

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO

TESIS
Que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL
presenta

Antonio Bonesana Cornejo

TIPOGRAFICA ORTEGA
Siempreviva N° 99 (Xotepingo)
México, D. F. -- 1957



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA
Dirección
Núm. 73-578
Exp. Núm. 73/214.2/

Al Pasante señor Antonio BONESANA CORNEJO
P r e s e n t e ,

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que parobado por esta Dirección, propuso el señor profesor Ingeniero Marco A. Torres Herrera, para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO

"Diseñar la estructura de concreto para un edificio de departamentos compuesto de planta baja y cuatro plantas tipo, situado en las calles de Egulara y Egurén.

Se desarrollará el tema de acuero con los capítulos siguientes:

- 1o- Elección del tipo más adecuado de cimentación.
- 2o- Diseño de la estructura.
- 3o- Programa de trabajo.
- 4o- Presupuesto detallado de la Obra."

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar su examen profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Muy atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F. 4 de abril de 1957.
EL DIRECTOR

Ing. Javier Barros Sierra

JBS'RPV' eaz.

A MIS QUERIDOS PADRES,

A MI HERMANO,

A MIS MAESTROS.

C A P I T U L O I

- a) ELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA.
- b) LOSA DE NERVADURAS DE CONCRETO.

C A P I T U L O II

- a) MATERIALES EMPLEADOS EN LA CONSTRUCCION.
- b) CARGAS Y CONSTANTES DE CALCULO EN LA ESTRUCTURA.

C A P I T U L O III

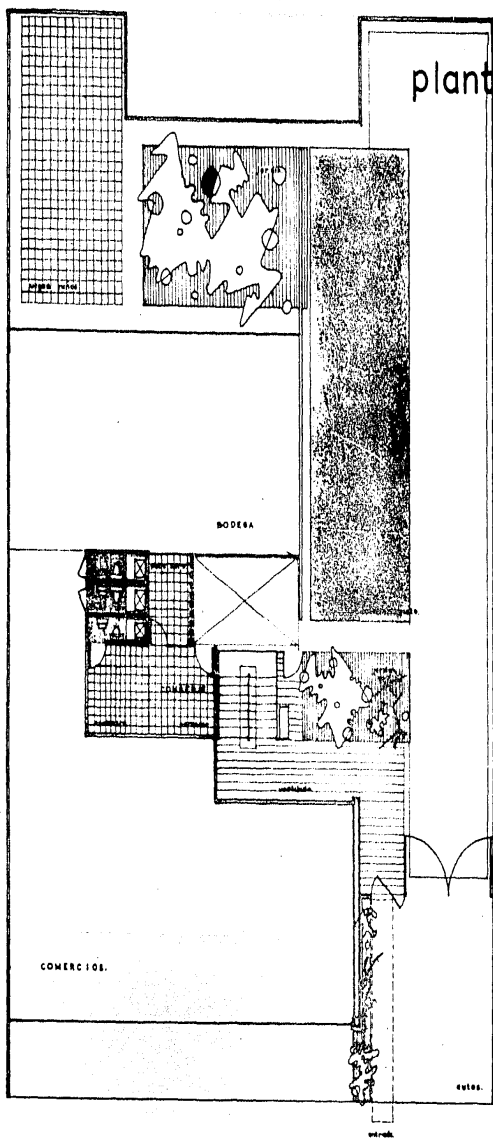
- a) METODOS EMPLEADOS EN EL CALCULO DE LA SUPERESTRUCTURA.
- b) DISEÑO DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA.

C A P I T U L O IV

- a) NATURALEZA DEL SUBSUELO EN EL VALLE DE MEXICO.
- b) DESCRIPCION DEL TIPO DE CIMENTACIONES FACTIBLES DE UTILIZARSE.
- c) ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION.
- d) DISEÑO DE LA CIMENTACION.

C A P I T U L O V

- a) PRESUPUESTO GENERAL.
- b) CALENDARIO DE LA OBRA.



planta baja.

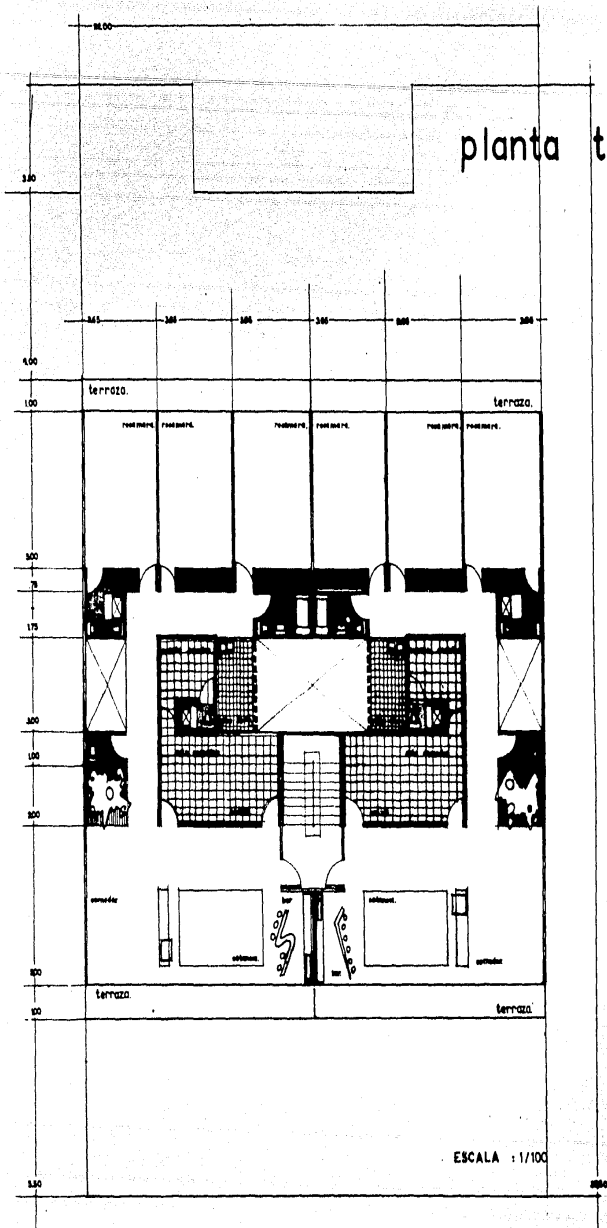
U.N.A.M.
 ESCUELA NACIONAL
 DE INGENIEROS
 TESIS PROFESIONAL
 ANTONIO BONESANA C.

COMERCIOS.

CUIOS.

APARTAMIENTOS.

esc: 1/100



planta tipo

ESCALA : 1/100

APARTAMIENTOS.

U.N.A.M.
 ESCUELA NACIONAL
 DE INGENIEROS
 TESIS PROFESIONAL
 ANTONIO BONESANA C.

CAPITULO I

a) *ELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA.*

Los tipos de estructuras más adecuados para esta clase de edificios son tres:

- 1.—Estructuras de fierro.
- 2.—Estructuras de concreto.
- 3.—Estructuras mixtas.

Se hará un estudio de estos tipos de estructuras, señalando las ventajas y desventajas que ofrecen cada uno.

Ventajas de una estructura de fierro.

a) Volumen de la estructura.

Como las estructuras de fierro tienen un volumen menor, nos reportan ventajas tales como un menor peso muerto de la misma y por lo tanto, secciones más esbeltas, evitándose rellenos grandes en el caso de que las trabes vayan arriba de la losa, o en caso contrario, disminuyéndose la altura del edificio, con una cimentación más ligera.

b) Mayor seguridad en los cálculos.

Esta ventaja es relativa, ya que el concreto permite bastante amplitud y libertad de criterio. Sin embargo, en el acero se toman los valores mayores de los esfuerzos en el cálculo de

un elemento cualquiera de una estructura, y el mismo se proporciona para resistir dichos esfuerzos.

Debido a que las piezas son en general de sección uniforme en toda su longitud, se puede variar la posición de los esfuerzos máximos de la estructura, sin correr peligro alguno, lo cual no puede hacerse en las estructuras de concreto, ya que se tienen diferentes resistencias a lo largo de una misma pieza, que dependen de la forma en que estén armadas.

Esto significa por lo tanto, una ventaja para las estructuras de acero, tanto en su cálculo como en su trabajo, ya que es muy factible que los esfuerzos máximos supuestos pueden variar de posición por efecto de las cargas vivas o de las accidentales.

c) Material homogéneo.

En el concreto se tienen trabajando dos materiales diferentes al unisono; en cambio, en las estructuras de fierro, el material es homogéneo, siendo esta una ventaja más, pues se logra mejor trabajo.

d) Coeficientes de trabajo bien definidos.

El fierro por ser más antiguo, está más estudiado que el concreto y por lo tanto ha alcanzado mayor perfeccionamiento. Además es el material que mejor sigue la ley de Hooke.

e) Valor de salvamento.

Al hacer un análisis económico, o mejor dicho el presupuesto de una estructura de concreto, no se tiene en cuenta el valor de salvamento de las diferentes secciones de fierro. En cambio, en las estructuras de fierro, el fierro nunca pierde su valor, además que el deterioro sufrido en el transcurso del tiempo es muy pequeño, ya que está recubierto con concreto.

Ventajas de las estructuras de concreto armado:

a) Rigidez de la estructura.

En las estructuras de concreto se puede obtener continuidad casi perfecta entre sus miembros, lo que no se tiene en igual forma en las estructuras de fierro, en las que las juntas se han hecho ya sea atornillándolas, remachándolas o soldándolas, trabajos que no siempre son perfectos.

b) Facilidades en la construcción.

En este aspecto hay que tomar en cuenta la facilidad de transporte y manejo de todos los materiales de que está formado el concreto armado, lo cual no sucede con las piezas que forman una estructura de fierro.

c) Menor riesgo de los trabajadores.

La gran ventaja que tiene una estructura de concreto sobre una de fierro, con respecto a las seguridades de menor riesgo en la vida de los trabajadores, se basan en que la de concreto se tiene un piso de trabajo, mientras que en las de fierro no hay tal, al efectuarse el montaje de las diferentes piezas.

d) Costo de la estructura.

Una estructura de concreto resulta más económica que una de fierro, pues el costo por metro lineal de una pieza de concreto, es menor que el de una de fierro, trabajando ambas bajo las mismas cargas y los mismos claros.

Las estructuras mixtas más usadas en la actualidad son aquellas en las que las losas y trabes son de concreto armado y las columnas de fierro, que por sus secciones más delgadas ocupan menos espacio.

La estructura de concreto, a pesar de dar secciones mayores, en este caso es más adecuada que la de fierro, porque las cargas y los claros no son demasiado grandes, adaptándose estos perfectamente a este tipo de estructura, sin dar secciones grandes

y toscas que serían muy pesadas y antieconómicas, arruinando la belleza del proyecto arquitectónico.

Dentro del tipo de estructura de concreto estudiaremos a continuación aquella formada por nervaduras de concreto.

b) LOSA DE NERVADURAS DE CONCRETO.

Estas losas están formadas por pequeñas vigas rectangulares en las que se usan bloques huecos de concreto como relleno, y llevan en la parte superior una losa de cinco centímetros como mínimo de espesor, que sirve al mismo tiempo de unión entre las vigas. Y de protección de los bloques.

Estas losas se pueden hacer desde un peralte de 10 cm. hasta 40 cms., dependiendo de las cargas y los claros. En nuestro caso, usaremos un peralte de 30 cms. que es el fijado por el proyecto arquitectónico.

Cuando las trabes de carga son del mismo peralte que las losas, se obtienen plafones lisos, evitándose con esto el uso de plafones falsos para ocultar las trabes cuando éstas van hacia abajo. En el caso contrario, (de trabes invertidas), se evita el relleno y por consiguiente el firme para el piso.

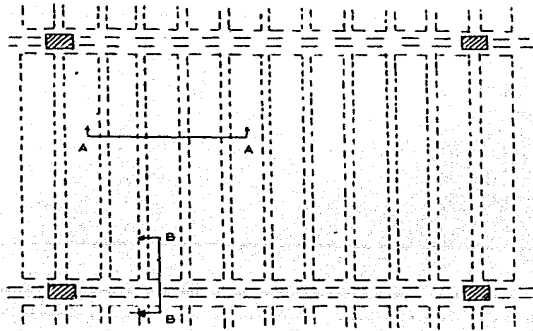
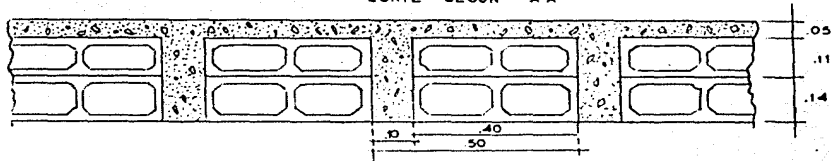
A continuación haremos un estudio comparativo de los pesos, y costos de estas losas, comparándolos con los de las de trabes invertidas.

1.—Cálculo del peso por metro cuadrado de losa con nervadura.

10 bloques de 12 cms. con peso de 6 kg. c/u.	60 Kg.
10 " " 14 " " " " 7.5 " "	75 "
	<hr/>
	385 Kg.
Consumo de concreto $0.10 \text{ M}^3/\text{M}^2 \times 2,500 \text{ kg/m}^3$	250 Kg.

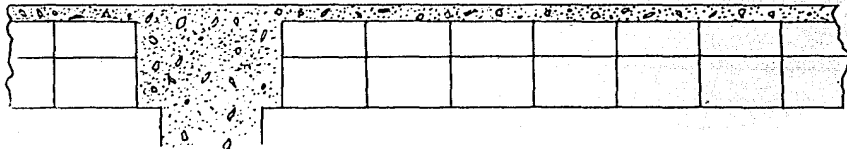
2.—Cálculo del peso por metro cuadrado de losa con trabe invertida.

CORTE SEGUN A A



LOSA DE NERVADURAS
DETALLE .

CORTE SEGUN B B



U. N. A. M.
ESCUELA NACIONAL
DE INGENIEROS
TESIS PROFESIONAL.
ANTONIO BONESANA C.

Peso losa de 10 cm. de espesor	250 Kg.
Relleno de tezontle 14 cm.a 1,250 Kg./m ³	175 "
Firme de concreto 6 cm.a 2,200 Kg/m ³	132 "
	<hr/>
	557 Kg.

De acuerdo con los cálculos anteriores, la losa con nervaduras es bastante más ligera, lográndose con esto un mayor ahorro de peso total de la estructura, y por consiguiente una economía en el diseño de trabes, columnas y cimentación.

3.—Cálculo del costo por metro cuadrado de losa con nervadura.

10 bloques de 12 cm. a \$ 0.78 c/u	\$ 7.80
10 " " 14 " " \$ 0.915 "	9.15
Concreto 0.10 m ³ /m ² a \$ 150.00/m ³	15.00
Varilla 6 ml. de 3/8" a 1.40 ml.	8.40
Mano de obra	12.00
	<hr/>
	\$ 52.35

4.Cálculo del costo por metro cuadrado de losa con trabe invertida.

Una losa tipo de 4.50 m. x 3.30 m. y con una carga de 750 kg./m² tendrá un armado promedio en cuadrícula de varilla de 3/8 cada 15 cm.

Concreto 0.10 m ³ /m ² a 150.00/m ³	\$ 15.00
Varilla 13 ml. de 3/8" a \$ 1.40 ml.	18.20
Tezontle 0.14 m ³ a \$ 25.00 m ³	3.50
Firme de concreto 0.06 m ³ a \$ 120.00 m ³	7.20
Mano de obra: losa \$ 10.00 m ²	
relleno \$ 2.00 "	
firme \$ 3.00 "	
	<hr/>
\$ 15.00 m ²	15.00
	<hr/>
	\$ 58.90

Por lo tanto podemos ver que la diferencia de costos unitarios no es muy grande, consiguiéndose en cambio una economía de cierto importancia en las demás piezas que forman la estructura, a saber:

TRABES.—En este aspecto, obtendremos una gran economía en el diseño, al tener una sola dirección de trabes de carga, porque las columnas se colocarán a modo de obtener claros cortos en dicha dirección, que en el caso del edificio que nos ocupa, nos son dados por el módulo arquitectónico de 3.30 m.

COLUMNAS.—Sobre esto no tenemos mucho que decir, pues al reducir la carga y el claro entre las columnas, el peso que soportan será menor que en el otro tipo de estructura antes mencionado, obteniéndose columnas más esbeltas y por lo tanto espacios libres mayores.

CIMENTACION.—Debido a la bajísima resistencia del subsuelo de la Ciudad de México, el obtener una reducción en el peso total de la estructura, es un factor muy importante cuando se trata de encontrar el tipo de cimentación más adecuado, en su economía y en su estabilidad.

Otro factor muy importante que merece tomarse en cuenta, es la rapidez de ejecución en estos tipos de losa que quedan terminadas y listas para poner el piso después de coladas, no sucediendo así en la otra estructura en la que se tiene que esperar a rellenar, colocar el firme, además de que el armado del fierro es más complicado y por lo tanto más tardado.

Otra característica de estas losas que hay que tomar en cuenta es la absorción de sonidos, que hace que disminuyan toda clase de ruidos de un piso a otro; sobre todo, como en este caso de edificios destinados a viviendas.

CAPITULO II

a) MATERIALES EMPLEADOS EN LA CONSTRUCCION.

El concreto es un material artificial formado de arena y grava unidas entre sí, por una mezcla de cemento y agua. A la arena y a la grava se les llama agregados y a la lechada de cemento, aglutinante.

Las características que deben de tener cada uno de estos materiales serán las siguientes:

a) ARENA PARA CONCRETO.

Tendrá que ser una arena formada por partículas sanas, duras, resistentes y debe satisfacer los siguientes requisitos:

1.—Las partículas no deberán tener formas lajeadas o alargadas.

2.—El contenido de materia orgánica deberá ser tal que en la prueba de color, se obtenga un color satisfactorio (A.S.T.M. ESP C-40).

3.—El contenido de arcilla y limo determinado por la prueba de decantación no deberá exceder del 3% en peso (A.S.T.M. ESP D-136-28).

4.—El contenido de partículas suaves, tepetate, pizarra, etc., sumado con el contenido de arcilla y limo no deberá exceder del 6% en peso.

5.—La densidad absoluta no deberá ser menos de 2.45.

6.—La arena al ser cribada en un cedazo standard N° 4 no deberá dejar un residuo superior al 10% y su módulo de finura no deberá ser menor de 2.5 ni mayor de 3.

Una arena que reúne dichas características es la conocida en el Distrito Federal como arena azul, que es la que en nuestro caso emplearemos.

b) GRAVA PARA CONCRETO.

Deberá ser constituida por fragmentos de roca sanos, duros, resistentes y que satisfagan los siguientes requisitos:

1.—La forma de las partículas deberá ser esférica o cúbica, evitándose hasta donde sea posible las partículas de forma lajeada o alargada.

2.—La densidad absoluta no deberá ser menor de 2.40.

3.—El contenido de arcilla y limo determinado por la prueba de decantación no deberá ser mayor del 1% en peso.

4.—El contenido de partículas suaves no deberá exceder del 5% en peso.

5.—No deberá contener materia orgánica, sales o cualquier otra substancia que perjudique la resistencia del concreto.

La grava que se usará para el concreto en esta estructura, será la conocida por grava azul y que satisface plenamente todos los requisitos de especialización.

c) CEMENTO.

El cemento que se usará será el llamado PORTLAND, que es el producto obtenido por la pulverización del clinker.

Para el concreto de la estructura considerada, se utilizará cemento TOLTECA que cumple con los requisitos de las especificaciones del A.S.T.M.

Se usará el cemento de fraguado rápido, que da su resistencia en siete días, con el objeto de acelerar la construcción de la estructura.

d) AGUA.

El agua que se emplee deberá ser potable. Se dice que cualquier clase de agua que es buena para tomar, será buena para el concreto.

El proporcionamiento del concreto deberá estar perfectamente establecido, para que de la resistencia con la cual se verifican los cálculos.

El perfecto conocimiento del proporcionamiento del concreto dará como resultado, que la fatiga de ruptura del material que se está trabajando en la obra, se acerque lo más posible a la fatiga de ruptura que se ha empleado para calcular la estructura. Convendrá que la fatiga de ruptura del material en la obra, esté ligeramente sobrada, con respecto a la de cálculo.

Se harán cilindros de prueba según las especificaciones (Cilindros que tienen relación de altura a diámetro de 2.), con objeto de comprobar perfectamente la resistencia del concreto.

Como es bien sabido, la base del proporcionamiento es tener un control perfecto de la relación agua-cemento, la cual es determinada por el método del Dr. Abrahams.

Con esto se determina la cantidad de agua por saco de cemento, así como las cantidades de agregados fino y grueso, ya sea en peso o en volumen.

Con un buen proporcionamiento se tiene la seguridad y economía en el control con el que se va a trabajar, pues es seguro que la resistencia del concreto será la proyectada y no habrá secciones antieconómicas por exceso de material, ni secciones que vayan a fallar por un mal proporcionamiento.

Se debe tener especial cuidado con el curado del concreto, ya que la hidratación de los componentes del cemento, es la

que origina los cambios químicos que al endurecerse el concreto se producen en él.

El endurecimiento más rápido se efectúa naturalmente, en las primeras 24 horas, en las que alcanza un 32% del endurecimiento de un año. A los tres días llega a un 52%, siendo 63, 84, 89, 94 y 100% para 7 días, 28 días, 3 meses, 6 meses y 1 año respectivamente.

Mientras hay agua en contacto con el cemento, sigue aumentando el endurecimiento del concreto. Es por tanto de vital importancia el hecho de evitar las pérdidas de agua.

Cuando se cuele el agua, se pierde por saturación de los agregados, además de que se pierde por evaporación y por absorción en los moldes. El curado no es otra cosa más que reponer el agua que se ha perdido, con el objeto de lograr la consistencia deseada.

Existen dos sistemas de curados, que consisten: en agregar agua al concreto fraguado o conservar el agua usada en la revoltura.

El primer sistema se hace por riego directo o por inundación; en el segundo se tiende una capa de material impermeable, ya sea asfalto, alquitrán, solución de silicato de sodio o el producto comercial llamado "curacreto", los cuales evitan la pérdida de agua.

Se deben evitar también las temperaturas inferiores a 10° C por lo menos durante siete días, si se usa cemento Portland normal y durante tres días, si se usa cemento de resistencia rápida.

e) ARENA PARA MORTEROS.

Se permitirá el uso de arena rosa que no contenga granos mayores de 1/4" y no contenga más de 3% de granos más finos que los que pasan por la maya Núm. 200. Cuando eso no

sucedá, deberá pasarse por un arnero de 1/4" desechando el residuo.

f) CALES.

Para morteros se usa cal hidratada o plasto-cemento en la proporción: 1:2:10 cemento, cal y arena.

g) BLOQUES.

Se escogió este material para los muros, por sus características que se acomodan a las necesidades inherentes en un edificio destinado a vivienda.

Aparte de que la resistencia del bloque es igual o mayor que la del tabique, los bloques de concreto son excelentes retardadores del fuego. La transmisión del calor a través de los muros de bloques es moderada, factor muy importante en las instalaciones de clima artificial.

El control de sonidos es considerado actualmente una necesidad en todos los tipos de edificios, y el bloque, por estar hecho de materiales ligeros y porosos, tiene una mayor capacidad de absorción del sonido que los materiales densos y con pequeña porosidad.

La colocación correcta del bloque es un punto muy importante, ya que tiene un espacio reducido para colocar el mortero en las juntas horizontales. Las proporciones más adecuadas de mortero son las siguientes: 1/2/9, cemento, cal y arena. Tratándose de morteros de cemento, la mezcla debe ser de 1/5 mortero arena. Las juntas del bloque, tanto las horizontales como las verticales, no deben ser mayores de 1 cm. de espesor.

b) CARGAS Y CONSTANTES DE CALCULO EN LA ESTRUCTURA.

Las cargas que se presentan en el cálculo de una estructura de concreto son las siguientes:

- 1.—Cargas muertas.
- 2.—Cargas vivas (que pueden ser accidentales o permanentes).

Cargas muertas son aquellas que son parte integrante de la construcción. Estas cargas se pueden determinar con bastante precisión, conociendo los pesos volumétricos de los materiales, que en este caso los obtendremos de las especificaciones dadas por el reglamento de construcciones del Departamento del Distrito Federal.

Las cargas vivas permanentes en un edificio son aquellas producidas por el peso de muebles, personas y objetos, que por medio de experiencias se ha llegado a la conclusión que se pueden considerar como cargas uniformemente repartidas. Como en el caso anterior, seguiremos las especificaciones dadas por el reglamento de construcciones ordenadas por el Departamento del Distrito Federal.

Las cargas vivas accidentales son aquellas que se presentan en forma irregular y son producidas por sismos, vientos, impactos, etc. y en el caso de estructuras de gran longitud, las producidas por los cambios de temperatura. Estas cargas no las tomaremos en cuenta, por ser de un valor relativamente pequeño en esta estructura, la cual no llega a exceder los 15 mts. de altura especificados en el reglamento de la construcción.

CARGAS QUE OBRAN EN LA ESTRUCTURA

Planta Tipo	
Losa de Concreto	385 Kg/m ²
Mosaico	65 "
Carga viva	150 "
	<hr/>
	600 Kg/m ²

Las constantes de cálculo que se considerarán en la estructura, están dadas de acuerdo con las especificaciones del J. C. (1950) y están basadas en la calidad del concreto y del fierro utilizados.

El concreto que se usará, tendrá una fatiga de ruptura de $f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$ que se obtendrá en la obra con el siguiente proporcionamiento: $1:2\frac{1}{2}:3$, cemento, arena y grava. El consumo por metro cúbico de concreto será de 327 Kg. de cemento, 0.540 m^3 de arena, 0.648 m^3 de grava. El agua que se tendrá que añadir por cada 50 Kg. de cemento será de 35 litros.

Los datos anteriores son sacados de las tabla de Cemento Tolteca y deberá comprobarse la resistencia con los cilindros de prueba.

Constantes para el cálculo por flexión en las trabelosas.

$$f_c = 0.45 f'_c = 63 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1265 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{f_c}{f_c + f_s/n} = 0.428$$

$$j = 1 - k/3 = 0.857$$

$$K = \frac{1}{2} f_c k j = 11.55$$

$$c = (1/k)^{1/2} = 0.295$$

$$k j = 0.367$$

$$f_s j = 1085$$

En las otras partes de la estructura las especificaciones son los de Acero Tor., obteniéndose con esto una gran economía.

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

$$f_c = 73.64 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k = 0.3558$$

$$j = .88$$

$$k = 11.55$$

Los limites para el esfuerzo cortante son:

$$V_c = 2\% f'_c = 2.80 \text{ kg/cm}^2$$

Este valor es el que toma el concreto por sí solo, sin refuerzo para el esfuerzo cortante, teniendo como límite el 3% de $f'c$.

$$V_c = 3\% f'c = 4.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = 6\% f'c = 8.40 \quad ,,$$

Los valores anteriores son los límites del esfuerzo que toma el concreto cuando existen estribos o barras dobladas; el excedente del 6% lo toman los estribos o las barras dobladas.

Si el esfuerzo es mayor del 12% $f'c$, la sección considerada, será insuficiente para tomar el esfuerzo cortante, por lo que habrá que aumentar la sección.

El diámetro máximo de varilla por adherencia está dado por la fórmula siguiente:

$$D = \frac{2ul}{f_s}$$

$$u = 7.5\% f'c$$

Si se ponen varillas de diámetro mayor del que arroja la fórmula anterior, el fierro no desarrollará el esfuerzo que se ha calculado.

La longitud del anclaje está expresada por:

$$l = \frac{f_s D}{4M}$$

El los arranques o empalmes de los catilivers, hay que tener en cuenta lo anterior para no exceder la fatiga del fierro.

Para esfuerzos de torsión:

$$Z_1 \text{ Concreto} = 3\% f'c$$

$$Z_2 \text{ Máximo} = 12\% f'c \text{ (con refuerzo)}$$

$$Z_3 = \text{fatiga acero o esfuerzo cortante} = 773 \text{ kg/cm}^2$$

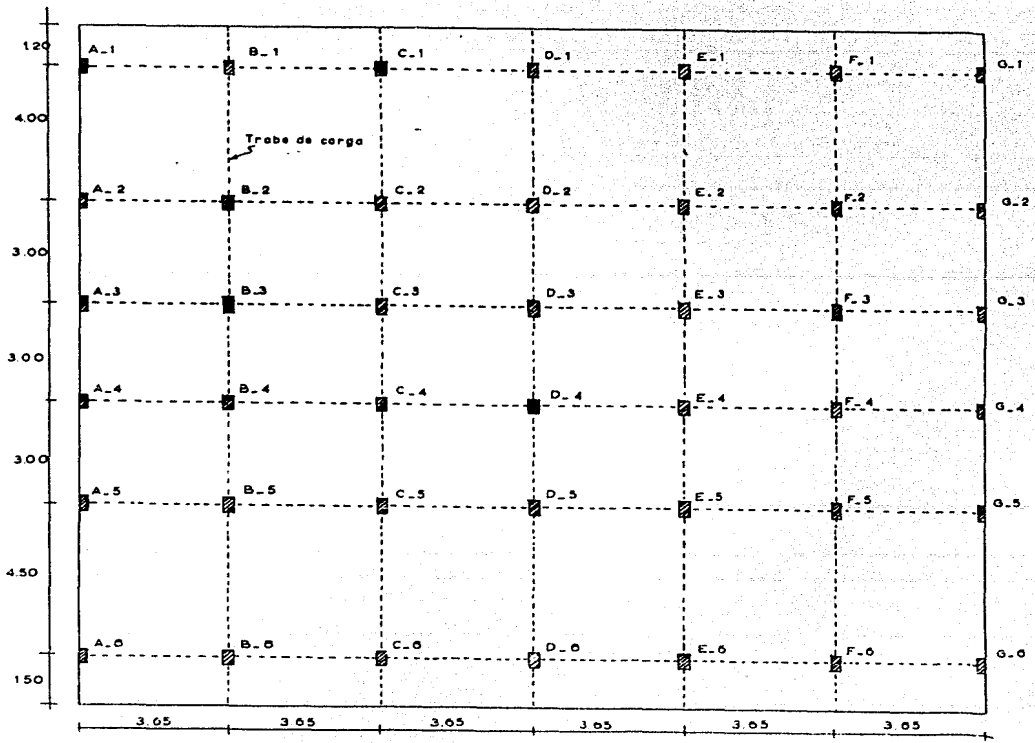
Columnas

Para columnas sujetas a compresión axial:

$$f_c = 0.24 f'c = 33.70 \text{ kg/cm}^2$$

Para columnas sujetas a carga y momento:

$$f_c = 0.32 f'c = 45.00 \text{ kg/cm}^2$$



DISTRIBUCION
DE
COLUMNAS
Y
TRABES.

U.N.A.M.
ESCUELA NACIONAL
DE INGENIEROS
TESIS PROFESIONAL
ANTONIO BONESANA C.

Este valor del 32% f'_c es una especificación dada por el Departamento Central y es una fatiga intermedia entre la de 45% f'_c que es la de piezas sujetas a flexión pura y la de 24% f'_c que corresponde a columnas sujetas a carga axial de compresión simple. En realidad este valor varía según sea mayor o menor la excentricidad de la carga, pues si es muy grande, se acerca a las condiciones de trabajo por flexión y si es muy pequeña, se acerca a las condiciones de trabajo por compresión simple.

Los valores anteriores de la fatiga se pueden incrementar en un 33%, cuando los elementos calculados estén sujetos a cargas vivas permanentes, siempre que las secciones resultantes no sean mayores que aquellas dadas por los efectos de cargas muertas y vivas permanentes.

La fatiga del hierro para columnas será del 40% de la fatiga del límite alástico $f_s = 4,000 \text{ kg/cm}^2$ quedándonos entonces:

$$f_{s_{col}} = 1,600 \text{ kg/cm}^2$$

El módulo de la elasticidad del hierro es:

$$E_s = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$$

y para el concreto será:

$$E_c = 1,000 f'_c$$

La relación n entre los módulos de elasticidad, varía de acuerdo con la calidad del concreto.

$$n = \frac{2,100,000}{1,000 \times 140} = 15$$

C A P I T U L O I I I

a) *MÉTODOS EMPLEADOS EN EL CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA.*

Trabes.

En esta estructura en el que se usa el tipo de losa de nervaduras en un solo sentido, la repartición de las cargas sobre las trabes es uniforme e igual a la mitad del peso total de la losa. La carga por m^2 (carga viva, más carga muerta) será igual a 600 kg/cm^2 .

Además de las trabes de carga que soportan las losas, tendremos trabes en el sentido de las nervaduras que se calcularán para soportar el peso de muros de relleno, tales como los muros de linderos.

El proceso de cálculo de trabes se basará en considerar trabes continuas o sea que no se tomará en cuenta en cada nudo la rigidez de las columnas, sino que estas se considerarán apoyadas solamente.

Esta consideración facilita el cálculo de las mismas, evitándose que las columnas tengan momentos, consiguiéndose así que resulten más esbeltas.

El método de cálculo empleado será el de Cross, y a continuación explicaré el procedimiento:

En toda la trabe la sección es constante, por lo que el momento de inercia lo será también, y siendo de un mismo ma-

terial, el módulo de elasticidad es constante. En consecuencia, las rigideces son inversamente proporcionales a los claros afectados del coeficiente, según el tipo de apoyo.

Una vez obtenidas las rigideces, se procede a obtener los factores de distribución en la siguiente forma: se divide la rigidez de la pieza entre la suma de rigideces de las piezas que concurren a un mismo nudo. La suma de factores de distribución de las piezas en un nudo, será igual a la unidad.

A continuación se obtienen los momentos de empotramiento de cada pieza, considerando en cada nudo un empotramiento perfecto.

La suma de los momentos de las barras concurrentes a un nudo, es el momento de desequilibrio que tendremos que repartir en toda la pieza, hasta obtener el equilibrio de los nudos.

TRABE LATERAL DE CARGA TIPO "A"

Peso por m. de losa	$600 \times 3.65/2 =$	1,100 kg/m.
" " " " muro	$600 \times 2.50 =$	260 "
" propio	$.30 \times .20 \times 2,500 =$	150 "
		1,500 kg/m.

En el cálculo de la trabe la carga total la tomaremos de 1,500 kg/m.

Momentos de las piezas.

$$\text{Barra a } \frac{wl^2}{2} = \frac{1500 \times (1.50)^2}{2} = 1700 \text{ kg. m.}$$

$$\text{Barra b } \frac{wl^2}{12} = \frac{1500 \times (4.50)^2}{12} = 2550 \text{ "}$$

$$\text{Barra c } \text{ " } = \frac{1500 \times (3.00)^2}{12} = 1120 \text{ "}$$

	1.50		4.50		3.00		3.00		3.00		4.00		1.20	
	VI	Vd	VI	Vd	VI	Vd	VI	Vd	VI	Vd	VI	Vd	VI	Vd
	2250		6750		4500				4500		6000			1800
Factor de distribuc.	0	1	0.4	0.6	0.5	0.5	0.5	0.5	0.57	0.43			1	0
Mom. empotram.	-1700	2550	-2500	1120	-1120	0	0	1550	-1550	2000			-2000	1100
Distribución		-850	570	850	560	560	-775	-775	-260	-190			900	
Transporte		280	-420	280	430	-390	280	-130	-390	450			-95	
Distribución		-280	50	90	-20	-20	-75	-75	-30	-30			95	
Transporte		25	-140	-10	45	-35	-10	-15	-35	45			-15	
Distribución		-25	40	90										
Momento final	-1700	1700	-2400	2400	-110	110	-570	570	-2270	2270			-1100	1100
Reacc. libres	2250	3375	3375	2250	2250	0	0	2250	2250	3000			3000	1800
Incr. cortante		155	-155	-765	765	150	-150	560	-560	-290			290	
Cortante	2250	3530	3220	1485	3015	150	-150	2810	1690	2710			3290	1800
Reacción		5780		4700		3165		2680		4400				5090

VIGA "A"

U.N.A.M.
 ESCUELA NACIONAL
 DE INGENIEROS
 TESIS PROFESIONAL
 ANTONIO BONESANA C.

	1.50		4.50		3.00		3.00		3.00		4.00		1.20	
	Vi	Vd	Vi	Vd	Vi	Vd	Vi	Vd	Vi	Vd	Vi	Vd	Vi	Vd
	3900	11700			7700		7700		8800		10400		3100	
Factor de distribuc	0	1	0.4	0.6	0.5	0.5	0.5	0.5	0.57	0.43			1	0
Mom. empotrom.	-2900	4400	-4400	1900	-1900	1900	-1900	2700	-2700	3500	-3500	1900		
Distribución		-1500	1000	1500	0	0	-400	-400	-400	-340	1800			
Transporte		500	-750	0	750	-200	0	-230	-200	800	-170			
Distribución		-500	300	450	-280	-280	120	120	-340	-280	170			
Transporte		150	-250	-140	220	60	-140	-170	60	80	-130			
Distribución		-150	155	235	-140	-140	155	155	-60	-60	130			
Transporte		75	-75	-70	-110	75	-70	-40	75	65	-30			
Distribución		-75	60	65	-95	-90	55	55	-60	-60	30			
Momento final	-2900	2900	-3900	3900	-1330	1330	-2190	2190	-3720	3720	-1900	1900		
Reacc. libres	3900	5850	5850	3850	3850	3850	3850	4400	4400	5200	5200	3100		
Inc. cortante		235	-235	-880	880	290	-290	500	-500	-450	450			
Cortante	3900	6085	5615	2970	4730	4140	3560	4900	3900	4750	5650	3100		
Reaccion	9985		8585		8870		8480		8850		8750			

VIGA " B "

U.N.A.M.
 ESCUELA NACIONAL
 DE INGENIEROS
 TESIS PROFESIONAL
 ANTONIO BONESANA C.

$$\text{Barra e } 1120 + \frac{Pl}{8} = 1120 + \frac{1100 \times 3.00}{8} = 1550 \text{ kg. m.}$$

$$\text{Barra f } \frac{wl^2}{12} = \frac{1500 \times (4.00)^2}{12} = 2000 \text{ kg. m.}$$

$$\text{Barra g } \frac{wl^2}{2} = \frac{1500 \times (1.20)^2}{2} = 1100 \text{ ,,}$$

Valores de las rigideces.

r'a a	0
r'a b	.89 EI
r'a c	1.33 EI
r'a d	1.33 EI
r'a e	133. EI
r'a f	1.00 EI
r'a g	0

Factores de distribución.

Nudo 1		
Pieza a =	0	Pieza b = 1.00
Nudo 2		
Pieza b =	.40	Pieza c = .60
Nudo 3		
Pieza c =	.50	Pieza d = .50
Nudo 4		
Pieza d =	.50	Pieza e = .50
Nudo 5		
Pieza e =	.57	Pieza f = .43
Nudo 6		
Pieza f =	1.00	Pieza g = 0

Con estos valores de los momentos, de los factores de distribución y de las rigideces, se puede entrar directamente a la resolución del Cross. Dicha solución se ve en el plano correspondiente a este capítulo.

METODO EMPLEADO PARA EL CALCULO DE COLUMNAS

El cálculo de columnas lo realicé teniendo en cuenta únicamente la carga vertical, ya que no existen momentos debidos a sismo, viento, etc.

La carga vertical la obtengo sumando las reacciones que las vigas descargan en las columnas y restándole a éstas, la reducción por carga viva vertical que permite el reglamento del Departamento Central.

REDUCCION DE LA CARGA VIVA EN COLUMNAS

Columnas que reciben un piso	0%
Columnas que reciben dos pisos	10%
Columnas que reciben tres pisos	20%
Columnas que reciben cuatro pisos	30%
Columnas que reciben cinco pisos	40%
Columnas que reciben seis pisos	45%
Columnas que reciben siete omáspisos	50%

Conviene sistematizar el cálculo, compendiando los resultados que se obtienen al bajar las cargas, en forma de una tabulación como se indica en las hojas siguientes.

La explicación de las mismas es la que sigue:

En la primera columna de nuestra tabla pondremos la denominación de la columna de la estructura a la que se refiere cada renglón.

La segunda columna contiene la longitud de cada columna de la estructura.

La tercera columna representa la carga muerta tributaria a la columna correspondiente de la estructura y deducida por el método de las áreas; además el peso de los muros dentro de esa área.

De manera semejante se deduce la carga viva de la columna siguiente.

En la quinta columna se encuentra la reducción de la carga viva.

La sexta columna es el valor de la carga viva reducida.

La séptima columna es simplemente la suma de columna tercera y sexta.

En la octava columna, además de contener la carga de la séptima columna, adicionamos la carga total acumulada del piso superior al que estamos tratando.

Con estos valores proporcionamos aproximadamente las columnas y encontramos su sección; dichos datos los anotamos en la columna nueve.

En la décima columna se anotan los pesos propios de estos elementos estructurales obtenidos de la sección deducida y la altura correspondiente.

Finalmente la última columna es la suma de las columnas ocho y diez.

Lógicamente, al formar estas tablas se procede de arriba a abajo del edificio y se hace una tabla igual para cada planta del mismo.

A continuación ilustramos estas tablas para los diferentes niveles

CARGAS EN COLUMNAS DEL CUARTO PISO

Col.	Long.	C. M.	C. V.	% Red. C. V.	C. V. Red.	C. V. Red. + C. M.	Sec.	Peso Propio	Carga tot. Acum.	
A-1	2.50	3 875	875	0%	875	4 750	15 x 30	280 K	5 030	
A-2		5 455	945		945	6 400			6 680	
A-3		1 900	400		400	2 300			2 580	
A-4		1 400	400		400	1 800			2 080	
A-5		5 090	1 010		1 010	6 100			6 380	
A-6		4 590	1 700		1 010	5 600			5 880	
B-1		6 600	1 700		1 700	8 300			8 580	
B-2		8 010	1 890		1 890	9 900			10 180	
B-3		6 180	1 620		1 620	7 800			8 080	
B-4		5 180	1 620		1 620	6 800			7 800	
B-5		8 170	2 030		2 030	10 200			10 480	
B-6		8 000	2 000		2 030	10 000			10 280	
C-1		6 600	1 700		1 700	8 300			8 580	
C-2		8 010	1 890		1 890	9 900			10 180	
C-3		6 180	1 620		1 620	7 800			8 080	
C-4		5 180	1 620		1 620	6 800			7 080	
C-5		8 170	2 030		2 030	10 200			10 480	
C-6		8 000	2 000		2 000	10 000			10 280	
D		Se repiten los datos anteriores del tipo				C.				54 680
E		"	"	"	"	"	"	"	C.	54 680
F		"	"	"	"	"	"	"	C.	54 680
G-1	2.50	3 875	875	0%	875	4 750	15 x 30	280 K	5 030	
G-2		5 455	945		945	6 400			6 680	
G-3		1 900	400		400	2 300			2 580	
G-4		1 400	400		400	1 800			2 080	
G-5		5 090	1 010		1 010	6 100			6 380	
G-6		4 590	1 010		1 010	5 600			5 880	
									330 660	

CARGAS EN COLUMNAS DEL TERCER PISO

Col.	Long.	C. M.	C. V.	% Red. C. V.	C. V. Red.	C. V. Red. + C. M.	Sec.	Peso Propio	Carga tot. Acum.	
A-1	2.50	3 875	875	10%	790	4 665	15 x 30	280 K	9 975	
A-2		5 455	945		850	6 305			9 975	
A-3		1 900	400		360	2 260			5 120	
A-4		1 400	400		360	1 760			4 120	
A-5		5 090	1 010		910	6 000			12 660	
A-6		4 590	1 700		910	5 880			11 660	
B-1		6 600	1 700		1 530	8 130			16 990	
B-2		8 010	1 890		1 700	9 710			20 170	
B-3		6 180	1 620		1 460	7 640			16 000	
B-4		5 180	1 620		1 460	6 640			14 000	
B-5		8 170	2 030		1 827	9 997			20 757	
B-6		8 000	2 000		1 800	9 800			20 360	
C-1		6 600	1 700		1 530	8 130			16 990	
C-2		8 010	1 890		1 700	9 710			20 170	
C-3		6 180	1 620		1 460	7 640			16 000	
C-4		5 180	1 620		1 460	6 640			14 000	
C-5		8 170	2 030		1 827	9 997			20 757	
C-6		8 000	2 000		1 800	9 800			20 360	
D		Se repiten los datos anteriores del tipo C.				C.				108 277
E		"	"	"	"	"	"	"	C.	108 277
F		"	"	"	"	"	"	"	C.	108 277
G-1	2.50	3 875	875	10%	790	4 665	15 x 30	280 K	9 975	
G-2		1 900	400		850	6 305			9 975	
G-3		1 900	400		360	2 260			5 120	
G-4		1 400	400		360	1 760			4 120	
G-5		5 090	1 010		910	6 000			12 660	
G-6		4 590	1 010		910	5 880			11 660	

CARGAS EN COLUMNAS DEL SEGUNDO PISO

Col.	Long.	C. M.	C. V.	% Red. C. V.	C. V. Red.	C. V. Red. + C. M.	Sec.	Peso Propio	Carga tot. Acum.	
A-1	2.50	3 875	875	20%	700	4 575	15 x 30	280 K	14 830	
A-2		5 455	945		756	6 211			19 756	
A-3		1 900	400		320	2 220			7 620	
A-4		1 400	400		320	1 720			6 120	
A-5		5 090	1 010		808	5 898			18 838	
A-6		4 590	1 700		808	5 398			17 338	
B-1		6 600	1 700		1 360	7 960			25 230	
B-2		8 010	1 890		1 512	9 522			29 972	
B-3		6 180	1 620		1 296	7 476			23 756	
B-4		5 180	1 620		1 296	6 764			20 756	
B-5		8 170	2 030		1 624	9 794			30 831	
B-6		8 000	2 000		1 600	9 600			30 240	
C-1		6 600	1 700		1 360	7 960			25 230	
C-2		8 010	1 890		1 512	9 522			29 972	
C-3		6 180	1 620		1 296	7 476			23 756	
C-4		5 180	1 620		1 296	6 764			20 756	
C-5		8 170	2 030		1 624	9 794			30 831	
C-6		8 000	2 000		1 600	9 600			30 240	
D		Se repiten los datos anteriores del tipo C.				C.				160 787
E		"	"	"	"	"	"	"	C.	160 787
F		"	"	"	"	"	"	"	C.	160 787
G-1	2.50	3 875	875	20%	700	4 575	15 x 30	280 K	14 830	
G-2		1 900	400		756	6 211			19 756	
G-3		1 900	400		320	2 220			7 620	
G-4		1 400	400		320	1 720			6 120	
G-5		5 090	1 010		808	5 898			18 838	
G-6		4 590	1 010		808	5 398			17 338	

CARGAS EN COLUMNAS DEL PRIMER PISO

Col.	Long.	C. M.	C. V.	% Red. C. V.	C. V. Red.	C. V. Red. + C. M.	Sec.	Peso Propio	Carga tot. Acum.	
A-1	2.50	3 875	875	30%	813	4 488	20 x 35	440 K	19 758	
A-2		5 455	945		662	6 117			26 312	
A-3		1 900	400		280	2 180			10 240	
A-4		1 400	400		280	1 680			8 240	
A-5		5 090	1 010		707	5 797			25 075	
A-6		4 590	1 700		707	5 297			22 635	
B-1		6 600	1 700		1 190	7 790			33 460	
B-2		8 010	1 890		1 323	9 333			39 745	
B-3		6 180	1 620		1 134	7 314			31 510	
B-4		5 180	1 620		1 134	6 314			27 510	
B-5		8 170	2 030		1 421	9 591			40 862	
B-6		8 000	2 000		1 400	9 400			40 080	
C-1		6 600	1 700		1 190	7 790			33 460	
C-2		8 010	1 890		1 323	9 333			39 745	
C-3		6 180	1 620		1 134	7 314			31 510	
C-4		5 180	1 620		1 134	6 314			27 510	
C-5		8 170	2 030		1 421	9 591			40 862	
C-6		8 000	2 000		1 400	9 400			40 080	
D		Se repiten los datos anteriores del tipo C.								213 167
E		" " " " " " " " " C.								213 167
F		" " " " " " " " " C.								213 167
G-1	2.50	3 875	875	30%	813	4 488	20 x 35	440 K	19 758	
G-2		1 900	400		662	6 117			26 312	
G-3		1 900	400		280	2 180			10 240	
G-4		1 400	400		280	1 680			8 240	
G-5		5 090	1 010		707	5 797			25 075	
G-6		4 590	1 010		707	5 297			22 635	

CARGAS EN COLUMNAS DE LA PLANTA BAJA

Col.	Long.	C. M.	C. V.	% Red. C. V.	C. V. Red.	C. V. Red. + C. M.	Sec.	Peso Propio	Carga tot. Acum.
A-1	2.50	3 875	875	40%	525	4 400	20 x 35	440 K	24 598
A-2		5 455	945		567	6 022			32 774
A-3		1 900	400		240	4 300			14 980
A-4		1 400	400		240	1 640			10 320
A-5		5 090	1 010		606	5 696			31 211
A-6		4 590	1 700		606	5 196			28 271
B-1		6 600	1 700		1 020	7 620			41 520
B-2		8 010	1 890		1 134	9 144			49 329
B-3		6 180	1 620		972	7 152			39 102
B-4		5 180	1 620		972	6 152			34 102
B-5		8 170	2 030		1 218	9 388			50 690
B-6		8 000	2 000		1 200	9 200			49 720
C-1		6 600	1 700		1 020	7 620			41 520
C-2		8 010	1 890		1 134	9 144			49 329
C-3		6 180	1 620		972	7 152			39 102
C-4		5 180	1 620		972	6 152			34 102
C-5		8 170	2 030		1 218	9 388			50 690
C-6		8 000	2 000		1 200	9 200			49 720
D		Se repiten los datos anteriores del tipo C.							264 463
E		"	"	"	"	"	"	"	264 463
F		"	"	"	"	"	"	"	264 463
G-1	2.50	3 875	875	40%	525	4 400	20 x 35	440 K	24 598
G-2		1 900	400		567	6 022			32 774
G-3		1 900	400		240	4 300			14 980
G-4		1 400	400		240	1 640			10 320
G-5		5 090	1 010		606	5 696			31 211
G-6		4 590	1 010		606	5 196			28 271
Carga total de la estructura									1 606 623

b) *DISEÑO DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA.*

Losas con nervaduras en un solo sentido.

Como se ve en la figura correspondiente, la distancia entre nervaduras es de $\frac{1}{2}$ metro; por lo tanto la carga por metro lineal para cada una es de 300 kg/m.

El criterio que se siguió en el cálculo de estas losas, es el de considerarlas formadas por un conjunto de pequeñas traveses continuas.

Claro: $l = 3.60$ m.

Los momentos serán:

$$w \times l^2 = 3\,900$$

Tramos extremos en claros continuos:

$$+ M = 1/14 (3\,900) = + 280 \text{ kg. m.}$$

$$- M = 1/9 \quad \text{,,} \quad = - 434 \quad \text{,,}$$

Tramos interiores en claros continuos.

$$+ M = 1/16 (3\,900) = + 244 \text{ kg. m.}$$

$$- M = 1/11 \quad \text{,,} \quad = - 355 \quad \text{,,}$$

Como hemos supuesto las dimensiones, $h = 30$ cms. y $b = 10$, calculemos el momento resistente para saber si las traveses resultarán peraltadas o reducidas.

$$M_R = K b d^2 = 11.55 \times 10 \times 625 = 72\,250 \text{ kg. cm.}$$

Las trabes resultarán peraltadas, pero las calcularemos con los coeficientes de las balanceadas para tener una mayor seguridad.

Areas de fierro.

Tramos extremos.

$$\text{en el apoyo: } A_s = \frac{43,400}{1\ 265 \times 0.858 \times 25} = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{en el centro: } A_s = 1.02 \text{ cm}^2$$

Tramos interiores.

$$\text{en el apoyo: } A_s = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{en el centro: } A_s = 0.90 \text{ ,,}$$

Calculemos ahora las nervaduras que tienen además cargas de muros.

Peso de $\frac{1}{2}$ metro de losa 300 kg/m.

Peso de muros de bloque 260 ,,

$$\hline 560 \text{ kg/m.}$$

El momento $\frac{wl^2}{10}$ será el momento de una trabe, intermedia entre la simplemente apoyada y la empotrada.

$$M = \frac{wl^2}{10} = \frac{560 \times 13.00}{10} = 725 \text{ kg. m.}$$

El ancho necesario será:

$$b = \frac{M}{Kd^2} = \frac{72\ 500}{11.55 \times 625} = 10 \text{ cms.}$$

Diseño del refuerzo:

$$A_s = \frac{72\ 500}{1\ 265 \times 0.857 \times 25} = 2.64 \text{ cms.; } 2 \text{ vars. de } \frac{1}{2}''$$

T R A B E S

Se diseñarán las trabes como doblemente armadas con una sección de 30 cm. de peralte y 20 cm. de ancho.

Una trabe rectangular doblemente armada se proyecta como el conjunto M1 y otra formada por un par de acero que toma un momento M2, de tal manera que el momento flexionante total es igual a:

$$M = M_1 + M_2$$

El momento resistente de la balanceada:

$$M_R = 11.55 \times 20 \times 780 = 180\,000 \text{ kg/cm}^2$$

El refuerzo de la balanceada:

$$A_s = \frac{180\,000}{2\,000 \times .88 \times 28} = 3.64 \text{ cm}^2$$

Del diagrama de momentos flexionantes vemos que el momento máximo en la trabe tipo A es de $-440\,000 \text{ kg/cm}^2$.

El momento que debe tomar el par de acero:

$$M_2 = 440\,000 - 180\,000 = 260\,000.$$

Cálculo del par de acero.

El área adicional de acero en tensión es igual a:

$$A_{s2} = \frac{260\,000}{2\,000 \times 26} = 5 \text{ cm}^2$$

Para obtener el área de acero en la compresión tomaremos el valor de $f_s = 1\,400 \text{ kg/cm}^2$

$$A'_s = \frac{260\,000}{1\,400 \times 26} = 7.10 \text{ cm}^2$$

El área de acero necesaria en la tensión será:

$$A_s = 3.64 + 5.50 = 8.64 \text{ cm}^2$$

Calculemos ahora el área de acero de la parte de la trabe cuyo momento es de $+ 260\,000$.

El momento del par de acero ser:

$$M_2 = 260\,000 - 180\,000 = 80\,000 \text{ kg. cm.}$$

El área de acero adicional en tensión será:

$$A_s = \frac{80\,000}{2\,000 \times 26} = 1.54 \text{ cm}^2$$

El área de acero trabajando a la compresión será:

$$A_s = \frac{80\,000}{1\,400 \times 26} = 2.20 \text{ cm}^2$$

El área de acero necesaria a la tensión será:

$$A_s = 3.64 + 1.54 = 5.18 \text{ cm}^2$$

Calculemos ahora el refuerzo de acero para soportar un momento de $-340\,000$ kg. cm.

$$M_2 = 340\,000 - 180\,000 = 160\,000$$

$$A_s \text{ tensión} = \frac{160\,000}{2\,000 \times 26} = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ compresión} = \frac{160\,000}{1\,400 \times 26} = 4.40 \text{ cm}^2$$

El área de acero necesaria a la tensión será:

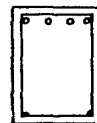
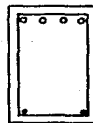
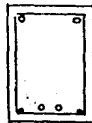
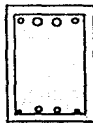
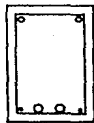
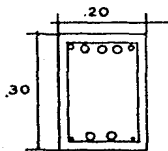
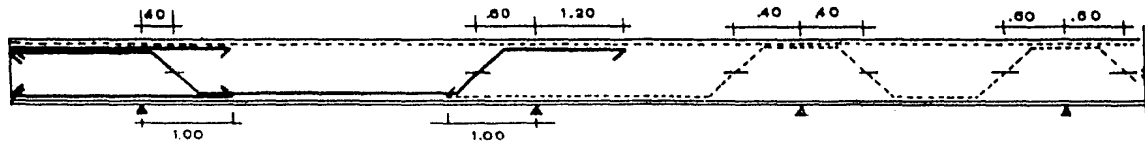
$$A_s = 3.64 + 3.08 = 6.72 \text{ cm}^2$$

DISEÑO POR ESFUERZO CORTANTE

Para este diseño consideraremos la parte de la trabe que está más cargada; en el plano adjunto se ve dicho tramo con las fuerzas exteriores que en este caso son la carga uniformemente repartida en su valor total y colocada al centro de la trabe, para facilitar el cálculo de la fuerza cortante y de los momentos flexionantes que obran sobre ella.

De la definición de momento flexionante tenemos que:

$-3\,400 = -11\,700 \times 2.25 - 4\,400 + T_1 \times 4.50$
de donde,

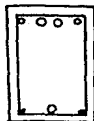
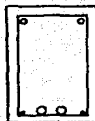
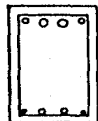


Numencatura

• — 3/8"

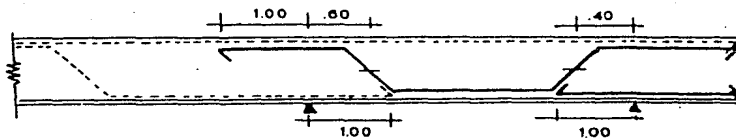
◊ — 1/2"

○ — 3/4"



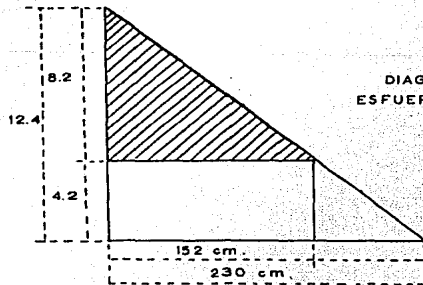
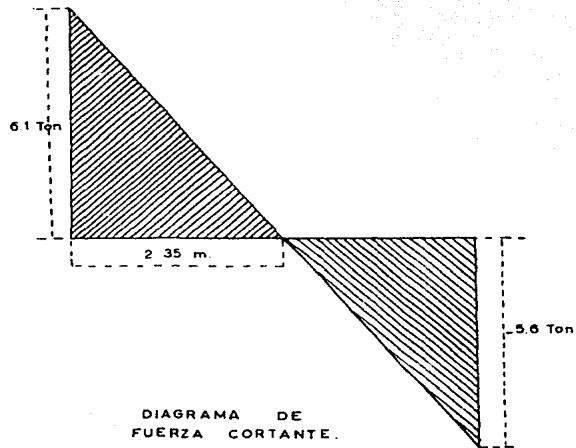
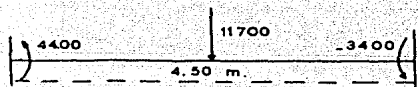
ARMADO DE LAS TRABES

TRABE "B"



U.N.A.M.
ESCUELA NACIONAL
DE INGENIEROS.

TESIS PROFESIONAL
ANTONIO BONESANA C.



TRABE TIPO "B"

U.N.A.M.
 ESCUELA NACIONAL
 DE INGENIEROS.
 TESIS PROFESIONAL.
 ANTONIO BONESANA C.

$$T_1 = \frac{3\,400 + 26\,300 + 4\,400}{4.50}$$

por lo tanto

$$T_1 = 6\,100 \text{ kg.}$$

$$T_2 + 11\,700 - 6\,100 = 5\,600$$

Para obtener el esfuerzo cortante máximo, tomaremos el valor de la fuerza cortante mayor.

Con los valores anteriores de la fuerza cortante, trazamos el diagrama correspondiente que aparece en el plano adjunto.

Tomemos el valor de $j = .88$ y calculemos el valor de:

$$bjd = 20 \times .88 \times 28 = 493$$

El esfuerzo cortante máximo

$$v_1 = \frac{T_1}{bjd} = \frac{6\,100}{493} = 12.4 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo admisible en barras sin anclaje final:

$$0.06f'_c = 8.4 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo admisible con anclaje:

$$0.12 f'_c = 16.8 \text{ kg/cm}^2$$

Vemos que el esfuerzo cortante mayor que el esfuerzo admisible sin anclaje final, por lo que las varillas tendrán que tener ganchos en los extremos.

Tomemos el valor máximo de $0.03 f'_c$ que toma por si solo el concreto.

$$v_c = 0.03 f'_c = 4.2 \text{ kg/cm}^2$$

Con estos datos dibujamos el diagrama de esfuerzos cortantes que vemos en la figura adjunta, que tiene una forma triangular, de donde:

$$z = \frac{230 \times 8.2}{12.4} = 152 \text{ cm.}$$

El volumen de esfuerzo cortante que toman los estribos será:

$$V' = \frac{1}{2} \times 8.2 \times 162 \times 20 = 12,200 \text{ kg.}$$

El problema consiste en dividir el área del triángulo en n áreas iguales; en el centro de gravedad de cada una de estas áreas, se colocará cada uno de los estribos.

El número de estribos se encuentra dividiendo la fuerza cortante total (volumen del diafragma de esfuerzo cortante), entre la resistencia de un estribo.

Resistencia de un estribo de dos ramas de $\frac{1}{4}$ ".

$$A_{\sqrt{V}} = 0.32 \times 2 \times 1125 = 715 \text{ kg.}$$

Números de estribos.

$$N = \frac{12\,200}{715} = 17 \text{ estribos de } \frac{1}{4}''$$

La posición exacta del primer estribo es:

$$e_1 = \frac{2}{3} \frac{z}{\sqrt{N}}$$

Para el segundo estribo en adelante, la posición es:

$$e_k = \frac{z}{\sqrt{N}} \sqrt{k - 0.5}$$

en la que k es el número del estribo correspondiente.

La posición de los estribos quedará:

5, 5, 5, 5, 6, 6, 6, 6, 7, 7, 7, 9, 9, 11, 18, 20, 20, cm. etc., hasta llegar al centro de la trabe.

La distancia máxima entre estribos será de 20 cms.

DISEÑO COLUMNAS

El diseño de las diferentes columnas tipo del edificio se ha efectuado escogiendo la sección del concreto y calculando el área de acero necesaria para tomar la carga, revisando pos-

teriormente el porcentaje, para confirmar si la sección escogida es correcta.

En caso de que la columna resulte larga, las especificaciones dan una forma que incrementa la carga; con esa carga así incrementada, la columna se calcula como si fuese corta.

El coeficiente de reducción se obtuvo con la fórmula siguiente:

$$P' = P (1.30 - 0.03h/d)$$

Cálculo de la columna con mayor carga en la planta baja.

La carga es de 50690 kg.; para el cálculo la tomaremos de 51 000 kg., de donde:

$$P' = 51\ 000 \text{ kg.}$$

La sección escogida es de 20 x 35, resultando columna larga:

$$P = 51\ 000/0.93 = 55\ 000 \text{ kg.}$$

El concreto toma la siguiente carga:

$$P_c = A_g 0.18 f'_c - (20 \times 35) \times .18 \times 180$$

$$P_c = 22\ 700 \text{ kg.}$$

El acero deberá tomar la carga excedente.

$$P_s = P - P_c$$

$$P_s = 32\ 300 \text{ kg.}$$

El área de acero será:

$$A_s = \frac{P_s}{0.8 f_s} = \frac{32\ 300}{0.8 \times 1\ 600} = 16.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 25.2 \text{ cm}^2$$

La columna quedará armada con 8 vars. de $\frac{3}{4}$ " ϕ Tor.

El porcentaje de acero debe ser mayor que el 1% y menor del 4%, para que la sección escogida sea correcta, de modo que:

$$p = A_s/A_g = 25.2/700$$

$$p = 0.036\%$$

Por lo tanto, vemos que el porcentaje está dentro del límite, y la sección escogida, así como el armado, están correctos.

Calculemos la columna de mayor carga en el primer piso.

$$P' = 41\,500$$

Escogemos la sección 20 x 35; la columna será larga por lo tanto

$$P = 41\,500 / 0.93 = 45 \text{ tons.}$$

El concreto toma la siguiente carga:

$$P_c = A_g 0.18 f'_c = 700 \times .18 \times 180 = 22,700 \text{ kg.}$$

El acero deberá tomar la carga excedente:

$$P_s = P - P_c = 22\,300$$

El área de acero:

$$A_s = \frac{P_s}{0.8 f_s} = \frac{22\,300}{0.8 \times 1\,600} = 16.6 \text{ cm}^2$$

Ponemos 6 varillas de $\frac{3}{4}$ " ϕ Tor.

Revisemos el porcentaje.

$$p = A_s / A_g = \frac{16.6}{700} = 0.0237\%$$

Como el porcentaje de acero es mayor que el 1% y menor que el 4%, la sección escogida es correcta.

Columna de mayor carga en el segundo piso.

Escogemos la sección 15 x 30; la columna resulta larga y el coeficiente de reducción en este caso es de .82.

$$P = 31\,000 / .82 = 37\,700 \text{ kg.}$$

$$P_c = 450 \times 32.4 = 14\,600$$

El acero toma la carga de:

$$P_s = 37\,700 - 14\,600 = 23\,100$$

El área de acero será:

$$A_s = 23\,100 / 1\,280 = 17.9 \text{ cm}^2$$

Ponemos 6 varillas de $\frac{3}{4}$ " ϕ Tor.

Revisemos el porcentaje.

$$p = 17.9/450 = 0.039\%$$

Vemos que el porcentaje está muy cercano al límite superior. La sección escogida no la variaremos, por haber escogido esta sección para todas las demás columnas que tienen cargas menores.

Calculemos ahora la columna con mayor carga en el tercer piso.

La columna de sección 15 x 30 permanecerá constante.

La carga de diseño será:

$$P = 21\,000/82 = 25\,600 \text{ kg.}$$

La carga excedente que toma el acero es:

$$P_s = 25\,600 - 14\,600 = 11\,000 \text{ kg.}$$

Por lo tanto el área de acero será igual a:

$$A_s = 11,000/1\,280 = 8.6 \text{ cm}^2$$

Pondremos 4 varillas de $\frac{1}{2}$ " ϕ Tor. y 2 de $\frac{3}{4}$ " ϕ Tor.

El porcentaje queda:

$$p = 8.6/450 = 0.0191\%$$

El porcentaje está dentro de los límites admisibles, por lo tanto la sección escogida es correcta.

La mayor carga en el cuarto piso sobre columnas es de $P = 11\,000 \text{ kg.}$ Vemos que esta carga es inferior a la que soporta el concreto en una columna de 15 x 30. La sección no la variaremos para estas columnas, pues el ahorro que en el concreto se obtendría al cambiar por una sección más pequeña, no justificaría el gasto de hacer nuevos moldes.

Las columnas del tercer piso serán de una sección 15 x 30 y armadas con 4 vars. de $\frac{1}{2}$ " ϕ Tor.

Cálculos de los estribos.

Según las especificaciones, los estribos deben ser como mínimo de $\frac{1}{4}''\phi$ y su separación debe estar limitada como sigue:

$s \cong 16$ veces el diámetro de vars.

$s \cong 48$ " " " del estribo.

$s \cong$ lado menor de la columna.

Además se recomienda que el área del estribo sea del 2% del área total del refuerzo vertical.

Según estas especificaciones, los estribos de las columnas antes calculadas quedarán en la siguiente forma.

Planta baja y primer piso 20 x 35.

El 2% del área total de refuerzo es de .33 cm²., por lo que el diámetro de los estribos será de $\frac{1}{4}''\phi$ y la separación será:

$$16 \times \frac{3}{4} \times 2.54 = 30.4 \text{ cms.}$$

$$48 \times \frac{1}{4} \times 2.54 = 30.5 \text{ ,,}$$

$$b = 20 \text{ cms.}$$

por lo tanto, los estribos estarán separados cada 20 cms.

Para las otras plantas: 15 x 30.

Para todas las columnas escogimos la sección de 15 x 30 y según los cálculos anteriores, se ve a primera vista que los estribos serán de $\frac{1}{4}''$ y la separación estará dada por la menor dimensión de la columna que es de 15 cms.

CAPITULO IV

a) *NATURALEZA DEL SUBSUELO EN EL VALLE DE MEXICO.*

La Ciudad de México está localizada sobre lo que antiguamente fue un gran lago. Las tierras de acarreo, fruto de las corrientes de agua de la línea montañosa que encierra al valle; el polvo de las tolvaderas que antes se sucedían con mayor frecuencia y abundancia, y las lavas de las erupciones volcánicas, fueron llenando el lago que al desecarse, vino a constituir el terreno actual en el que se asienta la ciudad.

Debido a que todas estas materias fueron depositadas en el agua, su acomodación fue lenta por lo que el terreno así formado, tiene una naturaleza cavernosa y una estructura celular.

Cus intersticios están llenos de agua. Muestras extraídas a los siete y diez metros de profundidad, como tienen hasta más 75% de agua freática.

El terreno firme debe estar a una gran profundidad, pues ha habido lugares en los que se han hecho sondeos de 300 a 400 metros, sin poder llegar a él.

A diferentes profundidades se encuentran capas de mayor resistencia, constituidas por mantos de arena, grava o tepetate, o simplemente arcilla más compacta. Generalmente la parte más superficial, hasta uno o dos metros de profundidad, tiene alguna resistencia, en la que se apoyan la mayoría

de los cimientos, a los que también sirve de ampliación. Frecuentemente, el terreno que cede bajo el peso de un edificio, no es el de esta capa, sino el que se encuentra bajo ella.

Los pilotes profundos, en la mayoría de los casos, se detienen en capas resistentes que se encuentran aproximadamente entre los 30 y 40 metros de profundidad. Estas son casi siempre, lo bastante fuertes para impedirles que penetren más; pero muchas veces los sondeos indican que tienen sólo 50 centímetros de espesor, habiendo después terreno débil, aunque de mejor consistencia que el de la parte superior.

Entre los 50 y 60 metros hay otras zonas resistentes de mayor espesor a las anteriores.

De todas maneras, la localización de todas ellas se tiene que hacer con sondeos, pues su profundidad, resistencia y espesor varía en los diferentes lugares.

Ya en el terreno superficial, generalmente más consolidado, se han encontrado rellenos que en determinados lugares, colocaron los precortesianos o coloniales.

El nivel del agua freática oscila entre 70 y 300 centímetros de profundidad, en parte debido a que por presencia misma del terreno, no se lleva a efecto de una manera completa, la teoría de los vasos comunicantes y en parte a que las calles de la ciudad no se encuentran al mismo nivel.

En el Valle de México la resistencia de la capa superficial varía en los distintos lugares del mismo; generalmente las más débiles son aquellas en las que nunca se ha construido y por tanto no han tenido ninguna consolidación, en especial las que hasta últimamente se han dedicado a cultivo o las cercanas a ríos o canales que drenan el agua del subsuelo.

En general el terreno de México aguanta $5\,000\text{ kg/m}^2$, que es precisamente la que especifica el reglamento de la construcción.

En caso de que la resistencia del terreno sea mayor o menor que la especificada, es conveniente hacer una investigación más detallada del mismo.

Esta investigación se puede hacer de cuatro maneras, a saber:

1ª—Directa.

2ª—Por perforación.

3ª—Por extracción de muestras.

4ª—Por comparación, con el comportamiento de terrenos cercanos ya cargados.

b) DESCRIPCION DEL TIPO DE CIMENTACIONES FACTIBLES DE UTILIZARSE.

El objeto de la cimentación es transmitir al terreno las cargas a las que está sujeta la estructura.

A continuación describiré algunos tipos de cimentación que se practican y por medio de eliminaciones basadas en análisis técnicos y económicos, escogeré el tipo más adecuado de cimentación para el edificio en proyecto.

Los tipos son los siguientes:

1.—Cimentación por superficie o ampliación de base.

2.—Cimentación por sustitución.

3.—Cimentaciones mixtas.

4.—Cimentaciones por pilotes.

5.—Cimentaciones por flotación.

Las cimentaciones mixtas son una combinación de dos tipos, por ejemplo, una combinación de ampliación de base y sustitución o de superficie y pilotes trabajando a la fricción.

CIMENTACION POR SUPERFICIE O AMPLIACION DE BASE.

Este tipo de cimentación consiste en repartir en el terreno las cargas de la estructura, sin sobrepasar el límite de resis-

tencia del terreno. Las formas más sencillas de este tipo de cimentación, son los cimientos comunes y corrientes de piedra braza. En estructuras un poco mayores, se usan zapatas corridas o aisladas según el caso lo requiera. Estas áreas de zapatas se encuentran con la fórmula

$$A = \frac{P}{f}$$

Vemos que el área es directamente proporcional a la carga e inversamente a la fatiga.

Si para una cierta fatiga la carga se va incrementando, las áreas de las zapatas irán en aumento y llegará un momento en que se necesitará hacer una losa corrida de igual superficie que la del terreno donde se desplantará el edificio.

Si las condiciones lo permiten, el área de cimentación se puede hacer mayor que la superficie del terreno, con lo cual se obtiene una ampliación de la base.

Este tipo de cimentación proporciona buenos resultados cuando se trata de estructuras simétricas y uniformemente cargadas, como en el caso de la que estamos tratando.

Debe procurarse no llegar al nivel de las aguas freáticas, pues la ejecución de la cimentación se complicaría notablemente, aumentando el costo de ejecución, que es una de las mayores ventajas de este tipo de cimentación.

CIMENTACION POR SUSTITUCION.

Consiste en desplantar el edificio a una profundidad tal que el peso del volumen de tierra excavado sea igual al peso del edificio.

Si colocamos un plano a una profundidad determinada en un terreno en el que no exista sobrecarga, éste se encontrará en perfecto estado de equilibrio dentro de la masa del terreno,

porque estará sujeta por una parte a la presión del prisma del terreno arriba de él, con una altura igual a la profundidad; por otro lado por la reacción de abajo a arriba del terreno que sustenta dicho plano.

Si quitáramos el prisma de tierra, formado por el área del terreno y los planos verticales que forman su contorno, en una profundidad tal que el peso de dicho volumen sea igual al del edificio y los sustituyéramos por el peso del edificio, la capa de terreno abajo del corte se encontraría bajo las mismas condiciones de carga, que cuando estaba sometida al peso propio del terreno.

En estas condiciones, si hubiera hundimientos o consolidaciones posteriores, los planos abajo del corte se encontrarían en las mismas condiciones que los planos de los terrenos adyacentes.

Con esto se resuelve el problema de este tipo de cimentaciones, que era la perturbación del equilibrio del terreno.

Debe hacerse notar que cualquiera que sea el número de puntos por cimentar, todos deberán desplantarse al mismo nivel, conservando la fatiga igual en toda el área y dejando huecos los cimientos.

Suponiendo que se transmitieran por cada uno de los tableros que componen la losa de cimentación fatigas diferentes, tendríamos que desplantar cada tablero a diferente profundidad, lo cual sería muy costoso y difícil de hacer prácticamente. Lo que se acostumbra hacer en este caso, es desplantar la cimentación al mismo nivel del tablero más fatigado, y lastrar aquellos que produzcan menos fatiga en el terreno, consiguiéndose así igualar la fatiga del terreno debajo de toda la cimentación.

La fatiga del terreno que vamos a aprovechar, dependerá de la profundidad de excavación y del peso volumétrico del material excavado.

La profundidad de excavación dependerá de la posibilidad de efectuarla sin perturbar el equilibrio interno del terreno así como su estructura.

Este procedimiento tiene la desventaja de complicarse cuando la profundidad de excavación es muy grande, porque se presentan hundimientos del terreno debidos al desequilibrio interno de las capas inferiores; eso ocasiona que el terreno trabaje en condiciones diferentes a las supuestas, por haber en el centro de la excavación levantamientos de importancia que disminuirán hacia el perímetro de la excavación, debido a la carga de los terrenos colindantes. Por lo tanto, este procedimiento preciso y correcto, está limitado por la profundidad de excavación del terreno, así como por las propiedades características del mismo.

CIMENTACIONES MIXTAS

En este tipo de cimentaciones existe una gran variedad, siendo dos las de mayor importancia.

Consideremos primero aquella que es la combinación de una cimentación de superficie con una cimentación por sustitución.

Si el peso del edificio transmitido al terreno a través de la cimentación, es tal que provoca fatigas mayores que las que éste es capaz de resistir, y el área de cimentación no se puede aumentar, el edificio no podrá cimentarse por superficie o ampliación de base.

Por otro lado, si tratáramos de hacer una cimentación por sustitución y la profundidad de excavación resultara muy grande, este método resultaría impracticable por las razones expuestas anteriormente.

Ahora bien, al combinar estos dos tipos de cimentación, se obtiene uno adaptable para las condiciones que se presentan. En este caso tendríamos que excavar sólo un volumen de tierra,

que restado al peso del edificio y dividido entre el área de cimentación, nos diera la fatiga del terreno.

Siendo:

P = Peso del edificio.

Pl = Peso del volumen del material excavado.

A = Area de terreno.

f_t = Fatiga máxima de carga del terreno.

h = Profundidad de excavación.

b = Lado mayor del terreno.

a = Lado menor del terreno.

W = Peso volumétrico del material.

f_s = Fatiga provocada por el peso del edificio.

por lo tanto:

$$\frac{P - pl}{A} = f_t$$

$$\frac{P - (b \times a \times h)}{b \times a} W = f_t$$

$$P - bahW = baf_c$$

$$\frac{P - baf_t}{baW} = h$$

$$\frac{P}{baW} - \frac{f_t}{W} = h$$

$$\frac{f_s}{W} - \frac{f_t}{W} = h$$

$$\frac{f_s - f_t}{W} = h$$

La fórmula anterior nos dice que si a una profundidad h colocamos una losa corrida de cimentación, ésta repartirá sobre el terreno la carga del edificio, con una fatiga igual a la fatiga de trabajo del terreno sobre el cual se cimenta.

Este método de cimentación resulta bastante sencillo y económico, siendo las profundidades de excavación pequeñas y fáciles de ejecutar.

El segundo tipo de cimentaciones mixtas es aquel en el que se combinan la cimentación por superficie y la de los pilotes por fricción.

Supongamos que tenemos un terreno plástico, o elástico que permite el hincado de pilotes. Si clavamos uno y después de hincado lo cargamos poco a poco, aparecerán primero las deformaciones elásticas del terreno en toda la longitud del pilote. Si se sigue aumentando la carga, llegará un momento en que el pilote deslizará hasta que la longitud adicional del mismo sea capaz por fricción con el terreno, de equilibrar la carga que provocó el hundimiento.

Ahora bien, si el extremo de los pilotes está unido por una losa corrida de cimentación, al hundirse los pilotes dicha losa bajará hasta ponerse en contacto con el suelo, de modo que ésta comienza a trabajar por superficie y la carga del edificio se reparte entre los pilotes y la losa.

Este tipo de cimentación seguirá los movimientos de los terrenos adyacentes, ya que si hubiera un hundimiento general, la losa dejaría de estar en contacto con el terreno, sobreviniendo una sobrecarga en los pilotes, los cuales deslizarán hasta que la losa de cimentación vuelva a estar en contacto con el terreno, restableciéndose así el equilibrio.

El problema de esta cimentación consiste en conocer la carga que absorberán los pilotes por fricción, ya que esta se conoce solamente por medio de pruebas hechas en el terreno, las que nos darán un promedio aproximado de la capacidad de carga de cada uno de los pilotes.

La capacidad de carga de los pilotes será la diferencia entre la carga total del edificio y la absorbida por la losa de cimentación.

Para obtener el número de pilotes, se dividirá la carga total destinada a los pilotes entre la capacidad de carga de cada uno.

CIMENTACION POR PILOTES.

La cimentación por medio de pilotes se usa principalmente en los siguientes casos:

1.—Para alcanzar una capa compacta y resistente del subsuelo.

2.—Para soportar la estructura por medio de fricción entre los pilotes y el subsuelo.

En el primer caso, se apoyan directamente en capas profundas de mayor resistencia. La carga que soportan varios puntos, si las capas no ceden al recibirlos, es igual a la suma de lo que pueden soportar por separado.

Su resistencia está determinada ante todo por su sección y material. Se calculan como columnas ordinarias, pero teniendo en cuenta que el mismo terreno evita o casi evita su flambeo.

En lo que se refiere al terreno, su resistencia se ha calculado frecuentemente mediante el uso de formas empíricas que están basadas en el hundimiento del pilote que producen los golpes del martinete, atendiendo a que a menor hundimiento corresponde mayor resistencia.

Cuando se trata de suelos no uniformes, la resistencia del terreno se puede investigar por medio de sondeos, que pueden ser por penetración de barreta, por extracción de muestras o por ambas cosas.

La desventaja que han tenido aquí las construcciones apoyadas en este tipo de pilotes, es que se conservan casi al mismo nivel, mientras que los terrenos circundantes siguen el asentamiento general de la Ciudad, de manera que dichas construcciones parecen sobresalir constantemente del terreno.

Los pilotes que trabajan por fricción, lo hacen en proporción, aunque no siempre directa a su diámetro y longitud. La resistencia de un conjunto de estos pilotes no es igual a la suma de las de cada una de ellos, pues el mismo terreno que sostiene a uno puede sostener a otro u otros. Por tanto los pilotes de adherencia se comportan mejor mientras más alejados estén; hay que procurar que su separación nunca sea menor de 1.30 ó 1.50 metros de centro a centro.

La principal desventaja de los pilotes por fricción es que ésta es relativamente difícil de determinar.

Posiblemente el mejor método de cimentación por pilotes será aquél en que se apoyen en capas resistentes, usando en su parte superior algún sistema de control que permita bajar o subir al edificio con respecto al nivel de los terrenos solindantes.

CIMENTACION POR FLOTACION.

Hace trabajar los edificios, como barcos en el agua freática.

Estáticamente su funcionamiento es perfecto; negar su acción es tanto como negar el principio de Arquímedes.

Algunos opinan que se pueden mover al variar el nivel del agua freática, pero hay que tener en cuenta:

1.—Que además de recibir la subpresión del agua, también se apoyan sobre el terreno, que aunque poco resistente, debe tomarse en consideración.

2.—Que hay fricción contra los terrenos colindantes.

3.—Que si el agua freática bajara, todo el valle bajaría, aunque en menor escala, y el asentamiento de los edificios cimentados por flotación no sería mayor que el de los que estuvieran cimentados sobre losa.

Los cimientos por flotación, aunque más seguros que los de substitución, tienen el mismo defecto de requerir grandes

profundidades de excavación, además de una perfecta impermeabilización.

c) ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION.

Lo primero que haremos será dividir el peso total de la estructura entre el área de cimentación, para hallar una fatiga aproximada del terreno. El área de cimentación tendrá las mismas dimensiones de la losa de entre piso; es decir, tendrá una ampliación al frente de 1.50 metros y en la parte posterior de 1.20 metros, con lo cual tenemos que:

$$A = 22.00 \text{ m.} \times 20.50 \text{ m.}$$

$$A = 45.10 \text{ m}^2$$

El peso total, de la estructura lo obtenemos de las tablas de "Cargas en Columnas", sumando todas las cargas acumuladas de la planta baja. $P = 1\,606\,623 \text{ kg.}$

La fatiga aproximada del terreno será:

$$\frac{P}{A} = \frac{1\,606\,623 \text{ kg.}}{45.10 \text{ m}^2} = 3\,562 \text{ kg/m}^2$$

Vemos que el dato anterior está dentro del valor máximo de fatiga permisible del terreno que es de $5\,000 \text{ kg/m}^2$, por lo cual escogemos la cimentación por superficie.

Este valor de la carga que transmite la estructura no es el valor real de la fatiga del terreno; hay que aumentarle la fatiga debida:

- 1.—Peso propio de la cimentación.
- 2.—Peso del relleno y firme si lo hubiere o el peso de la losa de la planta baja.
- 3.—Cargas vivas y muertas de la planta baja.

A continuación obtendremos el valor de cada uno.

$$\text{Carga viva} = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga del firme concreto} = 220 \text{ kg/m}^2$$

Carga del relleno tezontle $= 1\ 250\ \text{kg/m}^3 \times 0.65\ \text{m} = 810\ \text{kg/m}^2$.

Carga de cimentación.

Losa $0.15\ \text{m} \times 2\ 500\ \text{kg/m}^3 = 375\ \text{kg/m}^2$

Trabes $258\ \text{m} \times .90\ \text{m} \times .20\ \text{m} \times 2\ 500\ \text{kg/m}^3 = 116\ 000\ \text{k.}$, que es el peso de las trabes, suponiéndoles una sección de $.90 \times .20$. La carga se obtendrá dividiendo el peso entre el área de cimentación, $117\ 000/450 = 260\ \text{kg/m}^2$.

Carga total de cimentación $635\ \text{kg/m}^2$.

El valor total de la carga transmitida al terreno será igual a la suma de los valores anteriores:

$$W_1 = 3\ 562 + 500 + 220 + 810 + 635$$

$$W_1 = 5\ 725\ \text{kg/m}^2$$

La carga resulta mayor que la permisible en el terreno, por lo cual desechamos este tipo de cimentación.

CIMENTACION CON DOBLE LOSA.

Este tipo de cimentación resulta más ligero que el anterior al eliminarse el relleno; además es más rígido y aumenta la estabilidad de la cimentación.

Peso de la losa. $0.10 \times 2\ 500 = 250\ \text{kg/m}^2$

La carga transmitida al terreno en este caso será:

$$W_2 = 3\ 562 + 500 + 250 + 635$$

$$W_2 = 4\ 945\ \text{kg/m}^2$$

Esta carga está dentro del límite por lo cual elegimos el tipo de cimentación de superficie con doble losa.

Análisis de la losa.

La calcularemos como una losa de superestructura continua apoyada en las trabes de cimentación, descontando el

peso propio. Debido al alto grado de hiperestaticidad en estas losas que impide conocer su comportamiento real, el efecto de los asentamientos diferenciales los despreciaremos.

Análisis de las trabes de cimentación.

El cálculo de las trabes de cimentación puede ser tratado en dos formas: ya sea como trabes continuas o trabes flotantes.

Trabes Continuas.

Al analizar de este modo las trabes se hacen las siguientes consideraciones: las cargas que obran sobre ellas se obtienen por medio de las áreas de carga triangulares o trapeciales en que se dividen las losas, las cuales reciben del terreno una carga igual y de sentido contrario a la transmitida a éste por la estructura y las columnas que entregan su carga, se consideran como apoyos libres.

Este método es una forma práctica aproximada de resolver las trabes de cimentación, puesto que las relaciones obtenidas al considerar de este modo la carga, resultan diferentes a las que descargan las columnas.

Hechas estas consideraciones, la resolución de las trabes continuas se hace por el método de Cross.

Trabes flotantes.

Es un método complementario del anterior, el cual nos ofrece amplia seguridad respecto a la estabilidad, aunque en algunos casos resulte antieconómico.

Su aplicación consiste en suponer que la trabe toma toda la carga arrojada por las columnas, es decir, que a la trabe se le supone una rigidez infinita. Esto es cierto sobre todo en aquellos casos que se tienen grandes secciones en la cimentación.

En nuestro caso, debido a que la carga de la cimentación y la sección de las trabes no son muy grandes, hemos optado por aplicar nuestro criterio y hemos calculado las trabes con

un momento $\frac{wl^2}{10}$, que es un valor intermedio entre el que se

obtiene por medio de la trabe continua y el de la trabe flotante.

El siguiente paso es ver si coinciden el centro de gravedad de la cimentación y el centro de gravedad de las cargas.

Debido a la simetría del proyecto arquitectónico y de haber adoptado para la cimentación la misma retícula de trabes de la subestructura, damos por asentado que el centro de gravedad de las cargas coincide con el de la cimentación.

d) DISEÑO DE LA CIMENTACION.

Losa.

La carga con que diseñaremos las losas de cimentación será de 3 500 kg/m², que se obtuvo de descontar de la carga del terreno las cargas que obran directamente sobre la losa, como el peso propio de las dos losas, las cargas viva y muerta.

1.—Calculemos la losa perineal con sus cuatro lados continuos de 3.65 x 4.50 m.

La relación "m" del claro corto al claro largo es:

$$m = 3.65/4.50 = 0.81$$

Para hallar el momento flexionante, multiplicaremos el término wS^2 (S es el claro corto) por los coeficientes obtenidos de la tabla N^o 5 de las especificaciones del J. C. (Sec. 811) para el valor de $m = 0.8$ y a las condiciones de cuatro lados continuos.

$$wS^2 = 3\,500 \times (3.65)^2 = 46\,600 \text{ kg. m.}$$

Los coeficientes para los apoyos son:

Claro corto: 0.048

Claro largo: 0.033

Los coeficientes en el centro son:

Claro corto: 0.036

Claro largo 0.025

Momentos flexionantes.

Claro corto.

en el apoyo $M = - 0.048 \times 46\,600 = - 2\,240 \text{ kg. m.}$

en el centro $M = 0.036 \times 46\,600 = + 1\,680 \text{ ,,}$

Claro largo.

En el apoyo $M = - 0.036 \times 46\,600 = - 1\,540 \text{ kg. m.}$

En el centro $M = + 0.025 \times 46\,600 = + 1\,165 \text{ ,,}$

Los valores anteriores son para la faja intermedia; en la faja de columnas el momento flexionante es $\frac{2}{3}$ del encontrado para la faja intermedia. Por lo tanto, bastará separar el refuerzo en las fajas de columnas $1\frac{1}{2}$ veces la separación de las fajas intermedias.

El peralte lo determina el máximo momento flexionante.

$$d = \frac{M}{K b} = \frac{224\,000}{11.55 \times 100} = 14 \text{ cm.}$$

Si damos un recubrimiento de 3 cm. la losa quedará de $h = 17 \text{ cm.}$

Diseño del refuerzo.

Claro corto.

$$\text{En el apoyo } A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{224\,000}{2\,000 \times .88 \times 14} = 10.0 \text{ cm'}$$

$$\begin{aligned} & (3/8'' \phi \text{ cada } 7 \text{ cm.}) \\ \text{En el centro } S &= 4/3 \times 7 \text{ cm.} = 10 \text{ cm.} \\ & (3/8'' \phi \text{ cada } 10 \text{ cm.}) \end{aligned}$$

Claro largo.

$$\text{En el apoyo } A_s = \frac{154\,000}{2\,000 \times .88 \times 14} = 6.7 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} & (3/8'' \phi \text{ cada } 10 \text{ cm.}) \\ \text{En el centro } S &= 4/3 \times 10 \text{ cm.} = 13.3 \text{ cm.} \\ & (3/8'' \phi \text{ cada } 13 \text{ cm.}) \end{aligned}$$

2.—Losa perimetral con sus cuatro lados continuos de 3.65 x 3.00 m.

La relación $m = 8.2$

$wS^2 = 41\,500 \text{ kg. m.}$

Momentos flexionantes.

Claro corto.

$$\text{En el apoyo } M = -0.044 \times 41\,500 = -1\,825 \text{ kg. m.}$$

$$\text{En el centro } M = +0.033 \times 41\,500 = +1\,270 \text{ ,,}$$

Claro largo.

$$\text{En el centro } M = -0.033 \times 41\,500 = -1\,370 \text{ kg. m.}$$

$$\text{En el apoyo } M = +0.025 \times 41\,500 = +1\,040 \text{ ,,}$$

Diseño del refuerzo.

Claro corto.

$$\text{En el apoyo } A_s = \frac{182\,500}{2\,000 \times .88 \times 14} = 7.9 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} & (3/8'' \phi \text{ cada } 9 \text{ cm.}) \\ \text{En el centro } S &= 4/3 \times 9 \text{ cm.} = 12 \text{ cm.} \\ & (3/8'' \phi \text{ cada } 12 \text{ cm.}) \end{aligned}$$

Claro largo.

$$\text{En el apoyo } A_s = \frac{137\,000}{2\,300} = 6.00 \text{ cm}^2$$

(3/8" ϕ cada 12 cm.)

En el centro $S = 4/3 \times 12 \text{ cm.} = 16 \text{ cm.}$

(3/8" ϕ cada 16 cm.)

3.—Losa perimetral con sus cuatro lados continuos de 4.00 x 3.65 m.

$$m = 0.9$$

$$wS^2 = 46\,600 \text{ kg. m.}$$

Momentos flexionantes.

Claro corto.

$$\text{En el apoyo } M = - 0.040 \times 46\,600 = - 1\,860 \text{ kg. m.}$$

$$\text{En el centro } M = + 0.030 \times 46\,600 = + 1\,400 \text{ ,,}$$

Claro largo.

$$\text{En el apoyo } M = - 0.033 \times 46\,600 = - 1\,540 \text{ kg. m.}$$

$$\text{En el centro } M = + 0.025 \times 46\,600 = + 1\,160 \text{ ,,}$$

Diseño del refuerzo.

Claro corto. En el apoyo: (3/8" ϕ cada 9 cm.)

En el centro: (3/8" ϕ cada 12 cm.)

Claro largo. En el apoyo: (3/8" ϕ cada 11 cm.)

En el centro: (3/8" ϕ cada 14 cm.)

Contratraves.

El valor de la carga repartida será:

$$w_l = 3\,500 \times 2.00 = 7\,000 \text{ kg/m.}$$

Supongamos una sección de 90 x 20 cuyo momento resistencia será:

$$M_R = 1\,676\,000 \text{ kg. cm.}$$

— Cálculo de la trabe de 4.50 m.

El momento flexionante.

$$M = \frac{wl^2}{10} = \frac{7\,000 \times (4.50)^2}{10} = 1\,420\,000 \text{ kg. cm.}$$

La trabe quedará peraltada; el área de acero la calcularemos con el valor de "j" de la balanceada.

$$A_s = \frac{1\,420\,000}{2\,000 \times .88 \times 87.5} = 9.25 \text{ cm}^2$$

El refuerzo quedará, 2 vars. de $\frac{3}{8}$ " ϕ y 3 vars. de $\frac{3}{4}$ " .

El refuerzo quedará, 2 vars. de $\frac{3}{8}$ " y 3 vars. de $\frac{3}{4}$ " ϕ .

— Cálculo de la trabe de 3.60 m.

$$M = \frac{7\,000 \times (3.60)^2}{10} = 910\,000 \text{ kg. cm.}$$

El área de acero quedará:

$$A_s = \frac{910\,000}{2\,000 \times .88 \times 87.5} = 5.9 \text{ cm}^2$$

El refuerzo quedará, 2 vars. de $\frac{3}{8}$ " ϕ y 2 vars. de $\frac{3}{4}$ " .

El refuerzo quedará, 2 vars. de $\frac{3}{8}$ " y 2 vars. de $\frac{3}{4}$ " ϕ .

— Cálculo de la trabe de 3.00 m.

$M = 630\,000 \text{ kg. cm.}$

$$A_s = \frac{630\,000}{154\,500} = 4.10 \text{ cm}^2$$

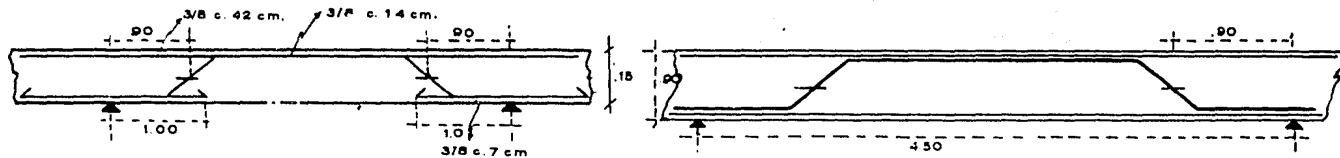
El refuerzo quedará, 2 vars. de $\frac{3}{8}$ " y 1 var. de $\frac{3}{4}$ " ϕ .

El refuerzo quedará 2 vars. de $\frac{3}{8}$ " y 1 var. de $\frac{3}{4}$ " ϕ .

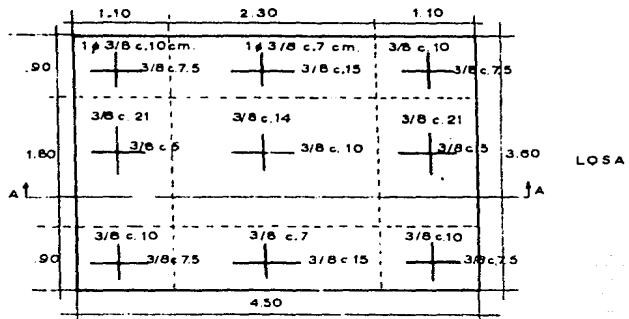
DISEÑO POR REFUERZO CORTANTE.

Como la carga es repartida y no tenemos otro tipo de carga, el valor de la fuerza cortante será:

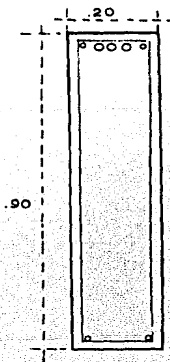
$$V = \frac{wl}{2} = \frac{7\,000 \times 4.50}{2} = 15\,750 \text{ kg.}$$



CORTE SEGUN AA



CIMENTACION.
Distribución del fierro



NOMENCLATURA

3/8 ———
3/4 ——— c

TRABE.

U.N.A.M.
ESCUELA NACIONAL
DE INGENIEROS.
TESIS PROFESIONAL.
ANTONIO BONESANA C.

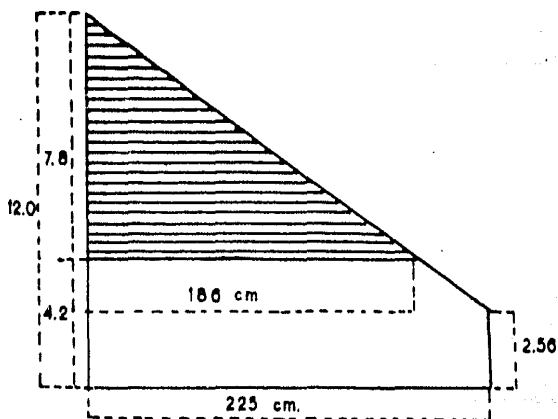
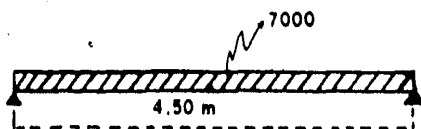


DIAGRAMA DE ESFUERZO CORTANTE

TRABE DE
CIMENTACION

U.N.A.M
ESCUELA NACIONAL
DE INGENIEROS.
TESIS PROFESIONAL
ANTONIO BONESANA C.

El valor de la fuerza cortante al centro será:

$$V_{L_c} = \frac{wl}{8} = 3\,940 \text{ kg.}$$

Para obtener el valor del esfuerzo cortante tomemos $j = .88$.

$$b_j d = 20 \times .88 \times 87.5 = 1\,540$$

$$v_1 = \frac{15\,750}{1\,540} = 12 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{L_c} = \frac{1\,540}{1\,540} = 2.56 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo admisible en barras sin anclaje final:

$$0.06 f'_c = 8.4 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo admisible con anclaje:

$$0.12 f'_c = 16.8 \text{ kg/cm}^2$$

Vemos que el esfuerzo cortante es mayor que el esfuerzo admisible sin anclaje final, por lo que las varillas deben tener ganchos en los extremos.

El esfuerzo que toma por sí sólo el concreto será:

$$v_c = 0.03 f'_c = 4.2 \text{ kg/cm}^2$$

Con estos datos dibujamos el diagrama de esfuerzos cortantes que tiene una forma triangular.

De la figura anexa tenemos que:

$$\frac{z}{7.8} = \frac{225}{9.44} \quad z = 186 \text{ cm.}$$

El volumen de esfuerzo cortante queda:

$$V' = \frac{1}{2} \times 186 \times 7.8 \times 20 = 14\,500 \text{ kg.}$$

La resistencia de un estribo de dos ramas de $\frac{3}{8}$ " ϕ .

$$A_v f_v = 0.71 \times 2 \times 1\,125 = 1\,600$$

El número de estribos quedará:

$$N = \frac{14\,500}{1\,600} = 9$$

La posición exacta del primer estribo es:

$$e_1 = \frac{2}{3} \frac{z}{N} = 41.5 \text{ cm.}$$

Para el segundo estribo en adelante la posición es:

$$e_k = \frac{z}{N} k - 0.5$$

La posición de los estribos del centro al apoyo será:

50, 42, 34, 22, 16, 16, 13, 13, 12, 10.

Los anillos para a trabe de $l = 3.60$ m. serán 6 de $\frac{3}{8}$ " ϕ , colocados en la siguiente forma:

50, 42, 34, 22, 16, 16.

En la trabe de $l = 3.00$ m. se colocarán 4 anillos de $\frac{3}{8}$ " ϕ , distribuidos en la siguiente forma:

50, 42, 34, 22.

CALENDARIO DE LA OBRA

MES	Octubre	Novbre.	Dicbre.	Enero	Febrero	Marzo	Abril
CONCEPTO							
Obras preliminares	—						
Excavación	—						
Plantilla	—						
Cimentación		—					
Columnas planta baja		—					
Colado primer piso			—				
Columnas primer piso			—				
Colado segundo piso				—			
Columnas segundo piso				—			
Colado tercer piso					—		
Columnas tercer piso					—		
Colado cuarto piso						—	
Columnas cuarto piso						—	
Colado azotea							—

CAPITULO V

a) PRESUPUESTO GENERAL.

1.—ALBAÑILERIA.

CONCEPTO	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Importe
Excavación en tierra	440.00	M ³	\$ 4.00	\$ 1 760.00
Plantilla de pedacería	440.00	M ²	6.00	2 640.00
Concreto en losa cimentación	60.00	M ³	190.00	11 400.00
Concreto en trabes cimentación	50.00	M ³	200.00	10 000.00
Refuerzos metálicos cimanta- ción	11.45	Tons.	2 500.00	28 625.00
Relleno de tierra	370.00	M ³	2.50	925.00
Firme concreto pobre	440.00	M ²	8.50	3 740.00
Losas de entrapiso	2 200.00	M ²	52.35	115 170.00
Concreto en trabes	42.00	M ³	250.00	10 500.00
Refuerzos metálicos trabes	8.10	Tons.	2 500.00	20 250.00
Concreto en columnas	36.75	M ³	250.00	9 187.50
Refuerzos metálicos en colum- nas	15.33	Tons.	2 500.00	38 325.00
Muros de bloques	1 600.00	M ²	18.00	28 800.00
Cadenas de concreto	569.00	Ml.	21.50	12 233.50
Pisos de terrazo	580.80	M ²	120.00	69 696.00
Pisos de mosaico	252.00	M ²	25.00	6 300.00
Pisos de cerámica	48.00	M ²	75.00	3 600.00
Pisos y lambrín de marmol tra- vertino en escalera	239.30	M ²	250.00	59 825.00
Zoclo de terrazo	312.00	Ml.	10.00	6 120.00
Escalones de la escalera	28.00	Ml.	60.00	1 680.00
Colocación puertas fierro	42	Pieza	15.00	630.00
Colocación ventanas	410.00	M ²	8.00	3 283.20
Tubo de albañal de 0.20	52.00	Ml.	19.40	1 105.80
Registros de albañal	11	Pieza	90.00	990.00

Lambrín azulejo primera	432.40	M ²	70.00	30 268.00
Enladrillado de azotea con pendiente y chaflanes	412.00	M ²	32.00	13 184.00
Impermeabilización azotea 3 capas de asfalto, dos de fieltro y 1 de aluminio	412.00	M ²	18.00	7 416.00
Aplanados, repellado fino	882.50	M ²	8.50	7 501.25
Emboquillados	690.00	ML	4.25	2 932.50
Colocación accesorios de empotrar en baños	26	Pieza	35.00	910.00
Tanque de almacenamiento	1	Pieza		2 000.00
Complementarios de plomería, herrería y electricidad				1 500.00
Obra falsa y andamiaje				12 000.00
				Suma \$ 524 497.75

2.—HERRERIA.

CONCEPTO	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Importe
Herrería tubular de lámina Nro. 16 para fachada	220.00	M ²	\$ 100.00	\$22 000.00
Herrería interior de hierro	190.40	M ²	70.00	13 328.00
Puertas tubulares de lámina	42	Pieza	250.00	10 500.00
Cancel de entrada	1	Pieza		1 500.00
Barandal de terrazas y protección en patios de servicio	1	Lote		8 000.00
				Suma \$ 55 328.00

3.—YESERIA.

CONCEPTO	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Importe
Aplanado de yeso en plafones	1 384.80	M ²	\$ 4.50	\$ 6 231.80
Aplanado de yeso a plomo y regla en muros	2 120.00	M ²	4.25	9 010.00
Emboquillados puertas y ventanas	1 520	ML	2.00	3 040.00
				Suma \$ 18 281.60

4.—PINTURA.

CONCEPTO	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Importe
Pintura Herrería	410.40	M ²	\$ 8.00	\$ 3 283.20
Pintura Puertas tubulares de lámina, esmalte	42	Pieza	20.00	840.00
Pintura esmalte de puertas de madera	80	Pieza	25.00	2 000.00
Pintura aceite en muros y plafones	3 504.80	M ²	5.00	17 524.00
Pintura plomería aparente y barandales	1	Lote		500.00
Pintura aceite en closets	24	Pieza	75.00	1 800.00
Barniz pisos	640.00	M ²	7.00	4 480.00
			Suma	\$ 30 427.20

5.—CARPINTERIA Y PISOS.

CONCEPTO	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Importe
Puertas de madera de triplay de pino	80	Pieza	\$ 180.00	\$14 400.00
Piso de duela de encino	640.00	M ²	80.00	51 200.00
Closets amueblados, con puertas corredizas	24	Pieza	1 500.00	36 000.00
			Suma	\$ 101 600.00

6.—ELECTRICIDAD.

CONCEPTO	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Importe
Salidas de lámpara	200	Sal.	\$ 100.00	\$20 000.00
Salidas de lámparas en planta baja y servicios	33	Sal.	100.00	3 300.00
Salidas para contactos	123	Sal.	50.00	6 150.00
Lámparas sports en baños	90	Pieza	50.00	4 500.00
Timbres	24	Sal.	70.00	1 680.00
Tablero general y switche	1	Lote		5 000.00
Equipos de interfone	9	Sal.	450.00	4 050.00
Elevador	1	Pieza		75 000.00
			Suma	\$ 119 680.00

7.—PLOMERIA.

CONCEPTO	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Importe
Red de alimenteción de agua caliente y fría, desagües, bajadas pluviales etc.	158	Sal.	\$ 260.00	\$41 080.00
WC con asiento plástico	24	Pieza	400.00	9 600.00
Wc integrales (servicio)	9	Pieza	250.00	2 250.00
Lavabos	24	Pieza	350.00	8 400.00
Lavabos (servicio)	9	Pieza	200.00	1 800.00
Fregaderos doble escuridera	8	Pieza	750.00	6 000.00
Tinas de lámina	8	Pieza	400.00	3 200.00
Calentadores de gas	8	Pieza	1 225.00	9 800.00
Regaderas	25	Pieza	85.00	2 125.00
Accesorios para baños	24	Jiego	145.00	3 480.00
Estufas	8			
Instalación gas y equipo de tanques		Pieza	1 200.00	9 600.00
	1	Lote		4 250.00
Tanques de agua potable	8	Pieza	400.00	3 200.00
Tanque lavador	1	Pieza	400.00	400.00
Lavaderos	9	Pieza	80.00	720.00
Equipo bombeo hidroneumático (bomba, controles automáticos y tanque regulador)	1	Lote		5 000.00
			Suma	\$ 110 905.00

8.—CERRAJERIA.

CONCEPTO	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Importe
Chapas para puertas entrada	8	Pieza	\$ 110.00	\$ 880.00
Chapas puertas comunicación	72	Pieza	80.00	5 760.00
Bisagras puertas cocina	8	Pieza	50.00	400.00
Chapas closets	24	Pieza	35.00	840.00
			Suma	\$ 7 880.00

9.—VIDRIERIA.

CONCEPTO	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Importe
Vidrios especiales	220.00	M ²	\$ 40.00	\$ 8 800.00
Vidrios medio dobles	190.40	M ²	28.00	5 331.20
			Suma	\$ 14 131.20

10.—DIVERSOS Y GASTOS GENERALES.

CONCEPTO	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Importe
Alineamiento y N° oficial				\$ 50.00
Conexiones agua y drenaje				1 000.00
Licencia obra				2 000.00
Cuotas sindicales				750.00
Control eléctrico				750.00
Velador	52	Sem.	\$ 100.00	5 200.00
Limpieza general, pulido y brillo de pisos	2 200	M²	2.50	5 500.00
			Suma	\$ 15 250.00

b) CALENDARIO DE LA OBRA.

RESUMEN DEL PRESUPUESTO GENERAL

ALBANILERIA	\$ 524 497.75	
HERRERIA	55 328.00	
YESERIA	18 281.60	
PINTURA	30 427.20	
CARPINTERIA Y PISOS	101 600.00	
ELECTRICIDAD	119 680.00	
PLOMERIA	110 905.00	
CERRAJERIA	7 880.00	
VIDRIERIA	14 131.20	
DIVERSOS Y GASTOS GENERALES	15 250.00	
	<hr/>	
	\$ 997 980.75	
IMPREVISTO 3%	29 939.40	
	<hr/>	
	\$ 1 027 920.15
HORARIOS 10%	102 792.00	
	<hr/>	
	\$ 1 130 712.15	
	<hr/>	
COSTO POR METRO CUADRADO:	\$ 1 130 712.15	= \$ 513.65/M²
	<hr/>	
	2 200.00	