{25 \text{ m}^2}{(10.40^2 \text{ m}^2)} (4 \times 3.44 - 10.40) = 0.78 \text{ m}$$

$$B = \frac{2A}{l} - b = \frac{2(25 \text{ m}^2)}{10.4 \text{ m}} - 0.79 \text{ m} = 4.03 \text{ m}$$



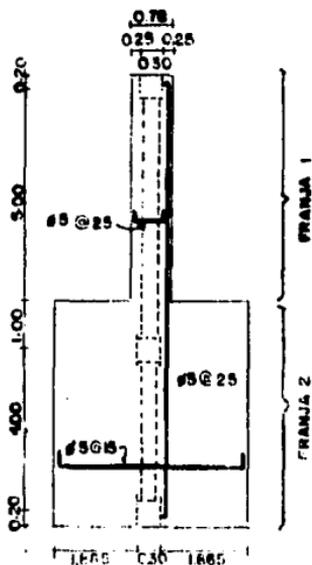
Con los siguientes datos se calc. la viga flotante



$$W_1 = 0.8 \times 7.2 = 5.76 \text{ t-m}; W_2 = 4.0 \times 7.2 = 28.8 \text{ t-m}$$

Se podría pensar que lo que debemos de seguir analizando y calculando es la contratrabe, pero en virtud de que no es una viga continua, la cual ya sabemos y hemos resuelto, sino que en este caso por la propia forma de la zapata los apoyos sufren desplazamientos; la forma de analizarla sería como viga flotante y como hasta este momento no las hemos resuelto puesto que las veremos hasta el último capítulo y con el fin de no provocar confusión alguna, proseguiremos con el análisis de la zapata. Para lo cual cabe decir que se diseña de manera similar a las de forma trapezoidal o sea que se divide en franjas, en este caso, por la geometría de la figura, nada más tendremos dos franjas.

Diseño de la zapata



Obtención de momentos

$$M = \frac{P_c l^2}{2}$$

$$M_1 = \frac{7.2(0.25)^2}{2} = 0.23 \text{ ton-m}$$

$$M_2 = \frac{7.2(1.40)^2}{2} = 12.3 \text{ ton-m}$$

Obtención del peralte efectivo

$$d = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}} + 3 \text{ cm}$$

$$d_1 = 0.25 \sqrt{\frac{22\,500}{100}} + 3 = 6.75 \text{ cm}$$

$$d_2 = 0.25 \sqrt{\frac{1232000}{100}} + 3 = 30.75 \text{ cm}$$

se tomará $d_2 = 35 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm} > d_2$

Revisión por cortante (se presenta a una vez el peralte)

$$V = 1.50 \times 7.2 = 10.8 \text{ ton}$$

$$v_c = \frac{10\,800}{(100 \times 35)} = 3.08 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{adm} = 0.25 \sqrt{200} = 3.5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ok}$$

Obtención del área de acero necesaria

La franja 1, en virtud del momento tan pequeño la armaremos por A_s por temperatura

$$A_s \text{ temp} = 0.002 b h = 0.002 (100) (40) = 8 \text{ cm}^2$$

Franja 2

$$\text{As flexión} = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1\ 232\ 000}{3\ 250 \times 0.85 \times 35} = 12.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Franja 1 } N^{\circ} \text{ var} = \frac{8.00}{1.99} = 4.02 \quad \text{Sep} = \frac{100 \text{ cm}}{4.02 \text{ var}} = 25$$

$$\text{Franja 2 } N^{\circ} \text{ var} = \frac{12.74}{1.99} = 6.4 \quad \text{Sep} = \frac{100 \text{ cm}}{6.4 \text{ var}} = 15.6$$

y longitudinalmente, como relativamente no necesitamos refuerzo sino solo el mínimo, armaremos por temperatura

5.4 ZAPATAS CORRIDAS DE MAMPOSTERIA

Antes de proceder a analizar y diseñar este tipo de zapatas, nos enteraremos de que elementos y requerimientos nos son planteados en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del D.F. en su capítulo de estructuras de mampostería, publicación 403 del Instituto de Ingeniería, UNAM., los cuales se escriben a continuación:

6. Mampostería de Piedras Naturales.

6.1 Alcance

Esta sección se refiere al diseño y construcción de cimientos, muros de retención y otros elementos estructurales de mampostería del tipo conocido como de tercera, o sea formado por piedras naturales sin labrar unidas con mortero.

6.2 Materiales

6.2.1 Piedras

Las piedras que se empleen en elementos estructurales deberán satisfacer los requisitos siguientes:

Resistencia mínima a compresión en dirección normal a los planos de formación.

150 Kg/cm²

Resistencia mínima a compresión en dirección paralela a los planos de formación. 100 Kg/cm²

Absorción máxima 4 %

Resistencia al intemperismo: máxima pérdida de peso después de 5 ciclos en solución saturada de sulfato de sodio. 10 %

Las piedras no necesitarán ser labradas, pero se evitará en lo posible el empleo de piedras de formas redondeadas y de cantos redondos. Por lo menos el 70 % del volumen del elemento estará constituido por piedras con un peso mínimo de 30 Kg cada una.

6.2.2 Morteros

Los morteros que se empleen para mampostería de piedras naturales deberán cumplir con los requisitos siguientes:

- a) La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 5.
- b) La resistencia mínima en compresión será de 15 Kg/cm².
- c) La resistencia se determinará según lo determinado en la norma DGN C 61

6.3 Diseño

6.3.1 Esfuerzos Resistentes de Diseño

Los esfuerzos resistentes de diseño en compresión, f^*m , y en cortante, v^* , se tomarán como sigue:

Mampostería unida con mortero
de resistencia en compresión

no menor que 50 Kg/cm².

$$f^*m = 20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v^* = 0.6 \text{ Kg/cm}^2$$

Mampostería unida con mortero
de resistencia en compresión

menor que 50 Kg/cm².

$$f^*m = 15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v^* = 0.4 \text{ Kg/cm}^2$$

donde

f^*m resistencia nominal de diseño a compresión de la mampostería, referida al área bruta.

v^* esfuerzo cortante nominal de diseño, sobre área bruta.

Los esfuerzos de diseño anteriores incluyen ya un factor de reducción, FR, que por lo tanto no deberá ser considerado nuevamente en las fórmulas de predicción de resistencia.

6.3.2 Determinación de la Resistencia.

Se verificará que en cada sección, la fuerza normal actuante de diseño no exceda la fuerza resistente dada por la expresión

$$PR = (1 - 2 e/t) At f^m$$

donde

t es el peralte de la sección.

At área

e excentricidad con que actúa la carga

La expresión anterior es válida cuando la relación entre la altura del elemento de mampostería y el peralte de su sección no excede de 5; cuando dicha relación se encuentre entre 5 y 10, la resistencia se tomará igual al 80 % de la calculada con la expresión anterior; cuando la relación exceda de 10, deberán tomarse en cuenta explícitamente los efectos de esbeltez en la forma especificada para mampostería de piedras artificiales.

La fuerza cortante actuante no excederá de la resistente obtenida de multiplicar el área transversal de la sección más desfavorable por el esfuerzo cortante resistente según el inciso anterior.

6.4 Construcción.

6.4.1 Piedras

Las piedras que se empleen deberán estar limpias y sin rajaduras. No se emplearán piedras que presenten formas de laja. Las piedras se mojarán antes de usarlas.

6.4.2 Mortero.

El mortero se elaborará con la cantidad de agua mínima necesaria para obtener una pasta manejable. Para el mezclado y remezclado se respetarán los requisitos de 5.1.2.

5.1.2 Morteros

Mezclado del mortero. La consistencia del mortero, se ajustará tratando de que alcance la mínima fluidez compatible con una fácil colocación. Los materiales se mezclarán en un recipiente no absorbente, prefiriéndose, siempre que sea posible, un mezclado mecánico. El tiempo de mezclado, una vez que el agua se agrega, no debe ser menor de 3 minutos.

Remezclado. Si el mortero empieza a endurecerse, podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada agregándole agua si es necesario.

Los morteros a base de cemento normal deberán

usarse dentro del lapso de 7.5 horas a partir del mezclado inicial. Los que contengan solo cemento de albañilería deberán usarse dentro de un plazo de 3.5 horas a partir de su mezclado inicial, pero no podrán permanecer mas de una hora sin ser remezclados.

6.4.3 Procedimiento Constructivo.

La mampostería se desplantará sobre una plantilla de mortero o concreto que permitirá obtener una superficie plana. En las primeras hiladas se colocarán las piedras de mayores dimensiones y las mejores caras de las piedras se aprovecharán para los paramentos. Cuando las piedras sean de origen sedimentario, se colocarán de manera que los lechos de estratificación queden normales a la dirección de las compresiones. Las piedras deberán humedecerse antes de colocarlas y se acomodarán de manera de llenar lo mejor posible el hueco formado por las otras piedras. Los vacíos se rellenarán completamente con piedra chica y mortero. Deberán usarse piedras a tizón, que ocuparán por lo menos una quinta parte del área de paramento y estarán distribuidas en forma regular.

5.2.1 Juntas

El mortero en las juntas cubrirá totalmente las caras horizontales y verticales de la pieza. Su espesor sera el mínimo que permita una capa uniforme de

mortero y la alineación de las piezas. El espesor de las juntas no excederá de 2 cm.

6.5 Cimientos

En cimientos de piedra brasa la pendiente de las caras inclinadas, medida desde la arista de la dala o muro, no será menor que 1.5 (vertical):1 (horizontal)

En cimientos de mampostería de forma trapezoidal con un talud vertical y el otro inclinado, tales como cimientos de lindero, deberá verificarse la estabilidad del cimiento a torsión. De no efectuarse esta verificación, deberán existir cimientos perpendiculares a ellos a separaciones no mayores de las que señala la siguiente tabla:

Presión de contacto con el terreno, p ton/m ²	Claro máximo, en cm	
	Caso (1)	Caso (2)
$p \leq 2.0$	5.0	10.0
$2.0 < p \leq 2.5$	4.5	5.0
$2.5 < p \leq 3.0$	4.0	7.5
$3.0 < p \leq 4.0$	3.0	6.0
$4.0 < p \leq 5.0$	2.5	4.5

En todo cimiento deberán colocarse dalas de concreto reforzado, tanto sobre los cimientos sujetos a momento de volteo, como sobre los perpendiculares a e-

llos. Los castillos deben empotrarse en los cimientos no menos de 40 cm.

En la tabla anterior, el claro máximo permisible se refiere a la distancia entre los ejes de los cimientos perpendiculares, menos el promedio de los anchos medios de estos. Los casos (1) y (2) corresponden respectivamente a mampostería ligada con mortero de cal y con mortero de cemento. No deberán existir planos definidos de falla transversales al cimiento.

EJEMPLO

ANALISIS PLASTICO

Revisión u verificación de que en la zapata, la fuerza normal actuante de diseño no exceda la fuerza resistente, entiéndase por esto último, capacidad de carga del elemento estructural.

Datos

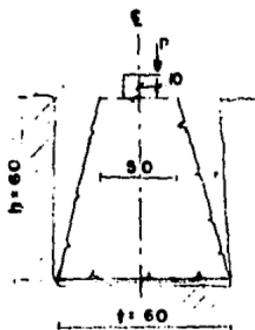
$$f'_m = 15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = 10 \text{ cm}$$

$$t = 60 \text{ cm}$$

Consideraciones para análisis:

- 1a. En el peor de los casos tenga una cierta excentricidad la carga = 10 cm.
- 2a Utilizando la fórmula dada en el Art. 6.3.2 de las N.T.C.R.C.D.F., la cual es:



$$PR = (1 - 2 e/t) At f'_m$$

$$At = \left(\frac{t + c}{2} \right) h =$$

$$60 + 30$$

$$At = \left(\frac{60 + 30}{2} \right) 60 = 2700$$

sustituyendo en la fórmula 6.3.2

$$PR = (1 - 2 (10/60)) \times 2 \ 700 \text{ cm}^2 \times 15 \text{ Kg/cm}^2 =$$

$$PR = 27 \ 000 \text{ Kg} = 27 \text{ ton}$$

Después de llegar y analizar a este resultado podemos concluir que un cimiento de dimensiones mínimas en condiciones desfavorables, llega a aguantar 27 ton. de carga vertical, de donde, por lo tanto, cuando falla un cimiento no quede más que pensar que la carga que baja por el elemento vertical de carga, por muy grande que sea, raras veces va a llegar a esta cantidad, pero el terreno puede que tenga una capacidad de carga (ft), tal, que lo que va a fallar va a ser el terreno, ya sea porque sufra asentamientos por revasar su capacidad de carga o pase a través de lentes de suelos compresibles que disminuyan su capacidad de carga, mas no por aplastamiento.

Este tipo de cimentación esta formado por un monólito de piedra brasa generalmente encimada con cierto orden y junteada con mortero hidráulico, la cual, si la vemos transversalmente, tiene forma trapecial.

El porqué de no construirla de forma rectangular, es que teóricamente se ha estudiado y prácticamente en investigaciones se ha visto que la carga baja formando un ángulo de +/- 60°, con respecto a la horizontal del terreno natural, razón por la cual si ponemos material despues de la línea que se forma en ese

ángulo será desperdiciado junto con la aparición de grietas.

Sobre este conjunto de piedras encimadas descansa un elemento de concreto reforzado de dimensiones pequeñas, el cual se denomina dala de cimentación y nos sirve para distribuir uniformemente las descargas.

Teóricamente hablando, la dala de cimentación no se necesitará si las cargas realmente fuesen uniformemente repartidas a lo largo de la cimentación, pero como en las construcciones las cargas transmitidas por los elementos verticales de carga, no se puede considerar uniformemente distribuidas, por un lado por la existencia de huecos debido a puertas y ventanas y por otro lado a que el suelo presenta muchas veces lentes superficiales de material demasiado compresible, que hacen que la dala de cimentación trabaje como trabe o viga punteando la carga. De ahí que sea necesario que se le coloque acero de refuerzo, además de que también sirve para absorber los esfuerzos por cambios de temperatura y fraguado en el concreto.

Estos cimientos continuos, dan muy buen resultado cuando se les construye sobre tepetate o cualquier otro tipo de suelo en estado denso de compacidad, pero cuando se les construye sobre cualquier tipo de arcillas, especialmente las plásticas no son confiables

en virtud de que los posibles hundimientos son en tramos mayores y lleguen estos a traducirse en la superestructura en agrietamientos.

Análisis y Diseño.

En este tipo de zapatas, para su cálculo, el estructurista lo único que necesita es que se le haya determinado: del estudio de mecánica de suelos especializado, la capacidad de carga del terreno, y si acaso no se realizó este, ya sea porque la construcción no lo ameritó o por cualquier otra circunstancia ajena a él, va a ser necesario que contrate a dos trabajadores para hacer un pozo a cielo abierto, mas o menos dos veces la profundidad de desplante esperada, con las dimensiones suficientes para poder observar la estratigrafía del terreno (normalmente es 1.2 m de profundidad) y cuando ya vayan llegando a ella a pico y pala, ver el grado, inclusive haciendo uso uno de ellos, sentir el grado de dificultad para enterrar a estos, también tomando entre las manos una pequeña porción del suelo aplicando los conocimientos primarios de identificación de suelos finos de campo, como son: dilatancia, resistencia en estado seco y tenacidad, las cuales son muy rápidas, y así, en base a la experiencia, establecer una capacidad de carga aproximada lo mas posible a la realidad, y que en el peor de los casos si se quiere ir por el lado de la seguridad decidiera darle el valor mas bajo de capa-

idad al terreno, que es el caso de las arcillas plásticas $f_t = 3 \text{ ton/m}^2$.

Diseño de Zapatas Corridas de Mampostería

Para el diseño únicamente lo que necesita el estructurista es la carga y el valor de la capacidad de carga del terreno. Prácticamente lo que se realiza para diseñar la zapata es:

Sumar las cargas que actúan sobre el eje tanto las uniformes como las pequeñas concentraciones (en el caso de grandes concentraciones como es el caso de $P > f_t/m^2$). Entonces se amplía el área localmente y se refuerza tanto por cortante como por flexión, la dala de cimentación entre el valor de la capacidad de carga del terreno.

$$A = \frac{P}{f_t} \qquad B = \frac{A}{L}$$

donde:

P = suma de cargas mas peso propio

f_t = capacidad de carga del terreno

A = área requerida

L = longitud de la zapata sobre el eje

B = base u ancho transversal de la zapata

EJEMPLO

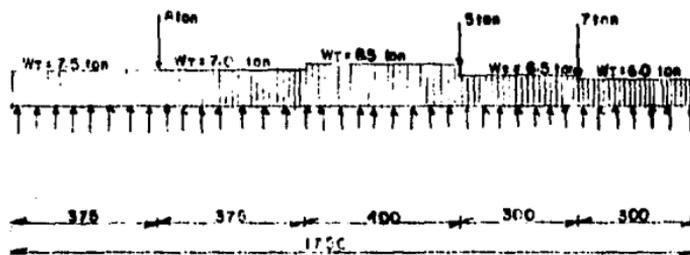
Zapata Corrida de Mampostería de Lindero

Calcular la zapata corrida del eje A (ver la fig n) con las descargas indicadas, obtenidas de la bajada de cargas, la capacidad de carga recomendada por el especialista en mecánica de suelos es de 10 ton/m².

Datos

$$f_t = 10 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 17.5 \text{ m}$$



Cálculo

La carga total sobre el eje es:

$$P = 55.50 \text{ ton} \quad \text{aumentándole el peso propio}$$

$$PT = 55.50 \times 1.2 = 66.60 \text{ ton}$$

Obtención del área de cimentación necesaria:

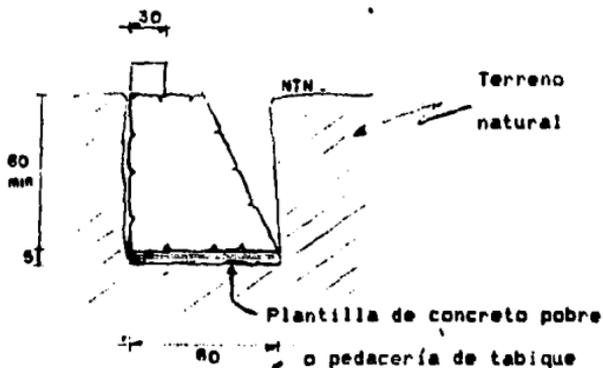
$$A = \frac{\text{Peso total } 66.60 \text{ ton}}{\text{Capacidad de carga del terreno } 10 \text{ ton/m}^2} = 6.66 \text{ m}^2$$

Obtención del ancho de cimentación necesario

$$B = \frac{\text{Area requerida } 6.66 \text{ m}^2}{\text{Long. de la zapata } 17.50 \text{ m}} = 0.38 \text{ m}$$

se utilizaran secciones mínimas prácticas

Base = B = 60 cm ; altura = h = 60 cm ; Corona = 30 cm



EJEMPLO

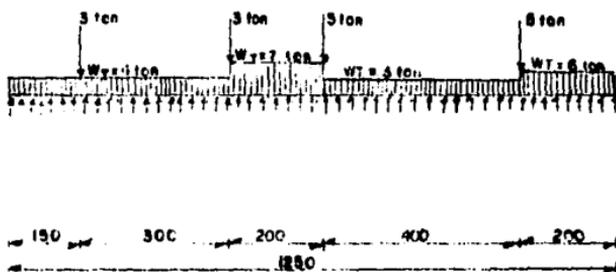
Zapata Corrida de Mampostería de Medianería

Calcular la zapata corrida del eje 2 (ver la fig 11) con las descargas indicadas, obtenidas de la bajada de cargas, la capacidad de carga recomendada por el especialista en mecánica de suelos es de 10 ton/m².

Datos

$$ft = 10 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 12.50 \text{ m}$$



Cálculo

La carga total sobre el eje es:

$$P = 36.00 \text{ ton} \quad \text{aumentándole el peso propio}$$

$$PT = 36.00 \times 1.2 = 43.2 \text{ ton}$$

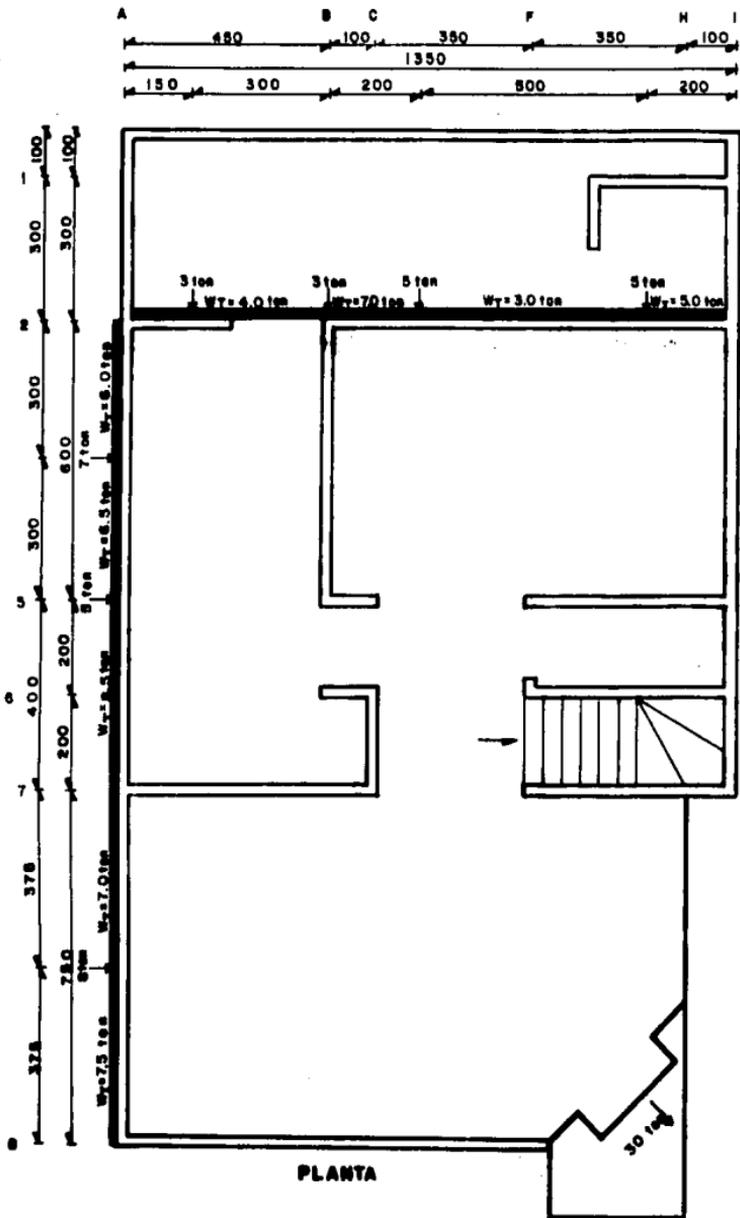
Obtención del área de cimentación necesaria

$$A = \frac{PT}{ft} = \frac{43.20 \text{ ton}}{10 \text{ ton/m}^2} = 4.32 \text{ m}^2$$

Obtención del ancho de cimentación necesaria

$$B = \frac{A}{L} = \frac{4.32 \text{ m}^2}{12.50 \text{ m}} = 0.35 \text{ m}$$

se utilizarán secciones mínimas prácticas



PLANTA

CAPITULO 6

ANALISIS Y DISEÑO DE CONTRATRABES FLOTANTES

Las contratraves se requieren no solamente para formar los tableros y distribuir las cargas al terreno por medio de las zapatas o losas, aunque principalmente nos proporcionan la rigidez necesaria que requiera la cimentación para controlar y disminuir a valores tolerables las tendencias a hundimientos diferenciales.

Una vez obtenidas las cargas que transmite la superestructura a la cimentación, se supone esta infinitamente rígida así como una distribución uniforme de presión en el suelo; las contratraves se diseñan por flexión general como vigas flotantes en toda su longitud.

Las contratraves de una retícula de cimentación se mantienen en equilibrio por las cargas de las columnas que actúan verticalmente hacia abajo y una reacción del suelo variablemente distribuida en sentido contrario, transmitida a esta a través de las zapatas u losas.

EJEMPLO

DISEÑO ELÁSTICO

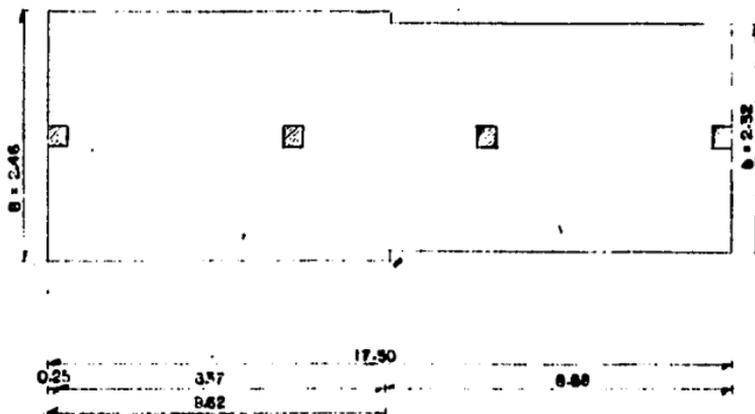
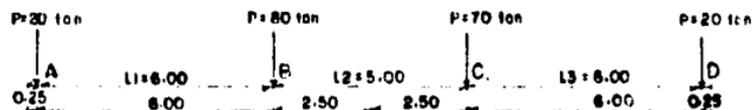
Diseñar la siguiente zapata combinada corrida la contratrabe, utilizando el criterio de las contratrabes flotantes con los siguientes datos:

Datos

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

$$f_t = 5 \text{ ton/m}^2$$

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



$$WT = 20 + 80 + 70 + 20 = 190 \text{ ton} \times \underbrace{1.1}_{\substack{\uparrow \\ \text{peso propio}}} = 209 \text{ ton}$$

$$A = \frac{209 \text{ ton}}{5 \text{ ton/m}^2} = 41.8 \text{ m}^2 \quad ; \quad Pc = \frac{190 \text{ ton}}{41.8 \text{ m}^2} = 4.55 \text{ ton/m}^2$$

Obtención de las dimensiones requeridas de la zapata

Centroide de cargas

$$\sum MA = [(80 \times 6) + (70 \times 11) + (20 \times 17)] - 190 X = 0$$

$$X = \frac{1 \text{ 590 ton-m}}{190 \text{ ton}} = 8.37 \text{ m}$$

$$b = \frac{A}{l^2} (4d - l) = \frac{41.80}{(17.5)^2} (4(8.62) - 17.50) = 2.32 \text{ m}$$

$$B = \frac{2A}{l} - b = \frac{2 \times 41.8}{17.5} - 2.32 = 2.46 \text{ m}$$

Obtención de elementos mecánicos (método de los cortantes obligados)

$$W2 = Pc B = 4.55 \times 2.46 = 11.18 \text{ ton/m}$$

$$V1 = W2 l = 11.18 \times 0.25 = 2.80 \text{ ton}$$

$$V2 = 20 - 2.80 = 17.20 \text{ ton}$$

$$VT \quad 17.20$$

$$X = \frac{VT}{W2} = \frac{17.20}{11.18} = 1.54 \text{ m}$$

$$W2 \quad 11.18$$

$$l_1 - X = 6.00 - 1.54 = 4.46 \text{ m}$$

$$V3 = 4.46 \times 11.18 = 49.90 \text{ ton}$$

$$V4 = 80 - 49.90 = 30.10 \text{ ton}$$

$$\text{La zapata cambia de forma a } l/2 = 5.00/2 = 2.50 \text{ m}$$

$$V'4 = 2.50 \times 11.18 = 27.96 \text{ ton}$$

$$W1 = P_c b = 4.55 \times 2.32 = 10.53 \text{ ton/m}$$

$$V8 = W1 l = 10.53 \times 0.25 = 2.63 \text{ ton}$$

$$V7 = 20 - 2.63 = 17.37 \text{ ton}$$

$$VT \quad 17.37$$

$$X = \frac{VT}{W1} = \frac{17.37}{10.53} = 1.65 \text{ m}$$

$$W1 \quad 10.53$$

$$l_2 - X = 6.00 - 1.65 = 4.35 \text{ m}$$

$$V6 = 4.35 \times 10.53 = 45.82 \text{ ton}$$

$$V5 = 70 - 45.82 = 24.18 \text{ ton}$$

por regla de tres:

$$30.10 + 24.18 = 54.28 \text{ ton}$$

$$54.28 \text{ -- } 5.00$$

$$30.10 \text{ -- } X$$

$$X = 30.10 \times 5.00 / 54.28 = 2.86 \text{ m}$$

$$5.00 - 2.86 = 2.14 \text{ m}$$

Obtención de momentos

$$M1 = \frac{2.90 \text{ ton} \times 0.25 \text{ m}}{2} = 0.35 \text{ ton-m}$$

$$M2 = \frac{17.20 \text{ ton} \times 1.54 \text{ m}}{2} = 13.24 - 0.35 = 12.89 \text{ ton-m}$$

$$M3 = \frac{49.90 \text{ ton} \times 4.46 \text{ m}}{2} = 111.28 - 12.89 = 98.39 \text{ ton-m}$$

$$M4 = \frac{30.10 \text{ ton} \times 2.86 \text{ m}}{2} = 43.04$$

$$98.39 - 43.04 = 55.35 \text{ ton-m}$$

$$M5 = \frac{24.18 \text{ ton} \times 2.14 \text{ m}}{2} = 25.87 + 55.35 = 81.22 \text{ ton-m}$$

$$M6 = \frac{45.82 \text{ ton} \times 4.35 \text{ m}}{2} = 99.66 - 81.22 = 18.44 \text{ ton-m}$$

$$M7 = \frac{17.37 \text{ ton} \times 1.65 \text{ m}}{2} = 14.33 \text{ ton-m}$$

$$MB = \frac{2.63 \text{ ton} \times 0.25 \text{ m}}{2} = 0.33 \text{ ton-m}$$

Diseño

Proponiendo $b = 0.2 B = 0.2 \times 2.46 = 0.49 \Rightarrow 0.50 \text{ m}$

$$d = \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.25 \sqrt{\frac{9\,839\,000}{50}} = 110.9 \text{ cm} \quad d = 115 \text{ cm}$$

$$h = 120 \text{ cm}$$

Diseño por flexión

$$As = \frac{M}{f_s j d} = \frac{100\,000}{3\,250 \times 0.85 \times 115} = 0.31 \text{ cm}^2$$

por cada ton-m $M = 12.89 \text{ ton-m} ; As = 4.06 \text{ cm}^2$

$M = 98.39 \text{ ton-m} ; As = 30.97 \text{ cm}^2$

$M = 55.35 \text{ ton-m} ; As = 17.42 \text{ cm}^2$

$M = 81.22 \text{ ton-m} ; As = 25.57 \text{ cm}^2$

$M = 14.33 \text{ ton-m} ; As = 4.51 \text{ cm}^2$

$$As \text{ m\u00edn flexi\u00f3n} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4\,000} (50) (115) = 14.23 \text{ cm}^2$$

Armaremos con varilla del N\u00b0 8

$$N^{\circ} \text{ var} = \frac{14.23}{5.07} = 2.81 \Rightarrow 3$$

$$N^{\circ} \text{ var} = \frac{30.97}{5.07} = 6.11 \Rightarrow 7$$

$$N^{\circ} \text{ var} = \frac{17.42}{5.07} = 3.43 \Rightarrow 4$$

$$N^{\circ} \text{ var} = \frac{25.57}{5.07} = 5.04 \Rightarrow 5$$

Diseño por cortante.

Según el Reglamento del D.F.

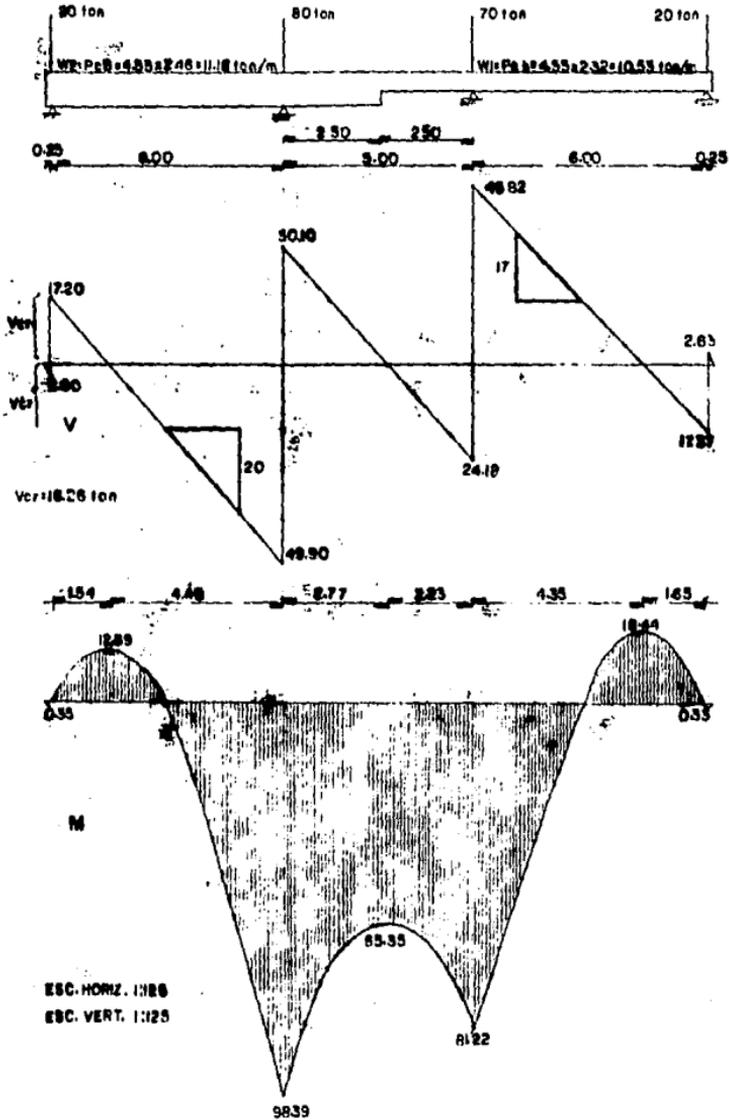
$$V_{cr} = 0.2 \sqrt{f'c} \quad b \quad d = 0.2 \sqrt{200} \quad (50) \quad (115) = 16 \, 263 \text{ Kg}$$

$$16.26 \text{ ton}$$

Para ver si se esta dentro de lo permisible según el Art. 9.5.1 no se admitirá que $V > b d \sqrt{f'c}$

$$b d \sqrt{f'c} = (50) \quad (115) \sqrt{200} = 81 \, 317 \text{ Kg}$$

observamos que el mayor es 49 900 Kg < 81 317 Kg por lo que estamos dentro de lo permisible



También debemos tomar en cuenta que el cortante actúa a una vez del peralte

As necesaria para estribos = $0.1 A_s$ mayor longitud =

As estribos = $0.1 \times 5.07 = 0.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow 0.71 \text{ cm}^2$ E N.º 3

Separación (Art. 9.5.2)

$$S = \frac{0.9 A_v f_s d}{V - V_{cr}} = \frac{0.9 (2 \times 0.71) 2 (115)}{V - V_{cr}} = \frac{294}{V - V_{cr}}$$

$$S = 294 / 17 = 17.3 \text{ cm} \Rightarrow 18 \text{ cm}$$

$$S = 294 / 20 = 14.7 \text{ cm} \Rightarrow 15 \text{ cm}$$

$$S_{\text{max}} = d/2 = 115/2 = 57.5 \text{ cm}$$

$$S_{\text{max}} = b = 50 \text{ cm}$$

Existe otra forma de obtener la sep. máxima y este armado se obtiene como si fuera para un muro de concreto reforzado, para ello utilizaremos las formulas del ACI 318-83 para cuantía de refuerzo, siendo:

$$\text{Refzo horiz} = 0.0025 b h = 0.0025 (100) (50) (1/2) =$$

↑
franja unitaria

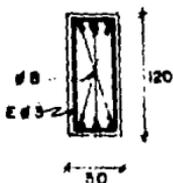
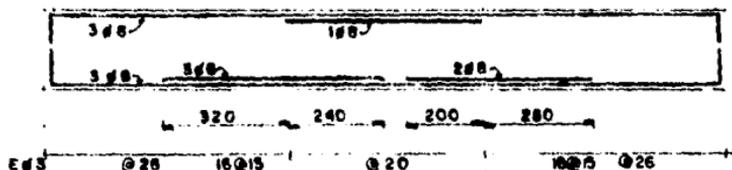
$$= 6.25 \text{ cm}^2 / \text{ cada cara por ser armado en 2 caras}$$

$$\text{N.º var} = \frac{6.25}{0.71} = 8.80 \quad ; \quad \text{Sep} = \frac{100}{8.8} = 11.4 \Rightarrow 12 \text{ cm}$$

Refzo vert = $0.0015 (100) (50) (1/2) = 3.75 \text{ cm}^2 / \text{cara}$

$$N^{\circ} \text{ var} = \frac{3.75}{0.71} = 5.28 ; \text{ Sep} = \frac{100}{5.28} = 18.9 \Rightarrow 20 \text{ cm}$$

Este requerimiento final es el que rige, por lo tanto es el que utilizaremos.



Un método alternativo de diseño de contratraves es el siguiente:

Después de haber bajado cargas a nuestra retícula de cimentación, se obtiene la presión de contacto, la cual no deberá exceder a la permisible y si la excede, se tiene que substituir el peso del edificio que no puede ser resistido por un peso equivalente de terreno, esto último se logra aumentando la profundidad de desplante (DEPTH FOUNDATION).

Suponiendo que las columnas están fijas, se considera que las contratraves se apoyan en éstas, en dichas condiciones, se obtienen las reacciones de las contratraves sobre las columnas.

Comparando las reacciones así obtenidas con las descargas de las columnas, observamos que existen diferencias entre ellas, éstas diferencias nos representan el desequilibrio particular de la retícula.

Se procede a equilibrar la retícula suponiendo flotantes a las contratraves; en esta etapa del cálculo se emplean los métodos de Cross y Newmark para lograr el equilibrio.

Una vez que hecha la distribución de desequilibrios entre las contratraves, se procede a analizarlas suponiéndolas apoyadas en las contratraves que cierran la retícula (analizamos las transversales).

La condición que fija así el análisis efectuado no tiene error, es el cierre de la cimentación / consiste en "que la suma de descargas con las reacciones sea cero", si se obtienen sumas diferentes de cero, éstas indican que hubo errores aritméticos o que existe una excentricidad entre el centro de descargas y el centro de reacciones.

Finalmente, debiera efectuarse el diseño de las contratraves en base a los diagramas resultantes de la obtención de los elementos mecánicos.

A continuación se presenta la mecánica de cálculo anterior en un ejemplo práctico;

Contratrabes ejes 2 y 14



fd	-0.5	-0.5		
Me	-34	+34		
Md	0	0		
MT	-34	+34		
Vi	+30.38	-30.38	+30.38	-30.38
Vd	-7.55	-7.55	+7.55	+7.55
VT	+22.83	-37.93	+37.93	-22.83
R	22.83	75.86	22.83	

$$W = A \cdot f_n = 13.5 \times 4.5 =$$

$$W = 60.75 \text{ ton}$$

$$V = 60.75 / 2 =$$

$$V = 30.38 \text{ ton}$$

$$60.75 \times 4.50$$

$$M = \frac{\quad}{8} =$$

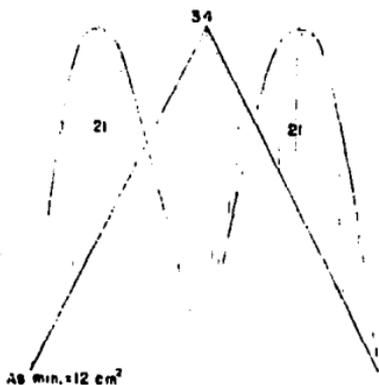
$$M = 34.17 \text{ ton-m}$$

$$100\,000$$

$$A_s = \frac{\quad}{\quad} =$$

$$3250 \times 0.85 \times 165$$

$$A_s = 0.22 \text{ cm}^2$$



$$0.7 \sqrt{f'c}$$

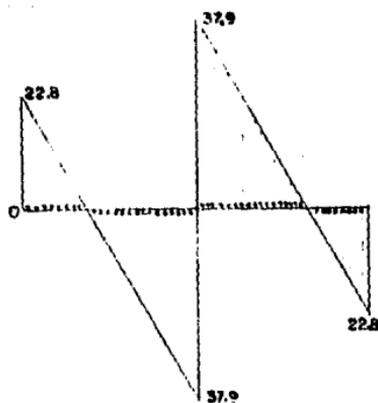
$$A_s \text{ m\u00edn} = \frac{\quad}{f_y} b d$$

$$0.7 \sqrt{200}$$

$$= \frac{\quad}{4000} (25)(165)$$

$$4000$$

$$A_s \text{ m\u00edn} = 11.41 \text{ cm}^2$$



$$11.41$$

$$N^{\circ} \text{ var} = \text{---} = 4 N^{\circ} 6$$

$$2.87$$

$$V_c = 0.2 \sqrt{f'c} b d =$$

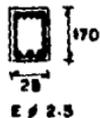
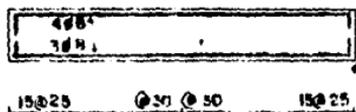
$$= 0.2 (250) (25 (165)) =$$

$$V_c = 13.04 \text{ ton}$$

$$\text{Est por especific.} =$$

$$= 0.1 \times 2.87 =$$

$$= 0.28 \text{ cm}^2 \text{ E N}^{\circ} 2$$



CAPITULO 7

INTRODUCCION.

Debido a que, tanto las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y el American Concrete Institute (ACI 318-83), han sido escritos como documento legal, pueden incorporarse verbalmente o adoptarse como referencia dentro de un reglamento general de las construcciones, donde no pueden ser demasiado explícitos, este capítulo tendrá como finalidad satisfacer esa necesidad.

En el se pone énfasis en las explicaciones de las disposiciones nuevas o reformadas que en cierta forma pueden ser desconocidas para poder cumplir con los requisitos de los reglamentos.

El capítulo se estructura de la siguiente manera: primero, los planteamientos enunciados en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, inmediatamente después los del ACI/318-83, y por último, si el caso lo amerita, la interpretación de los requerimientos planteados.

La nomenclatura que se va a utilizar para estos planteamientos será la siguiente.

N.T.C.R.C.D.F. - Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Publicado en el Diario Oficial de la Federación el año de 1976

A.C.I. 318-83. - American Concrete Institute, Comité 318 publicado en el año de 1983. (Reglamento de Construcciones de los Estados Unidos de Norteamérica).

I.R.P. - Interpretación de los Requerimientos Planteados

Primero se expondrá lo que se debe entender por reglamento de construcciones, en el orden antes dicho.

N.T.C.R.C.D.F.

1.1 Alcance.

Estas normas deben entenderse como los requisitos mínimos que, en el Distrito Federal cumplirá todo proyecto y construcción de concreto estructural en sus distintas modalidades.

A.C.I. 318-83

1.1 Alcance.

Este reglamento proporciona los requisitos

mínimos para el diseño y la construcción de elementos estructurales de concreto reforzado de cualquier estructura construida según los requisitos del reglamento general de construcción del cual forma parte este reglamento.

1.R.P.

Analizando lo escrito, podemos concluir que el planteamiento esencial de ambos es "requisitos mínimos a seguir en el análisis y diseño de elementos estructurales de concreto reforzado". También se deberá estar conciente de las alternativas de métodos de análisis con que contamos, que sean reconocidos por las autoridades competentes, que en un caso dado nos podrían cuestionar sobre qué criterios de análisis nos basamos para el diseño de tales elementos.

N.T.C.R.C.D.F.

1.3 Análisis.

1.3.1 Aspectos Generales.

Las estructuras de concreto se analizarán, en general, con métodos que supongan comportamiento elástico. También pueden aplicarse métodos de análisis al límite siempre que se compruebe que la estructura tiene

suficiente ductilidad y que se eviten fallas prematuras por inestabilidad.

En estructuras continuas se admite redistribuir los momentos obtenidos del análisis elástico, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, pero sin que ningún momento se reduzca, en valor absoluto más del 30% en columnas zunchadas, vigas y losas apoyadas en vigas o muros, ni que se reduzca más de 15% en columnas no zunchadas y en losas planas.

A.C.I. 318-83

8.1 Métodos de Diseño.

8.1.1 Las disposiciones generales de diseño del reglamento, se refieren al diseño por resistencia. El método de diseño por resistencia requiere que se incrementen las cargas de servicio o las fuerzas y momentos internos por medio de factores de carga especificados, y que las resistencias teóricas calculadas se reduzcan según los valores ϕ especificados.

8.1.2 Para miembros reforzados se permite un método elástico de diseño, que emplea factores de carga ϕ iguales a la unidad, el cual se puede aplicar en miembros sujetos a flexión sin carga axial; exis-

ten diferencias, las cuales se presentan en el diseño de columnas, diseño por cortante longitud de anclaje y traslapes.

N.T.C.R.C.D.F.

3.4 Recubrimiento.

En miembros estructurales colados directamente contra el suelo, sin uso de plantilla, el recubrimiento libre mínimo sera de 5 cm. Si se usa plantilla, el recubrimiento libre mínimo sera de 3 cm.

Las limitaciones anteriores se incrementarán en miembros expuestos a agentes agresivos (ciertas sustancias o vapores industriales, terreno particularmente corrosivo, etc.).

A.C.I. 318-83

7.7 Protección del Concreto para el Refuerzo.

7.7.1 Concreto colado en el lugar (reforzado).

Recubrimiento
mínimo , cm

a) Concreto colado en contacto con el suelo y permanentemente expuesto a el.

7.5

b) Concreto expuesto al suelo o a la

acción del clima:

varillas del No. 6 al No. 18	5
varillas del No. 5, alambre de 5/8"	
y menores.	4

N.T.C.R.C.D.F.

3.10 Refuerzo por Cambios Volumétricos.

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que:

0.2 % en elementos estructurales protegidos
de la intemperie.

0.4 % en elementos expuestos a ella.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 50 cm ni de $3.5 X_1$ (X_1 = dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo (cm)).

Puede prescindirse del refuerzo por cambios volumétricos en elementos donde, desde el punto de vista de resistencia y aspecto se justifique.

A.C.I. 318-83

7.12 Refuerzo por Contracción y Temperatura.

En sistemas estructurales de piso y techo, en

100

donde el refuerzo principal se entiende solo en una dirección, se debe proporcionar refuerzo normal al refuerzo por flexión para resistir los esfuerzos por contracción y temperatura.

Dicho refuerzo debe tener por lo menos, las siguientes relaciones de área de refuerzo al área de la sección total de concreto, nunca menor que 0.0014, y en ningún caso deberá colocarse con una separación mayor de 5 veces el espesor de la losa, ni de 45 cm.

I.R.P.

Se requiere del refuerzo por contracción y temperatura, perpendicular al refuerzo principal, para prevenir el agrietamiento excesivo y confinar la estructura, a fin de asegurar la acción supuesta en el diseño. Las cantidades especificadas son empíricas, pero se han utilizado satisfactoriamente durante años.

N.T.C.R.C.D.F.

2.1.2 Flexión.

a) Refuerzo Mínimo.

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada.

$$A_s \text{ mfn} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} bd$$

donde:

b y d son el ancho y el peralte efectivo, no reducidos, de la sección.

A.C.I. 318-83

10.5 Refuerzo Mínimo en Miembros Sujetos a Flexión.

En cualquier sección de un miembro sujeto a flexión, el porcentaje proporcionado no será menor que:

$$P \text{ mfn} = \frac{14}{f_y}$$

I.R.P.

La disposición de una mínima cantidad de refuerzo, es para evitar la falla súbita que se produciría al agrietarse el miembro.

N.T.C.R.C.D.F.

4.2 Columnas.

4.2.1 Refuerzos Mínimo y Máximo.

La relación entre el área de refuerzo verti-

cal y el área total de la sección no será menor que :

$$20$$

$$fy$$

ni mayor que 0.08

El número mínimo de barras será de 6 en columnas circulares y 4 en rectangulares.

A.C.I. 318-83

10.9 Límites del Refuerzo de Miembros sujetos a Compresión.

El área del refuerzo longitudinal para miembros no compuestos sujetos a compresión no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.08 veces el área total de la sección. El número mínimo de varillas de refuerzo longitudinal en miembros sujetos a compresión será de 4 varillas dentro de anillos circulares o rectangulares, 3 varillas dentro de anillos triangulares y 6 varillas confinadas por espinales.

N.T.C.R.C.D.F.

Diseño Plástico

2.1.5 Fuerza Cortante.

a) Fuerza Cortante que toma el Concreto.

1.- Vigas sin Presfuerzo

$$V_{cr} = 0.5 Fr bd \sqrt{f'c}$$

pero sin que se tome V_{cr} mayor que $V_{cr} = 1.5 Fr bd \sqrt{f'c}$

b) Fuerza Cortante en Losas y Zapatas.

El cortante de diseño se calculará con:

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d}$$

donde:

b_o = perímetro de la sección crítica

V_u = fuerza cortante de diseño en dicha sección

$$v_u \text{ máx} < Fr \sqrt{f'c}$$

En ningún caso se admitirá que v_u sea mayor a:

$$v_u = 1.5 Fr \sqrt{f'c}$$

9.5 Fuerza Cortante.

Diseño Elástico

9.5.1 Fuerza Cortante que toma el Concreto.

a) Vigas.

La fuerza cortante que toma el concreto en condiciones de servicio será:

$$V_c = 0.2 bd \sqrt{f'c}$$

En ningún caso se admitirá que V_c sea mayor a:

$$V_c = bd \sqrt{f'_c}$$

9.5.4 Fuerza Cortante en otros Elementos.

Las fuerzas y esfuerzos cortantes en condiciones de servicio en losas y zapatas no excederán del 35 % de las resistencias calculadas según 2.1.5, tomando $f^*c = f'c$ y $Fr = 1$

$$\text{por lo tanto } V_{cr} = 0.5 Fr bd \sqrt{f^*c} = 0.5 bd \sqrt{f'c}$$

$$\text{En ningún caso } V > bd \sqrt{f'c}$$

A.C.I. 318-83

11.1 Resistencia por Cortante.

11.1.1 El diseño de secciones transversales sujetas al cortante debe estar basado en

$$V_u \leq \phi V_n$$

donde:

ϕ = factor de reducción de resistencia = 0.85

V_u = fuerza cortante factorizada en la sección sujeta a consideración.

V_n = resistencia nominal al cortante.

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = resistencia nominal al cortante proporcionada por medio del refuerzo para cortante de acuerdo con la sección 11.5.6. que se verá más adelante.

11.3 Resistencia al cortante proporcionada por el concreto para miembros reforzados.

11.3.2.1 Para miembros sujetos unicamente a cortante y a flexión.

$$V_c = (0.5 \sqrt{f'c} + 176 p_w V_{ud} / M_u) b_w d$$

pero no mayor que: $0.93 \sqrt{f'c} b_w d$

11.11 Disposiciones especiales para losas y Zapatas.

El diseño de losas o zapatas en dos direcciones debe estar basado en:

$$V_u \leq \phi V_n$$

donde V_n no se debe considerar mayor que V_c dada por:

$$V_c = 0.27 (2 + 4/\beta_c) \sqrt{f'c} b_o d$$

pero no $> 1.1 \sqrt{f'c} b_o d$ donde:

β_c = relación del lado largo al lado corto del área de carga concentrada o de reacción.

b_o = perímetro de la sección crítica.

H.T.C.R.C.D.F.

9.5.2 Refuerzo por tensión diagonal en vigas.

Este refuerzo debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de éstos elementos.

Para estribos no se usará acero con esfuerzo de fluencia mayor de 4200 kg/cm². El diámetro mínimo de estribos será de 6.2 mm (N° 2).

no se tendrán en cuenta estribos que formen un ángulo con el eje de la pieza menor de 45°, ni barras dobladas en que dicho ángulo sea menor de 30°.

En vigas de marcos que deban resistir sismo y en cuyo diseño se usa un factor de ductilidad de 2 o mayor, debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea menor que V_{cr} . Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 6.3 mm. (N° 2) espaciados a cada medio peralte efectivo y se colocará a partir de toda unión de viga con columnas o muros hasta un cuarto del claro correspondiente.

El esfuerzo admisible en el refuerzo transversal, f_s , se tomará igual a 0.5 f_y . El esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal no será mayor que 4200 Kg/cm².

Cuando la fuerza cortante de servicio, V , es mayor que V_c , se requiere refuerzo por tensión diagonal. Su separación, s , se determinará con la expresión y limitaciones siguientes:

$$s = \frac{0.9 A_v f_s d (\operatorname{sen} \phi + \operatorname{cos} \phi)}{V - V_c} < \frac{A_v f_s}{2.8 b}$$

donde:

A_v = área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s . (cm).

ϕ = ángulo que dicho esfuerzo forma con el eje de la pieza

f_s en kg/cm²

V y V_c en kg

b y d en cm.

La separación resulta en cm.

A.C.I. 318-B3

11.5.6 Diseño del refuerzo por cortante

Cuando se emplee refuerzo por cortante perpendicular al eje longitudinal, el área requerida del refuerzo por cortante no será menor de:

$$A_v = \frac{(V_u - V_c) b w S}{f_y}$$

donde:

V_u = fuerza cortante total de diseño aplicada en la sección.

V_c = esfuerzo cortante nominal permisible, que es resistido por el concreto.

b_w = diámetro de la varilla (cm).

S = espaciamiento del refuerzo por cortante en dirección paralela al refuerzo longitudinal.

N.T.C.R.C.D.F.

2.1.5 Fuerza Cortante.

j) Fuerza Cortante en losas y Zapatas.

La resistencia de losas y zapatas a fuerza cortante en la vecindad de cargas o reacciones concentradas será la menor de las correspondientes a las dos condiciones que siguen:

- I) La losa ó zapata actua como una viga ancha en tal forma que las grietas diagonales potenciales se extenderían en un plano que abarca todo el ancho.
- II) Existe una acción en dos direcciones de manera que el agrietamiento diagonal potencial se presentaría sobre la superficie de un cono ó pirámide truncados en torno a la carga ó reacción concentrada.

Si no hay transmisión de momento entre la lo-

sa o zapata y la columna, el esfuerzo cortante se calculará con:

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d}$$

donde:

b_o = perímetro de la sección crítica.

V_u = fuerza cortante de diseño en dicha sección.

Si $v_u <$ permisible por lo tanto despejaremos d , quedando:

$$d = \frac{V}{b v_u}$$

A.C.I. 318-83

11.11 Disposiciones especiales para losas y zapatas.

11.11.1 La resistencia al cortante de losas y zapatas en la vecindad de las cargas concentradas o reacciones, está regida por la mas severa de las siguientes condiciones:

a) Losa ó zapata que actua como viga, con una sección crítica que se extiende en un plano a través del ancho total, y que está localizada a una distancia d de la cara del área de reacción o de carga concentrada.

b) Losa o zapata con acción en dos direcciones, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y localizada de tal forma que su perímetro "bo" sea el mínimo, pero que no necesita aproximarse a mas de d/2 del perímetro del área de la carga concentrada o reacción. Para este caso la losa o zapata debe diseñarse de acuerdo a:

11.11.2 La resistencia al cortante $V_n < V_c$, donde:

$$V_c = 0.27 (2 + 4/\beta_c) \sqrt{f'_c} b_o d$$

pero no $> 1.1 \sqrt{f'_c} b_o d$

β_o = relación del lado largo al lado corto del área de carga concentrada o de reacción..

O también de acuerdo a 11.11, ya mencionado con anterioridad.

N.T.C.R.C.D.F.

4.4 Zapatas.

4.4.1 Flexión.

Para dimensionar por flexión se tomarán las siguientes secciones críticas:

En zapatas que soporten elementos de concreto, el plano vertical tangente a la cara del elemento.

En zapatas que soporten muros de piedra o ta-

bique, la sección media entre el paño y el eje del muro.

En zapatas que soporten columnas de acero a través de placas de base, la sección crítica será en el perímetro de la columna, a menos que la rigidez y resistencia de la placa permitan considerar una sección más alejada.

Las zapatas con refuerzo en una dirección, y las zapatas cuadradas reforzadas en dos direcciones, llevarán su refuerzo espaciado uniformemente.

En zapatas aisladas rectangulares con flexión en dos direcciones, el refuerzo paralelo al lado mayor se distribuirá uniformemente; y el paralelo al lado menor se distribuirá en tres franjas en la forma siguiente: en la franja central, de ancho a_1 , una cantidad de refuerzo igual a la totalidad que debe colocarse en esa dirección, multiplicada por $2 a_1 / (a_1 + a_2)$, donde a_1 y a_2 son, respectivamente, los lados corto y largo de la zapata. El resto del refuerzo se distribuirá uniformemente en las dos franjas extremas.

A.C.I. 318-83

15.0 Zapatas.

15.4 Momentos en las Zapatas.

15.4.1 El momento externo en cualquier sec-

ción de una zapata debe determinarse haciendo pasar un plano vertical a través de la zapata, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical.

15.4.2 El momento máximo afectado por el factor de carga de una zapata aislada, debe calcularse en la forma prescrita en la sección 15.4.1, para las secciones críticas localizadas como sigue:

a) En el paño de la columna, dado o muro, para zapatas que soporten una columna, dado o muro de concreto.

b) En el punto entre el eje central y el borde del muro, para zapatas que soporten muros de mampostería.

c) En el punto medio entre el paño de la columna y el borde de la placa de base de acero, para zapatas que soporten una columna con placa de base de acero.

15.4.3 En zapatas en una dirección y en zapatas cuadradas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a través del ancho total de la zapata.

15.4.4 En zapatas rectangulares en dos direc

ciones, el refuerzo se debe distribuir como sigue:

a) El refuerzo en la dirección larga, debe distribuirse uniformemente en el ancho total de la zapata.

b) Para el refuerzo en la dirección corta, el refuerzo determinado por la siguiente ecuación:

$$\text{Refuerzo en el ancho de la banda } b \quad 2$$

$$\text{Refuerzo total en la dirección corta } (\beta + 1)$$

donde :

β = relación de lado largo a lado corto de la zapata.

Debe distribuirse uniformemente sobre una franja, de ancho b , centrada con respecto al eje de la columna o dado, cuyo ancho sea igual a la longitud del lado corto de la zapata. El resto del refuerzo debe distribuirse uniformemente en las zonas exteriores de la zapata.

N.T.C.R.C.D.F.

4.4.2 Transmisión de esfuerzos en la base de una columna o pedestal.

Cuando la carga que la columna transmite a la zapata es excéntrica, debe seguirse el criterio de dimensionamiento para losas planas que se presenta en 2.1.4.

2.1.4 Aplastamiento.

En apoyos de miembros estructurales y otras superficies sujetas a presiones de contacto o aplastamiento, el esfuerzo de diseño no se tomara mayor que

$$F_r f^c$$

Cuando la superficie que recibe la carga tiene un area mayor que el área de contacto, el esfuerzo de diseño puede incrementarse en la relación $\sqrt{A_2/A_1} < 2$ donde A_1 es el área de contacto y A_2 es el área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concentrica con ella, que puede inscribirse en la superficie que recibe la carga.

A.C.I. 318-83

15.8 Transmisión de fuerzas en la base de la columna o pedestal.

15.8.1 Todas las fuerzas y momentos aplicados en la base de una columna o pedestal, deberán de transmitirse a la parte superior del pedestal o de la zapata de apoyo mediante el aplastamiento del concreto y por el refuerzo. Si las condiciones de carga incluyen el empuje vertical, la fuerza total de tensión debe ser resistida por el refuerzo.

15.8.2 Las fuerzas laterales deben transmi-

tirse a las zapatas por medio de juntas de cortante u otros medios.

15.8.3 El aplastamiento del concreto en la superficie de contacto entre el miembro de apoyo y el miembro apoyado, no debe exceder de la resistencia al aplastamiento del concreto para cualquier superficie, conforme se dispone en la sección 10.16.

10.15 Resistencia al aplastamiento.

10.15.1 Excepto lo dispuesto a continuación, la resistencia del diseño al aplastamiento no debe exceder de $(0.85 f'c A1) \phi$

10.15.1.1 Cuando la superficie de apoyo sea mayor que el área cargada, la resistencia de diseño al aplastamiento, en el área cargada, se puede multiplicar por $\sqrt{A2/A1}$, pero no > 2 .

10.15.1.2 Cuando la superficie de apoyo sea inclinada o escalonada $A2$ se puede tomar como el área de la base inferior del tronco mayor de una pirámide o cono recto, contenida totalmente en el apoyo, que tenga como base superior el área cargada y que la pendiente este en razón de 1 vertical a 2 horizontal.

15.8.4 Debe proporcionarse refuerzo a través de la superficie de contacto entre el miembro de apoyo y el miembro apoyado, ya sea prolongando las varillas

longitudinales dentro del miembro de apoyo o por medio de bastones.

N.T.C.R.C.D.F.

4.4.3 Espesor mínimo de zapatas de concreto reforzado.

El espesor mínimo del borde de una zapata reforzada será de 10 cm.

A.C.I. 318-83

15.7 Peralte mínimo de las zapatas.

El peralte de las zapatas arriba del refuerzo inferior no debe ser menor de 15 cm. para zapata apoyadas sobre el terreno, ni menor de 30 cm en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes.

CONCLUSIONES.

El propósito fundamental del presente trabajo, es el análisis y diseño de aquellos tipos de cimentaciones que se conocen con el nombre de poco profundas o superficiales; este análisis y diseño es por medio de la ayuda de las formulas propuestas por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y el American Concrete Institute (A.C.I. 318-83).

Todo reglamento de este tipo, sufre modificaciones por parte de sus realizadores u otras causas, como son los fenomenos naturales, los cuales, nos hacen ver que tanto los coeficientes como las fórmulas usadas anteriormente para diseñar, eran erroneas; tal es el caso del Reglamento de Construcciones para el D. F. - 76, que sufrió cambios debido a los sismos ocurridos en la Ciudad de México (septiembre de 1985), por lo que se hicieron modificaciones, dictandose las Normas de Emergencia (oct. 1985) con caracter de provisionales, en cuanto al diseño por sismo mientras se expide un nuevo reglamento.

Una de las finalidades, es que sirva como e-

lemento de consulta con la posibilidad de que se pueda hacer un diseño comparativo entre varios reglamentos, para así ver las diferencias en sus requerimientos.

Dentro de las limitaciones que presenta un trabajo como este, con el tema que en él se desarrolla, como es el Diseño Estructural de las Cimentaciones Superficiales, están el de ser un tema de muy amplia extensión por la gran cantidad de casos que se pueden presentar, en lo que se presenta gran dificultad para su desarrollo por medio de ejemplos; por esto, solo se desarrolló con los que se presentan en la práctica con más frecuencia.

Se proponen recomendaciones de diseño para diferentes tipos de cimentaciones superficiales, mas no con esto se quiere decir para todo tipo de casos que se puedan presentar, como ya se explicó anteriormente. Al añadir parte de los reglamentos ya mencionados, no significa que solo estos requisitos tengan que ver con el tema, solo se hace para brindar comodidad a la hora de leerlo con los requisitos mas usados; habra requerimientos no mencionados, tales como las Normas de Emergencia, las cuales se tendran que consultar, lo mismo sucederá si hubiesen cambios a los reglamentos o apareciera uno nuevo.

APÉNDICE 1 AYUDAS DE DISEÑO.

TABLA 1 FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA.

TABLA 2 ASENTAMIENTOS PERMISIBLES.

TABLA 3 DIÁMETROS, PESOS Y ÁREAS DE BARRAS.

TABLA 4 PROPORCIONAMIENTOS EN VOLUMEN, RECOMENDADOS
 PARA MORTERO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

TABLA 1

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

n	N_c	N_q	N	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.35	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.59	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.56	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84

TABLE 1 (cont.)

ρ	Nc	Nq	N	Nq/Nc	$\tan \theta$
41	93.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19

TABLA 2

ASENTAMIENTOS PERMISIBLES.

Concreto que se limita y tipo de daño.	Incremento mensual	Incremento anual	Total	Unid.
Asentamiento Maximo				
* Daños a instalaciones en vía pública.	3	10	30	cm
* Daños a edif. vecinos.	1.2	4	10	cm
Inclinación Media				
* Inclinación visible.	----	----	+	%
* Componente transversal excesiva de la aceleración de la gravedad.	----	----	0.2	g++
* Efectos en el funcionamiento de maquinaria	----	----	0.1	%
* Dificultades en gruas viajeras.	----	----	0.3	%
Distorsión angular.				
* Agrietam. de aplanados de yeso.	0.2	0.25	0.3	%
* Agrietam. muros de bloque de conc. ligero.	0.2	0.25	0.3	%
* Agrietam. muros de bloque de conc. peso normal	0.3	0.4	0.5	%
* Agrietam. muros de tabí- que recocado.	0.5	0.7	1.0	%
* Daños peligrosos en estruct. de conc. reforz.	1.0	1.5	2.0	%
* Falla de conexiones remachadas en estruct. de acero.	----	----	4.0	%

$100\% +$ si $h \rightarrow 0$, la inclinación permisible $\rightarrow 1\%$
 si $h = 50$ m, inclinación permisible = 0.4%
 $100 + 3h$ si $h \rightarrow \infty$, desplome permisible $\rightarrow 33$ cm

h = altura del edificio (mts.)

$g++$ = relación entre el cortante de piso máximo y el peso de el edificio arriba del nivel considerado; generalmente es mínimo en la base del edificio y es igual al cociente de cortante en la base.

TABLA 3

DIAMETROS, PESOS Y AREAS DE BARRAS

Número de designación	Diámetro Nominal.		Peso kg/m	Area cm ²	Perimetro mm
	pulg	mm			
2	1/4	6.4	0.248	0.32	20.1
2.5	5/16	7.9	0.388	0.49	24.8
3	3/8	9.5	0.559	0.71	29.8
4	1/2	12.7	0.993	1.27	39.9
5	5/8	15.9	1.552	1.98	50.0
6	3/4	19.0	2.235	2.85	60.0
7	7/8	22.2	3.042	3.88	69.7
8	1	25.4	3.973	5.07	79.8
9	1 1/8	28.6	5.028	6.41	89.8
10	1 1/4	31.8	6.207	7.92	99.9
11	1 3/8	34.9	7.511	9.58	109.6
12	1 1/2	38.1	8.938	11.40	119.7

TABLA 4 PROPORCIONAMIENTOS EN VOLUMEN, RECOMENDADOS
PARA MORTERO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Tipo de Mortero	Partes de Cemento	Partes de Cemento de Albañilería	Partes de Cal	Partes de Arena *	Valor Típico de la Resistencia nominal en compresión, f' b' kg/cm ²
I	1	-----	0 a 1/4	No me- nos de 2.25 ni mas de	125
	1	0 a 1/2	-----		
II	1	-----	1/4 a 1/2	3 veces la suma de ce- mentan- tes en volumen	75
	1	1/2 a 1	-----		
III	1	-----	1/1 a 1 1/4		40

* El volumen de arena se medirá en estado suelto.

Tabla obtenida de la publicación No. 403 del Instituto de Ingeniería, UNAM. Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, N.T.C.R.C.D.F.

APÉNDICE 2

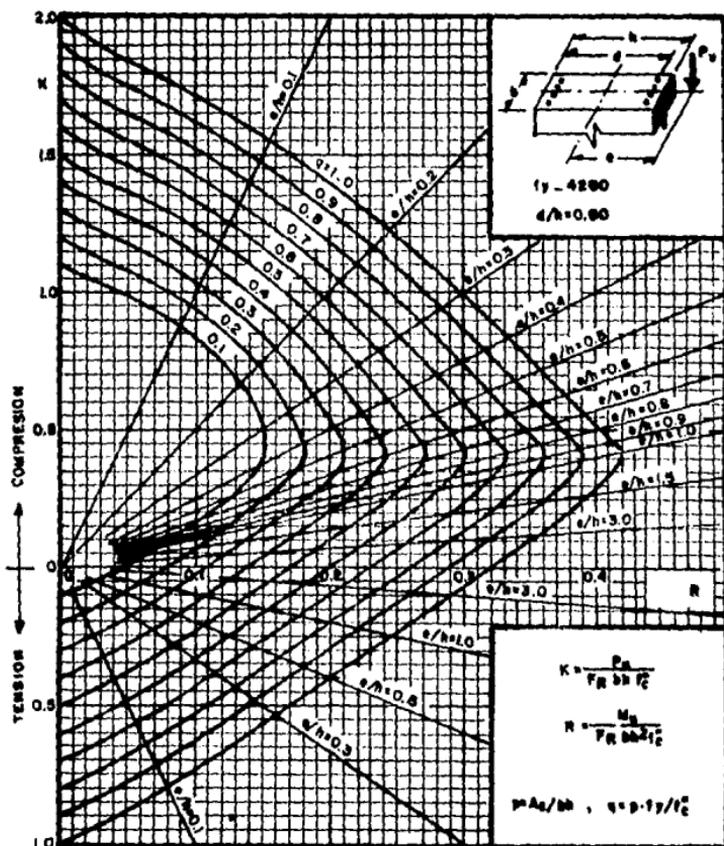
GRÁFICAS PARA DISEÑAR COLUMNAS DE
CONCRETO REFORZADO.

CARGA AXIAL Y FLEXIÓN EN UNA DIRECCIÓN.

- * SECCIÓN RECTANGULAR, REFUERZO EN CARAS EXTREMAS.
(FIGURAS 12 A 15).

CARGA AXIAL Y FLEXIÓN EN DOS DIRECCIONES.

- * SECCIÓN RECTANGULAR, REFUERZO CONCENTRADO EN LAS
ESQUINAS. (FIGURAS 16 A 19).
- * SECCIÓN RECTANGULAR, REFUERZO UNIFORMEMENTE RE-
PARTIDO. (FIGURAS 20 A 23).



A_s = Área total de refuerzo

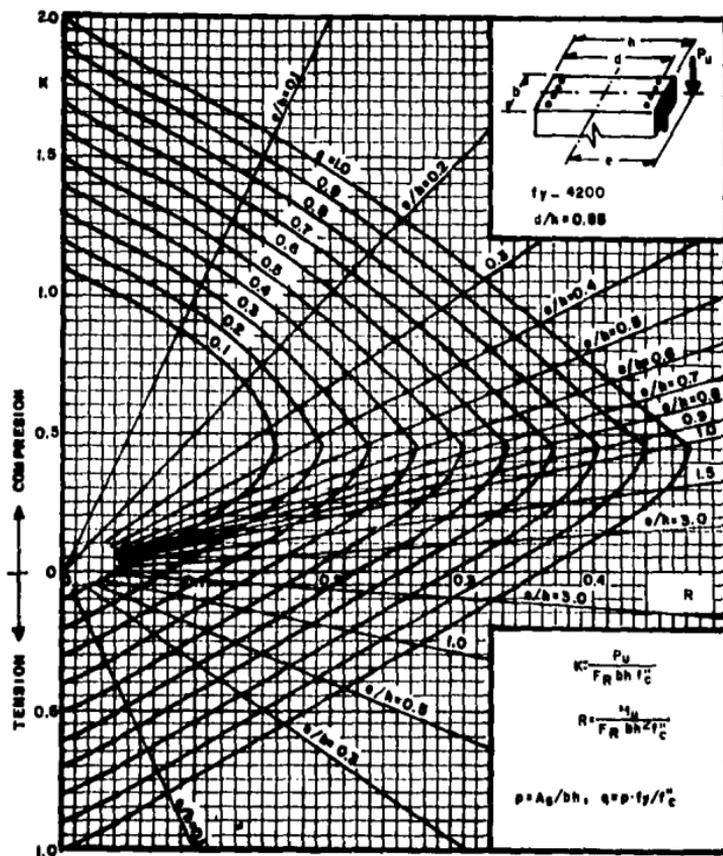
$f_c' = 0.85 f_c$ si $f_c' \leq 280 \text{ kg/cm}^2$, $f_c' = (1.05 - \frac{f_c'}{100}) f_c$, si $f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flexionante último

P_u = Carga axial última

F_R = Factor de reducción de resistencia

FIG 12



A_s = Área total de refuerzo

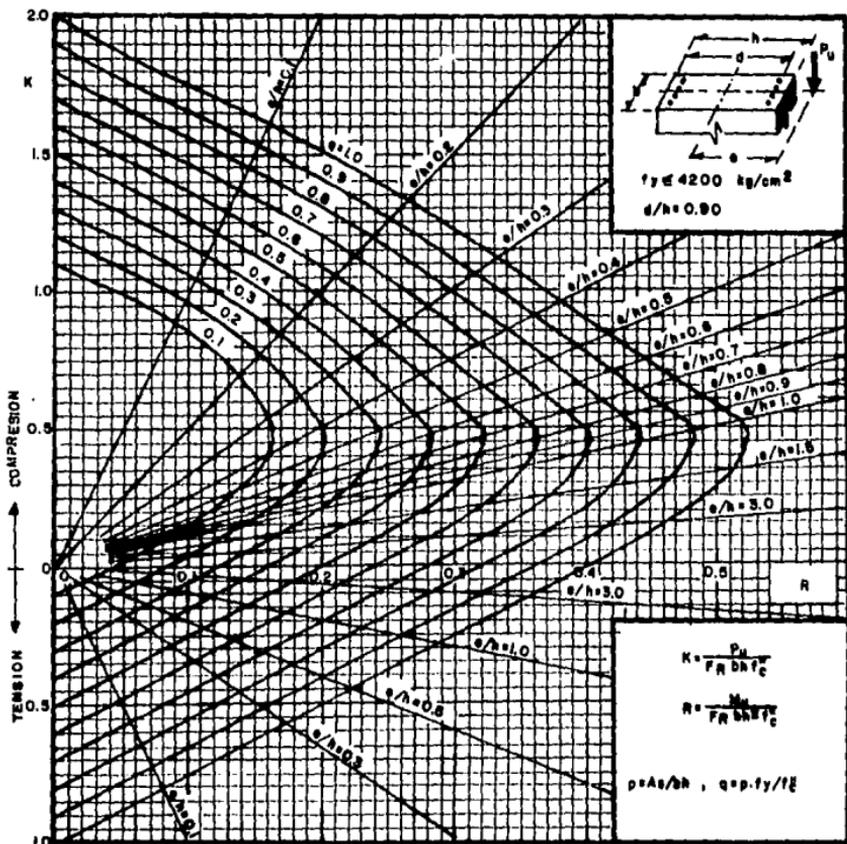
$f'_c = 0.85 f_c$; si $f_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $\phi = (1.05 - \frac{f_c}{1400}) f'_c$; si $f_c > 280 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flexionante último

P_u = Carga axial última

F_R = Factor de reducción de resistencia

FIG 13



A_s = Area total de refuerzo

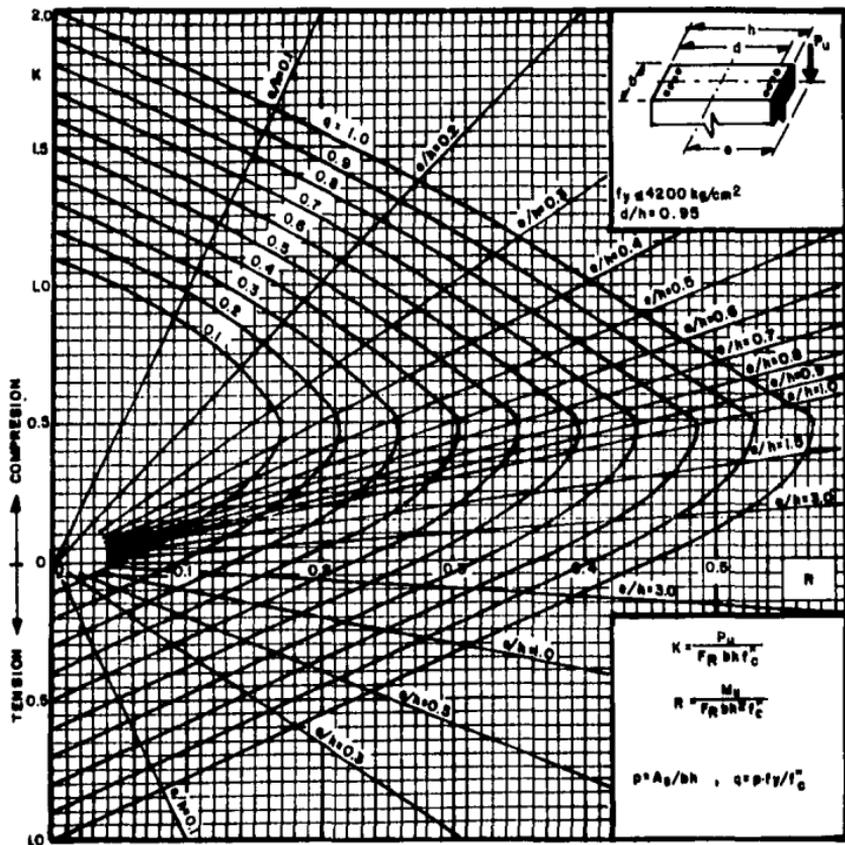
$f_c' = 0.85 f_c^o$ si $f_c^o \leq 280 \text{ kg/cm}^2$, $f_c' = (1.05 - \frac{f_c^o}{1400}) f_c^o$ si $f_c^o > 280 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flectante último

P_u = Carga en el último

F_R = Factor de reducción de resistencia

FIG 14



A_s = Área total de refuerzo

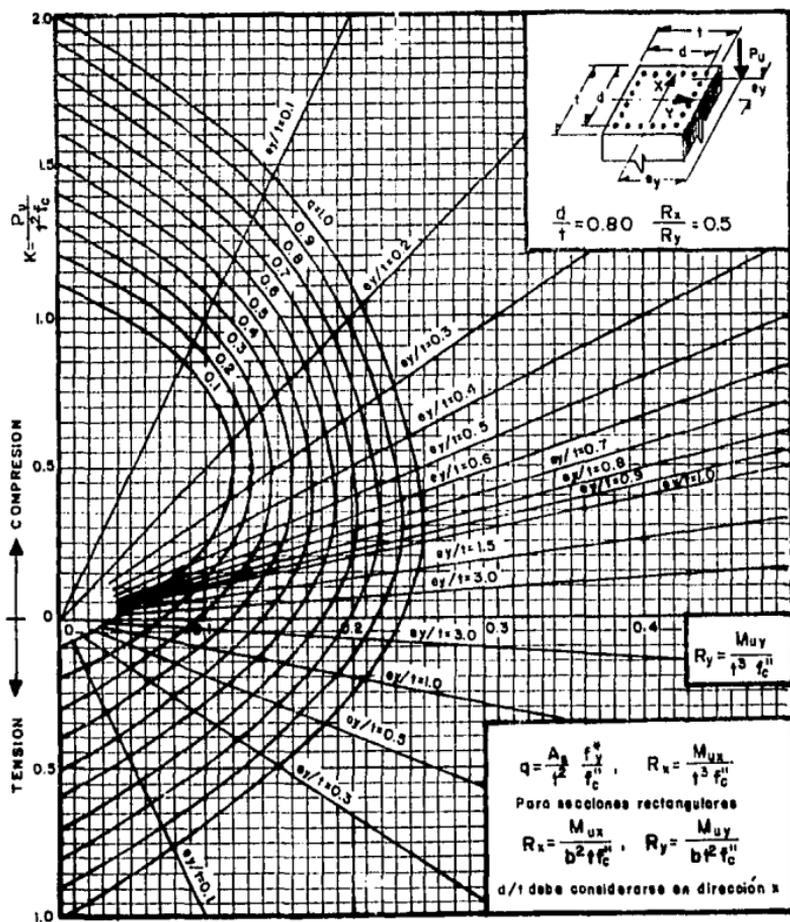
$f_c = 0.85 f'_c$; si $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f'_c}{1400}) f'_c$ si $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flector último

P_u = Carga axial última

F_R = Factor de reducción de resistencia

FIG 15



A_g = Área total de refuerzo

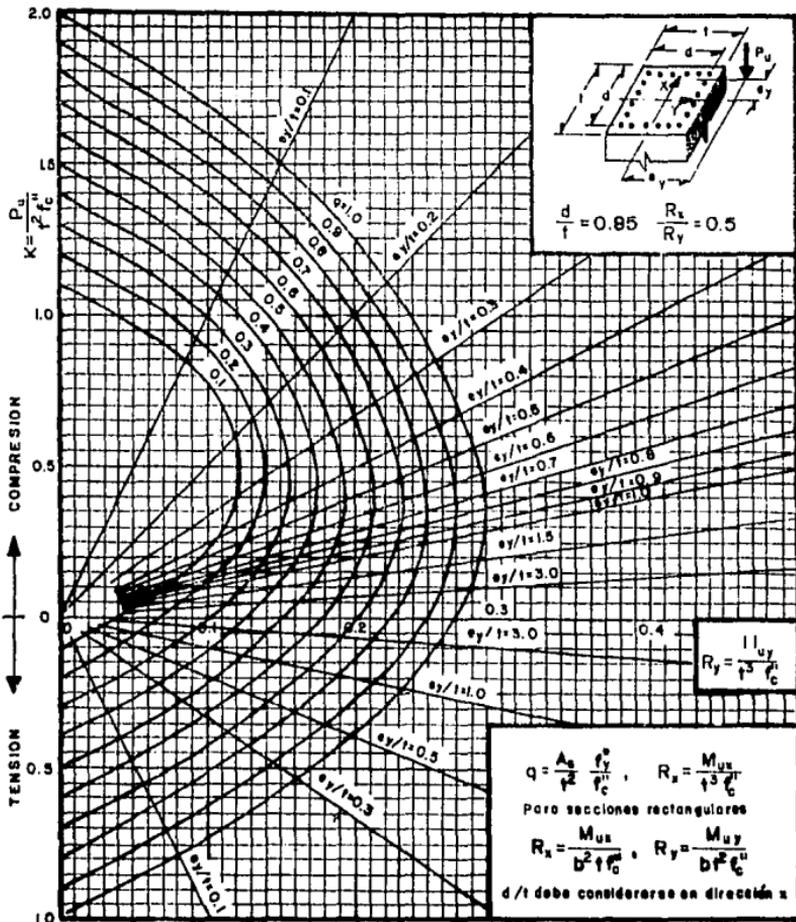
$f_c' = 0.85 f_c$; si $f_c' \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c' = (1.05 - \frac{f_c'}{1400}) f_c$; si $f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2$

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 16



A_s = Área total de refuerzo

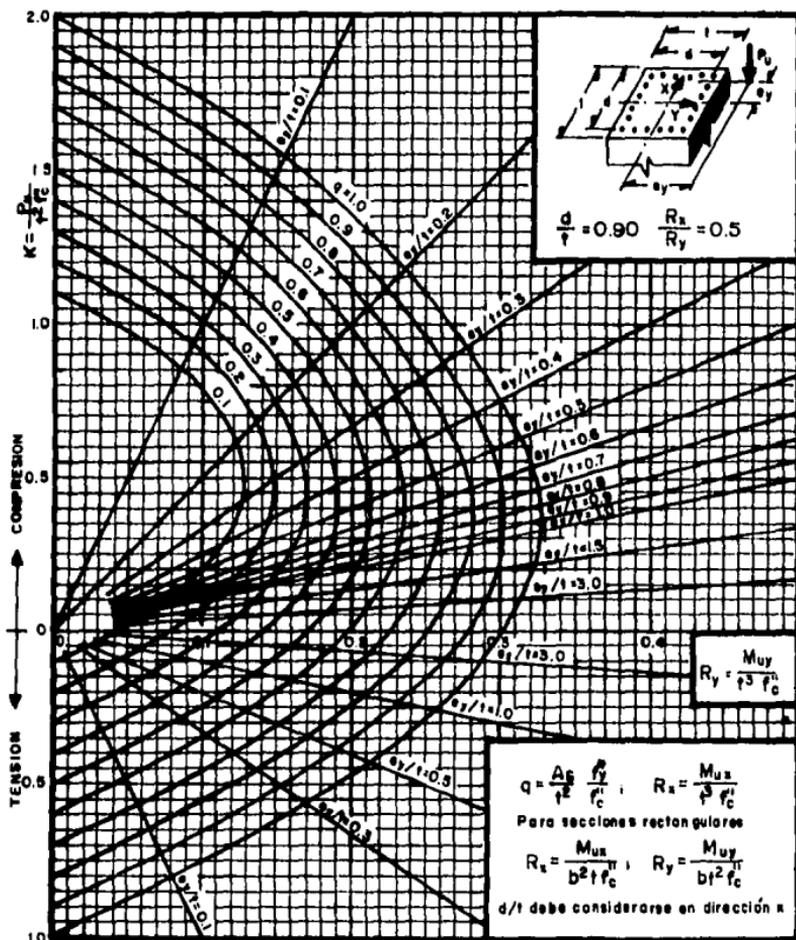
$f_c'' = 0.85 f_c'$; si $f_c' \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c'}{1400}) f_c'$; si $f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2$

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 17



A_g = Area total de refuerzo

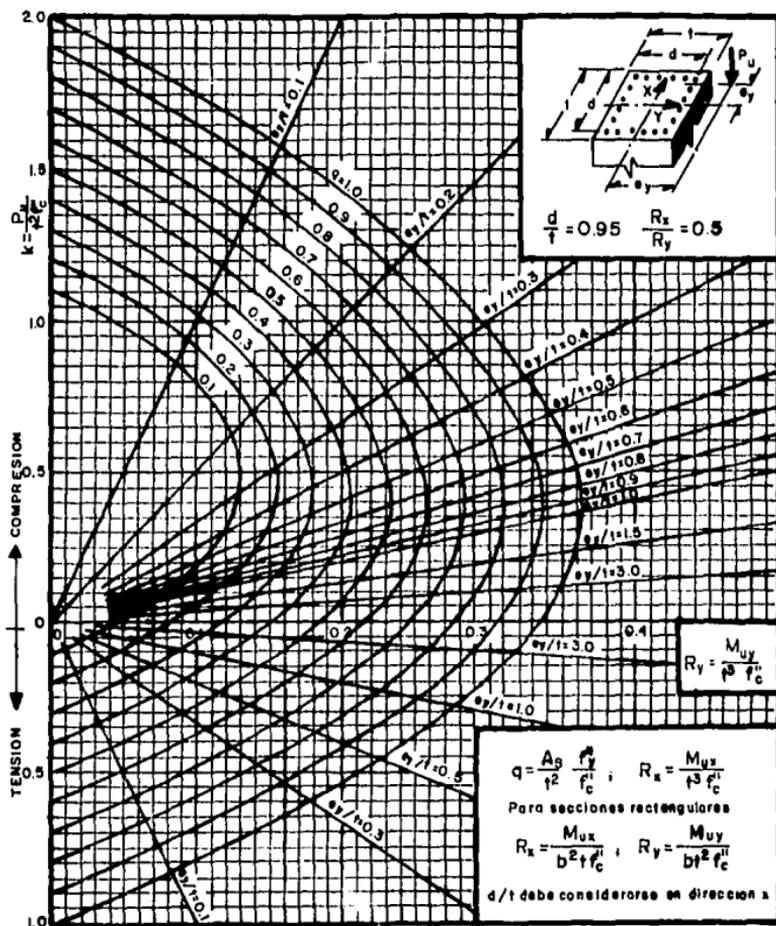
$f'_c = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$; si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$

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 12



A_s = Área total de refuerzo

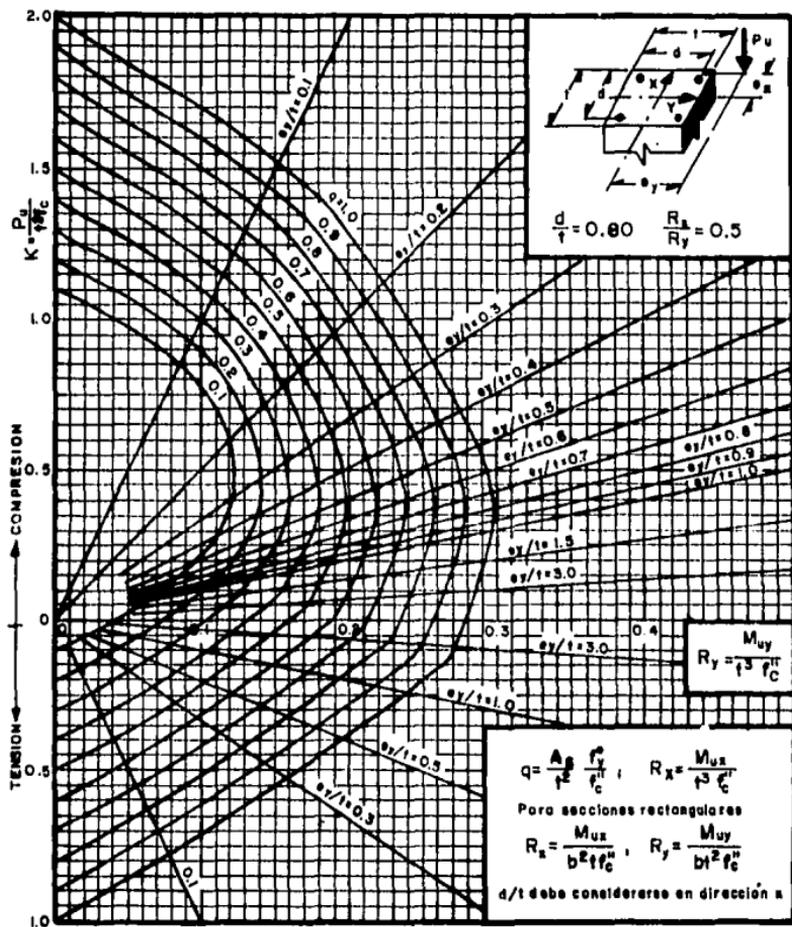
$f_c^* = 0.85 f_c'$ si $f_c' \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ $f_c' = (1.05 - \frac{f_c'}{1400}) f_c'$ si $f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2$

P_u = Carga axial última

M_{yy} = Momento flector último en dirección y = $P_u \cdot e_y$

M_{xx} = Momento flector último en dirección x = $P_u \cdot e_x$

FIG 19



A_g = Área total de refuerzo

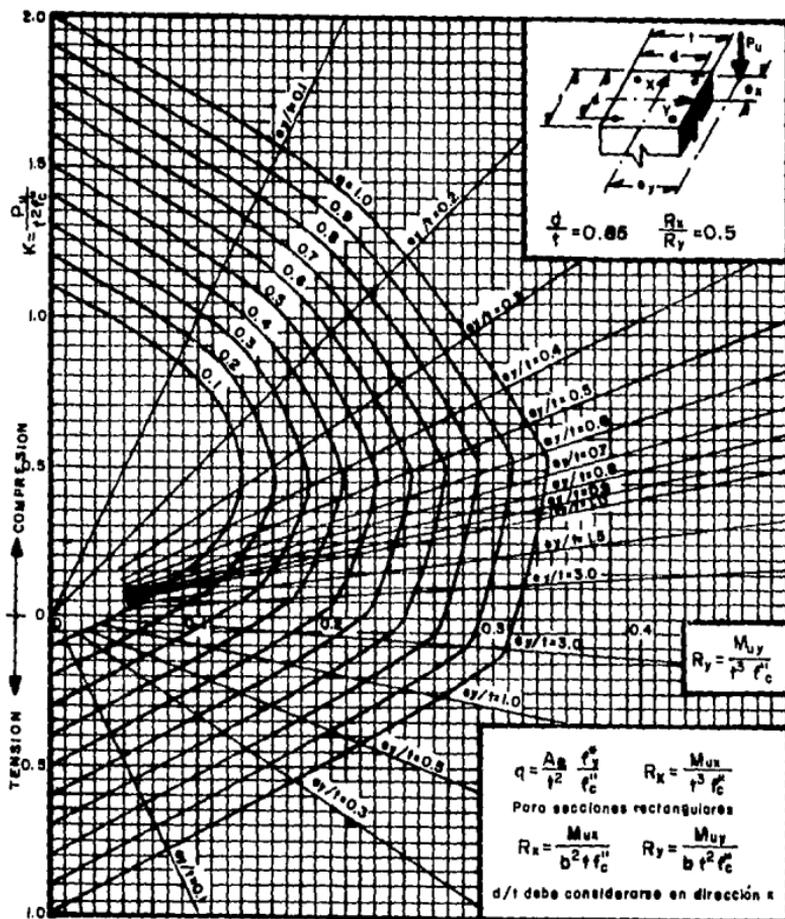
$f'_c = 0.85 f_c$; si $f_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f_c}{1400}) f_c$; si $f_c > 280 \text{ kg/cm}^2$

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 20



A_g = Área total de refuerzo

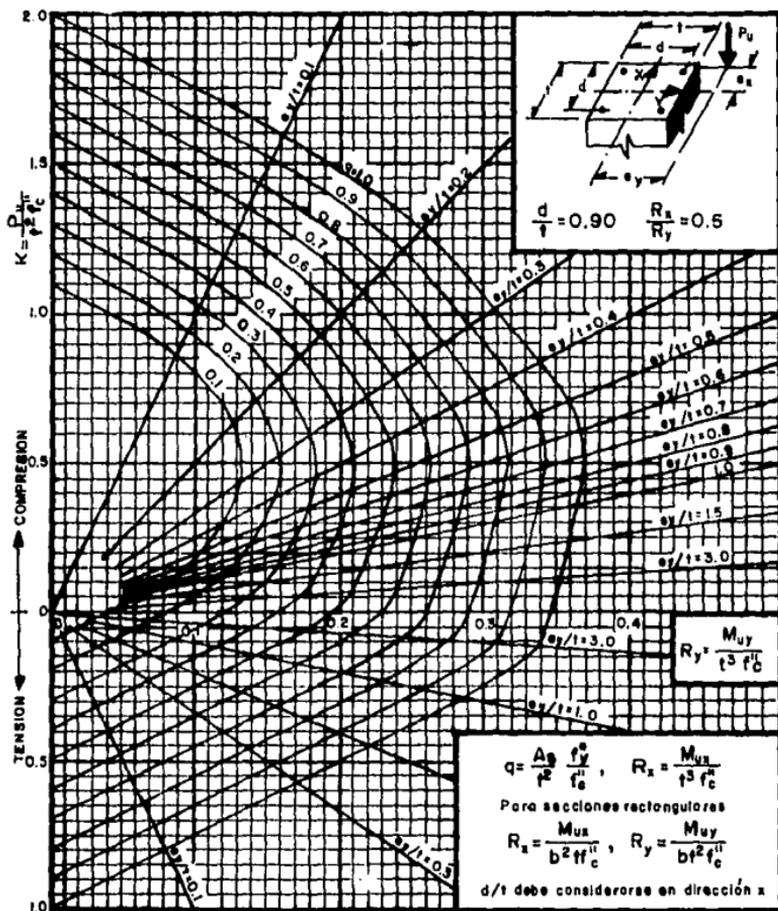
$f'_c = 0.85 f_c$; si $f_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f_c}{1400}) f_c$; si $f_c > 280 \text{ kg/cm}^2$

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 21



A_s = Área total de refuerzo

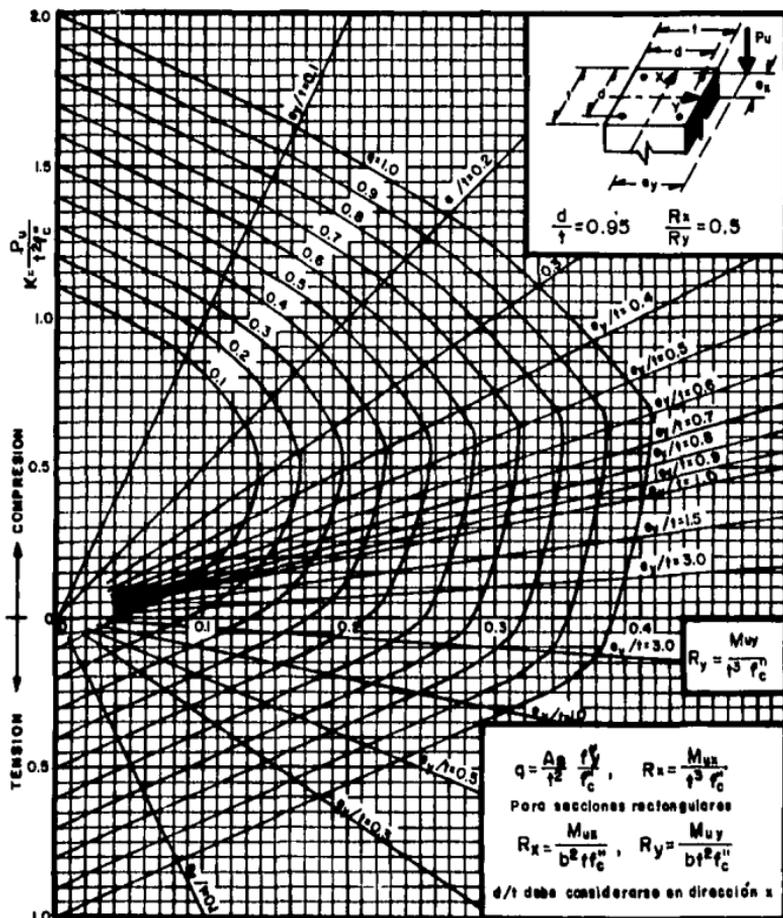
$f_c'' = 0.85 f_c'$, si $f_c' \leq 280 \text{ kg/cm}^2$, $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c'}{1400}) f_c'$, si $f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2$

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 22



A_s = Área 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 $f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2$

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 23

BIBLIOGRAFIA

- 1.- A. Flores Victoria, "Análisis de Cimentaciones sobre Suelo Compresible", Instituto de Ingeniería, UNAM. Informe 171 (junio 1968).
- 2.- A. Flores V. y Luis Esteva Maraboto, "Análisis y Diseño de Cimentaciones sobre Terreno Compresible" Instituto de Ingeniería, UNAM. Publicación 258 (febrero 1970).
- 3.- American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (A.C.I. 318- 83)".
- 4.- Fuentes Albert, "Calcul Practique des Ossatures de Batiments en Beton Arme".
- 5.- Manning, G.P., "Design and Construction of Foundations".
- 6.- Roberto Melli P., "Diseño Estructural", Editorial Limusa, 1985.
- 7.- E. Rosenblueth, "Diseño Estructural de Cimentaciones", Instituto de Ingeniería, UNAM.

- 8.- Bowles, "Foundation Analysis and Design". Mc Graw-Hill Kogakusha, Ltd.
- 9.- Tomlinson, M. J., "Foundation Design and Construction".
- 10.- Peck, Hanson and Thornburn, "Foundation Engineering"
- 11.- Zeevaert Leonardo, "Foundation Engineering".
- 12.- Roberto Melli Piralla y Mario Rodriguez, "Gráficas para Diseñar Columnas de Concreto Reforzado", Instituto de Ingeniería, UNAM. Publicacion 428.
- 13.- Juarez Badillo y Rico Rodriguez, "Mecánica de Suelos" Tomo II, Ed. Limusa, 1984.
- 14.- Instituto de Ingeniería, UNAM., "Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Publicaciones 401, 403 y 405.
- 15.- E. Rosenblueth, "Seguridad y Diseño Estructural", Facultad de Ingeniería, UNAM.