

125 2g



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DISEÑO DE UNA CIMENTACION COMPENSADA
UBICADA EN LA ZONA III DE LA CIUDAD DE
MEXICO DE ACUERDO CON EL RCDF-87.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A ;

CARLOS ALBERTO ROSAS GUTIERREZ



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

AGOSTO DE 1990



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.

INDICE

Generalidades	3
Capítulo I "INTRODUCCION"	6
Capítulo II "ANALISIS DE LA ESTRUCTURA"	10
2.1 Introducción	10
2.2 Geometría y material de la estructura	11
2.3 Cargas consideradas	14
2.3.1 Cargas sobre el sistema de piso	19
2.4 Análisis por carga vertical	23
2.5 Análisis por sismo	30
2.5.1 Análisis estático por sismo	30
Capítulo III " INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA "	41
3.1 Introducción	41
3.2 Descripción de la estratigrafía	42
3.2.1 Trazo de diagramas de esfuerzo	42
3.3 Revisión de la capacidad de carga	47
3.4 Interacción suelo-estructura de cimentación aplicando la metodología de Zeevart L.	52
3.4.1 Cálculo de las expansiones	52
3.4.2 Hundimientos por carga vertical	71
3.4.3 Hundimientos por sismo	80
3.5 Revisión de estados límite, de acuerdo con el (R.C.D.F. - 1967)	94

Capítulo IV " DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION "	98
4.1 Introducción	98
4.2 Diseño de la contratrabe eje C	99
4.2.1 Diseño por flexión	99
4.2.1.1 Refuerzo longitudinal	102
4.2.2 Refuerzo por cortante	105
4.3 Diseño del muro de contención	109
4.3.1 Revisión por flexión	112
4.3.2 Revisión por cortante	112
4.3.3 Revisión del suelo ante empuje pasivo	113
4.4 Diseño de la losa de cimentación	115
4.4.1 Revisión por cortante	116
4.4.2 Revisión por flexión	116
Capítulo V " CONCLUSIONES Y COMENTARIOS "	119
Apéndice A	122
Bibliografía	128

GENERALIDADES

Sin duda las zapatas representan la forma más antigua de cimentar. Hasta mediados del siglo XIX, la mayor parte de las zapatas eran a base de mampostería.

Podemos decir que las zapatas de mampostería eran adecuadas para casi todas las estructuras, hasta que aparecieron los edificios altos con cargas pesadas en las columnas. Estas requerían zapatas grandes y pesadas que ocupaban un espacio considerable en el sótano.

Uno de los primeros intentos para ampliar las áreas de las zapatas, sin aumentar el peso, fué construir emparrillados de zafra y zapatas convencionales de mampostería que se colocaban sobre ellos.

En el año 1831, se construyó un emparrillado a base de rieles de ferrocarril ahogados en concreto, mejorando de ésta manera el emparrillado. Este tipo fué importante ya que disminuía el peso y el área ocupada en el sótano. En la siguiente década se cambiaron los rieles por vigas "I", aún cuando éstas ocupaban senciblemente más espacio, eran más económicas.

Las viguetas "I" se adaptaban de manera muy adecuada a las zapatas en cautiliver. Estas se empezaron a usar en 1887 casi simultáneamente en dos edificios en Chicago.

Con el surgimiento del concreto reforzado en 1900, las zapatas de emparrillado fueron superadas por completo por las de concreto reforzado, dando paso a la vez a la construcción de losas de cimentación de concreto reforzado.

Una losa de cimentación es una zapata combinada que cubre toda el área que queda debajo de una estructura y soporta todos los muros y columnas. Cuando las cargas del edificio son grandes o la presión admisible del suelo es pequeña, dando áreas de zapatas individuales que cubren más de la mitad del área del edificio.

TIPOS DE LOSAS DE CIMENTACION

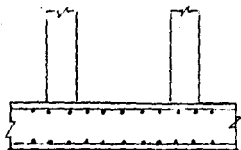
Las losas de cimentación constituyen un tipo de cimentación somera, que cubre toda el área de la estructura como se ha mencionado.

Existen dos tipos principales de losas de cimentación.

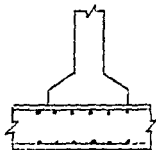
1.- Losa plana.- En este tipo, las columnas se apoyan sobre la losa de cimentación directamente o por intermedio de capiteles, pero sin que existan vigas de unión en los ejes de columna. Este tipo de losa tiene la ventaja de aligerarse con diversos procedimientos y la sencillez constructiva.

2.- Losa con contratraves.- Se emplea cuando los claros y las cargas son elevados y convirtiéndose frecuentemente en una estructura en cajón, con losa en la parte inferior y superior de la contratrabe.

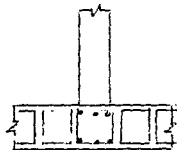
DIFERENTES TIPOS DE LOSAS DE CIMENTACION



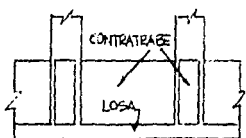
LOSA PLANA MACISA



LOSA CON CAPITEL



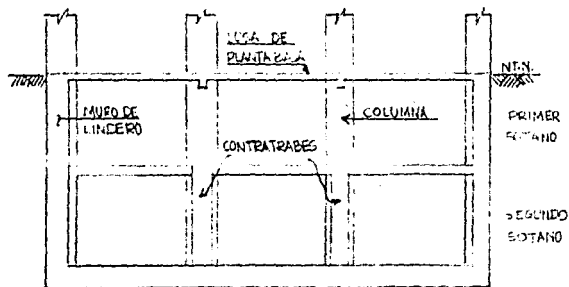
LOSA ALIGERADA



LOSA CON CONTRAPABES



LOSA CON NERVADURAS



CAJÓN DE CIMENTACION

CAPITULO I

INTRODUCCION

Como es sabido el subsuelo de la Ciudad de México presenta serios problemas en la actualidad (hundimientos debido a la pérdida de agua principalmente) y por ende en las estructuras.

Esto se refleja mayormente cuando se presentan movimientos sísmicos que han causado derrumbes de muchas estructuras. Se ha visto también, que algunas ocasiones la falla se presenta en la superestructura y en otras en la cimentación o bien la combinación de ambas.

La mayor parte de los textos actuales tratan de manera aislada cada parte es decir, únicamente se trata superestructura o subestructura o suelo y queda en el aire el comportamiento en conjunto de las edificaciones.

Precisamente esta inquietud fué la que originó el estudio de una estructura ubicada en la zona III de ésta ciudad (Viaducto Miguel Alemán) destinada para oficinas que cumpliera con los requisitos establecidos en el reglamento para el Distrito Federal y sus normas técnicas complementarias de 1987.

El capítulo II versa de la geometría, modelación y cargas a la que estará sujeta la estructura. Como es costumbre se modeló la edificación en marcos planos ortogonales sujetos a cargas verticales producto del sistema de piso y del peso propio de trabes. También se le solicitó ante cargas sísmicas horizontales.

Para la obtención de éstas se aplicó el método estático estipulado en las normas técnicas complementarias de mayo 1987.

Todos los marcos y cargas se introdujeron al paquete ETABS y los resultados de cada marco aparecen en el mismo capítulo. No aparece el archivo de datos y de salida del edificio, ya que esta información sería objeto de por lo menos otro texto.

Los datos que aparecen en los marcos son los debidos a la carga vertical y a fuerzas sísmicas más excentricidad.

No fué objeto de este trabajo al diseñar los elementos estructurales, pero sería relativamente fácil. En realidad se pueden diseñar de manera aislada cada uno con una calculadora de bolsillo o bien introducirlos a un paquete de diseño estructural. Estos datos son básicos para poder proponer una cimentación.

En el capítulo III se determinan los diagramas de esfuerzo en la masa de suelo (TOTALES, NETO / EFECTIVOS), obtenidos por medio de las leyes de la hidrodinámica, pero determinando de antemano los materiales de que está compuesto el perfil estratigráfico.

La cimentación en cuestión se eligió que fuera totalmente compensada. Es decir, el incremento neto de carga es aproximadamente nulo. El nivel de desplante es función entonces del peso (superestructura + subestructura) y del área de contacto (losa de cimentación) congruente con el esfuerzo total a dicho nivel.

La revisión de la capacidad de carga a nivel de desplante se hace tal y como lo estipulan las normas técnicas complementarias de cimentaciones de 1987 para este tipo de cimentación.

A continuación se efectúa la Interacción suelo-Estructura de cimentación con la metodología de la referencia 4, pero despreciando los efectos de bombeo y flujo de agua, para no hacer muy confuso el trabajo desarrollado.

En realidad se ha estudiado la faja del eje C ya que es la más desfavorable. También se revisa con los desplazamientos que se originan en el suelo tanto por carga vertical y por sismo, considerándose que se trataba de una construcción aislada.

Para una mejor comprensión del proceso desarrollado para la obtención de las expansiones y hundimientos (carga vertical y sismo), al final de cada artículo aparece un diagrama de flujo.

Conocidas las reacciones se trazan los diagramas de elementos mecánicos en el capítulo IV tanto para la contratrabe del eje C y del muro de contención.

El diseño de los elementos estructurales de concreto reforzado (contratrabe del eje C, muro de contención y losa de cimentación) se efectúa de acuerdo a las normas técnicas complementarias de concreto 1987.

En el capítulo V se dan una serie de comentarios y conclusiones del trabajo a fin, de llevarlos a cabo en el estudio

de alguna cimentación compendiosa y que el lector tome en cuenta.

Finalmente en el apéndice A, se tiene un breve compendio de sistema de unidades y fórmulas que en la práctica sea útiles.

CAPITULO II

ANALISIS DE LA ESTRUCTURA

2.1 INTRODUCCION.

Para poder efectuar el análisis estructural de una estructura es necesario conocer su ubicación, su destino (oficina, hospital, escuela, centro de espectáculo etc.), y el proyecto arquitectónico. De esta forma se podrán definir la geometría, el material y las cargas que obran sobre ella.

Teniendo estos parámetros podemos comenzar una idealización o modelación de la estructura y posteriormente utilizar algún programa de computadora para poder determinar los elementos mecánicos y desplazamientos que obran sobre los elementos estructurales, comparando al mismo tiempo los estados límite de servicio y de resistencia estipulados en el reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1987 (RCDFF-87)

Normalmente es difícil que el análisis estructural satisfaga los estados límite antes mencionados en una primera revisión. Por lo general se efectúa dos o tres veces un análisis para posteriormente efectuar el diseño estructural y por ende los detalles del mismo.

Cabe aclarar que en nuestro caso no se discutirán los resultados del análisis, pero se ha efectuado todo el proceso normal, además se considera que la primera revisión satisface los estados límite de falla y resistencia (RCDFF-87)

En realidad la estructura se estudió para cuatro combinaciones de acciones. La primera fué carga vertical (cuyos resultados se anexan a este trabajo), la segunda fuerzas estáticas por sismo más excentricidad (cuyos resultados también se anexan), la tercera fuerzas estáticas menos excentricidad y la cuarta método dinámico, cuyos resultados no se anexaron ya que éstos serían objeto de otro texto.

Por último hay que resaltar que los desplazamientos en algún marco en particular (debidos a la combinación de fuerzas sísmicas más excentricidad) no son críticos ya que se puede tener una reducción importante de ellos cuando dichos valores son los derivados del método dinámico o bien porque el RSDP en algunas ocasiones acepta desplazamientos mayores que los calculados en la estructura cuando ésta los puede absorber. El no tomar en cuenta los resultados del método dinámico nos hace ser conservadores (estado límite de servicio) y para diseño por resistencia en ocasiones es favorable.

2.2 GEOMETRÍA Y MATERIAL DE LA ESTRUCTURA.

El edificio se muestra en planta en la figura (2-1A). Esto se puede modelar a base de marcos planos ortogonales figura (2-1B) y éstos a su vez, formados por traveses y columnas.

En las figuras 2-2, 2-3, 2-4 y 2-5 se muestran los marcos, donde se incluye además; las propiedades geométricas y mecánicas de traveses y columnas así como las cargas verticales que obran sobre éstos. Para la obtención de estas últimas se deben conocer las cargas consideradas sobre el sistema de piso

FIG (2 - 1A)

PLANTA DE LA ESTRUCTURA

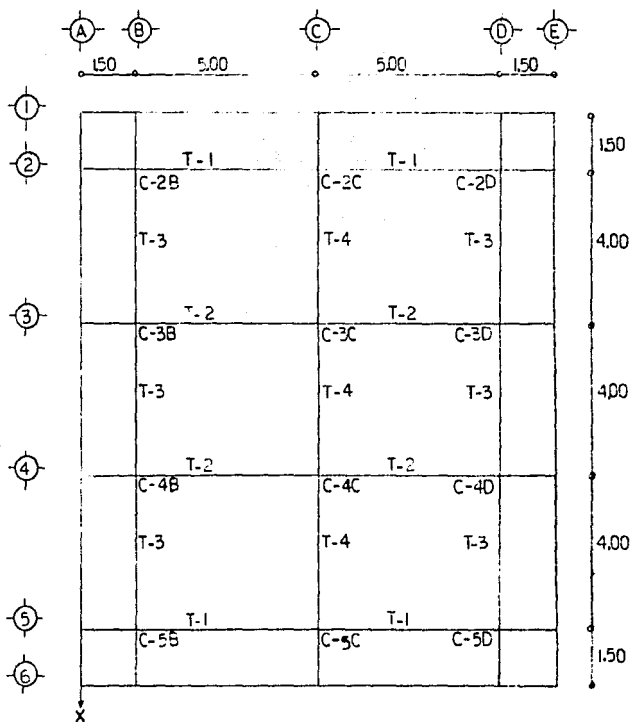
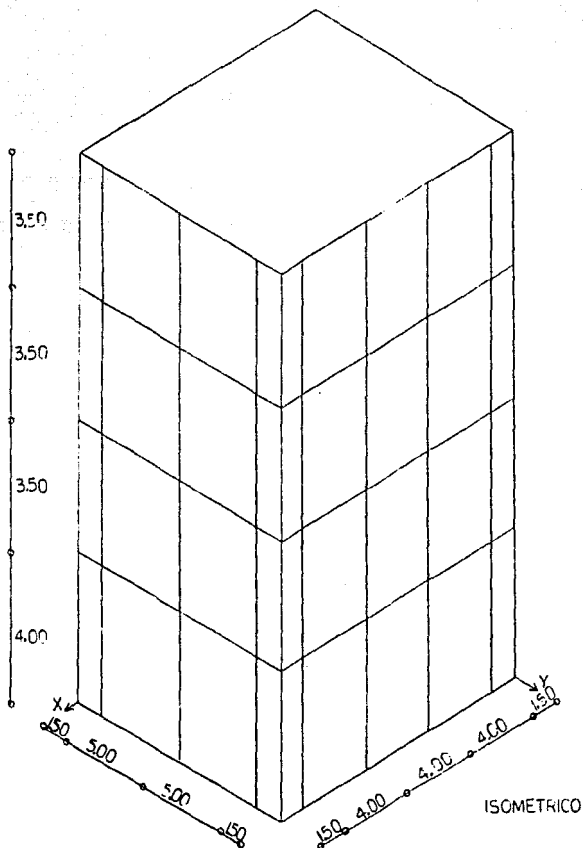


FIG (2-1B)



que multiplicadas por el área tributario de cada trabe más el peso propio de la misma conduce a las cargas que actúan en traveses y columnas.

Tanto la subestructura como la superestructura serán de concreto reforzado con un peso volumétrico aproximado de $\gamma'_c = 2,400 \text{ Kg/m}^3$ y con módulo de elasticidad $E_c = 14,000 \text{ Kg/cm}^2$. Se ha seleccionado un concreto con $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ para toda la estructura.

Es probable que el concreto en la cimentación tenga una resistencia mayor que la superestructura digamos $f'_c = 300 \text{ Kg/cm}^2$ lo cual no afecta considerablemente el comportamiento y el diseño que en un principio se estableció para toda la estructura.

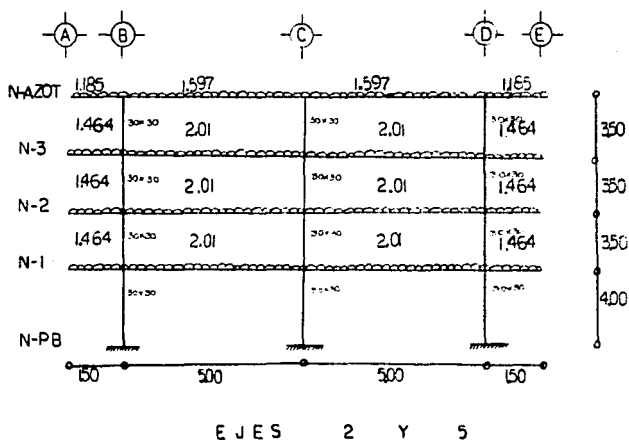
2.3 CARGAS CONSIDERADAS.

La seguridad de la estructura se verificará para el efecto combinado de las acciones que obran sobre ella.

a) En la combinación de carga permanente y variable se consideró todas las acciones permanentes que actúan sobre ella y la variable con intensidad máxima.

b) Para la combinación que incluye acciones permanentes, variable y accidentales se consideran todas las acciones permanentes, las variables con sus valores instantáneos y la accidental (sismo).

FIG (2-2)



TRABES

SECC. 25X60
 $A = 0.15 \text{ m}^2$
 $I_x = 0.0045 \text{ m}^4$
 $W = 0.36 \text{ T/m}$

COLUMNAS

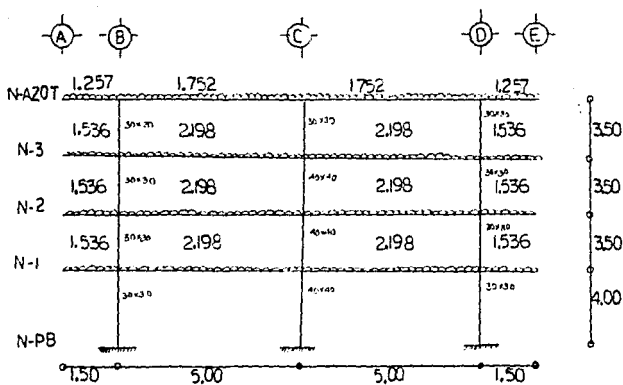
SECC. 30X30
 $A = 0.09 \text{ m}^2$
 $A_v = 0.075 \text{ m}^2$
 $I_{y1} = 0.00067 \text{ m}^4$
 $W = 0.216 \text{ T/m}$

CARGAS

1 1.185
 2 1.464
 3 1.597
 4 2.01

MARCOS EN SENTIDO X

FIG (2-3)



E J E S 3 Y 4

T R A B E S

SECC 30X60
 $A = 0,18 \text{ m}^2$
 $A_v = 0,15 \text{ m}^2$
 $I_x = 0,0764 \text{ m}^4$

C O L U M N A S

SECC 30X30
 $A = 0,09 \text{ m}^2$
 $A_v = 0,075 \text{ m}^2$
 $I_x = I_y = 0,00067 \text{ m}^4$

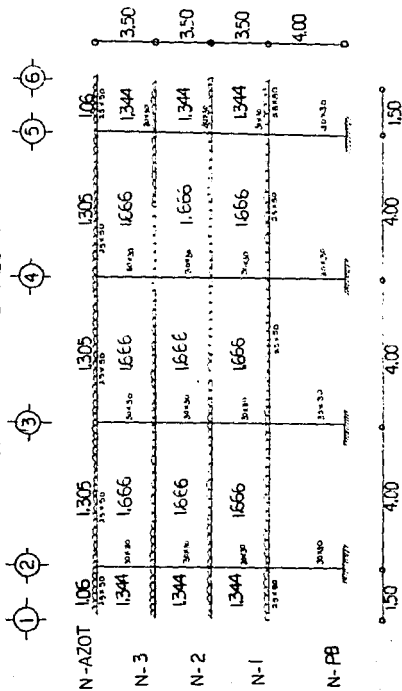
C A R G A S

1 1,257
 2 1,536
 3 1,752
 4 2,198

SECC 40X40
 $A = 0,16 \text{ m}^2$
 $A_v = 0,13 \text{ m}^2$
 $I_x = I_y = 0,0021 \text{ m}^4$

FIG.(2 -4)

MARCOS EN SENTIDO Y



EJES B Y D

TRABES

SECC 25X40
 $A = 0.1 \text{ m}^2$
 $I_x = 0.0013 \text{ m}^4$
 $W = 0.24 \text{ T/m}$

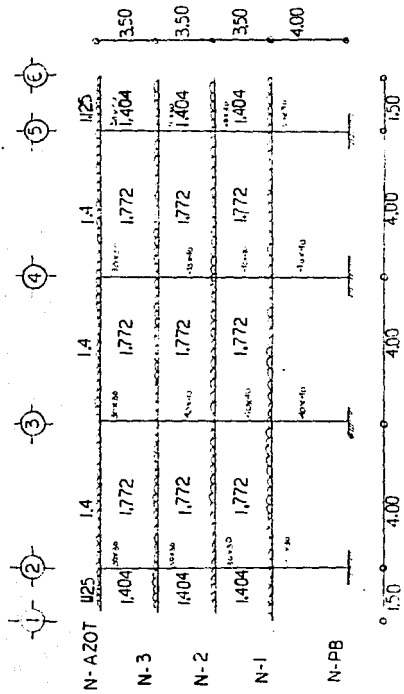
COLUMNAS

SECC 30X30
 $A = 0.09 \text{ m}^2$
 $I_x = 0.075 \text{ m}^4$
 $I_y = 0.0067 \text{ m}^4$
 $W = 0.216 \text{ T/m}$

CARGAS

1 1.06
 2 1.344
 3 1.305
 4 1.666

FIG (2-5)



COLUMNAS	EJE C	TRABES	CARGAS
SECC 30X30	1.50	SECC 25X50	1 1,125
A = 0.09 m ²	4.00	A = 0.125 m ²	2 1,404
Av = 0.075 m ²	4.00	Ix = 0.0025 m ⁴	3 1,4
Ix = Iy = 0.00067 m ⁴	1.50		4 1,772

2.3.1. CARGAS SOBRE EL SISTEMA DE PISO

Las cargas sobre el sistema de piso siempre deben aparecer en forma de tabla para saber la magnitud de la carga que en la estructura obran y además, para una fácil combinación de ellas; tal y como se mencionó en el párrafo anterior. Normalmente en esa tabla se coloca el nivel en cuestión, el peso propio de este nivel (los terminados sobre él, platón e instalaciones), las cargas vivas consideradas (tomadas directamente del reglamento) y su combinación. (ver tabla 1) La manera de su idealización en la estructura se debe en sí, el tipo de análisis a ejecutar, los cuales se discutirán en los artículos 2-4 y 2-5.

TABLA - :

AZUTEA	Cargas Consideradas (En kg / m ²)			COMBINACIONES	
	Vi	V/2	V/m	peso prop. + Wm	peso prop. + Wa
losa 10cm = 0,1X2400=240					
c. m. a. =					
relleno e imp. =					
plafon e inst. =	$\frac{= 40}{150}$	15	70	100	
				450+100 550	450+70 520
PLANTA TIPO					
losa 10cm=0,1X2400=240					
c. m. a. =					
firme de mortero con espesor de 3cm = 60					
0,03 X 20 cma. = 20					
loseta vinilica = 5					
plafon e inst = 35					
muros 1/2 isoric =	$\frac{= 100}{48}$	100	80	250	
				485+250 735	485+180 665

Peso de vidrio (ALTURA H=3m y ancho=1,0, e=6mm)

= $30 \times 0,006 \times 24 = 0,432 \text{ T/m}$ se considera despreciable para efectos

de la estructura.

SOTANO

peso propio

$$\text{losa } 10\text{cm} = 0.1 \times 2400 = 240$$

$$\text{c. m. a.} = \frac{20}{260} \quad 40 \quad 100 \quad 250 \quad \frac{350 \times 250}{510}$$

NIVEL DE DESPLANTE

$$\text{losa } 25\text{cm} = 0.25 \times 2400 = 600$$

$$\text{c. m. a.} = \frac{20}{620}$$

EXPLICACION DE CARGAS

1.- El peso muerto calculado de losas de concreto reforzado coladas en el lugar se incrementará 20 kg m^2 (c.m.a.). Cuando sobre la losa colada se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso de esta capa se incrementará también en 20 kg m^2 (c.m.a.)

2.- Las cargas vivas son tomadas directamente del RCJP-87 en donde:

I.- La carga viva media w se emplea para el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas.

II.- La carga viva instantánea w_a se emplea para el diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga w 's desfavorable que la uniformemente repartida en toda el área.

III.- La carga viva máxima se deberá emplear para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para el cálculo de asentamientos inmediatos, así como para el diseño estructural de cimientos ante cargas gravitacionales.

2.4 ANALISIS POR CARGA VERTICAL

Para poder efectuar este análisis se necesitan determinar los siguientes datos: los marcos y las cargas verticales que obran sobre ellos.

El hablar de marcos involucra determinar las medidas de estos, así como, las propiedades geométricas y mecánicas de todos y cada uno de sus elementos, los cuales se muestran en las figuras 2-2, 2-3, 2-4 y 2-5.

Las cargas verticales se obtienen multiplicando el área tributaria (fig. 2-6 y tabla 2) por las cargas de piso (tabla 1, carga muerta + carga viva con intensidad máxima), más el peso propio de cada trabe (especificada en los datos de los marcos). Estos datos se introducen al paquete STABS y los resultados se vierten en las figs. 2-7, 2-8, 2-9 y 2-10.

FIG (2 - 6)

DISPOSICION DE AREAS TRIBURARIAS

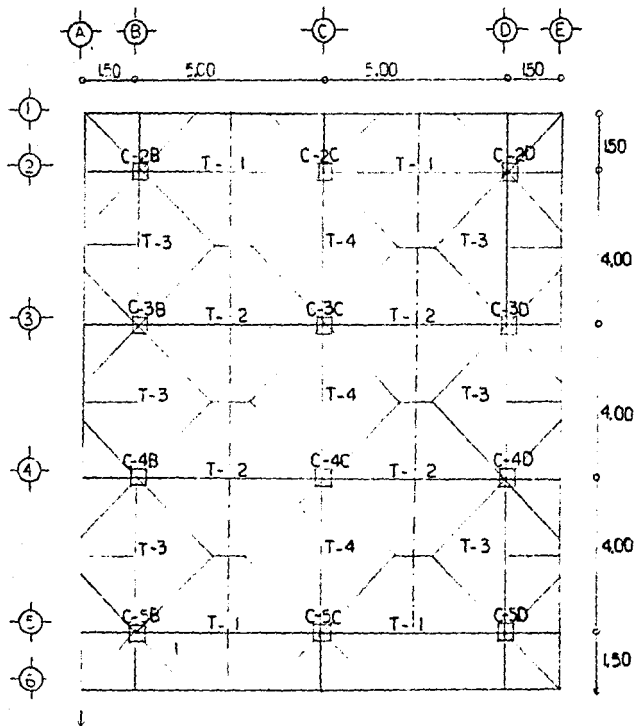
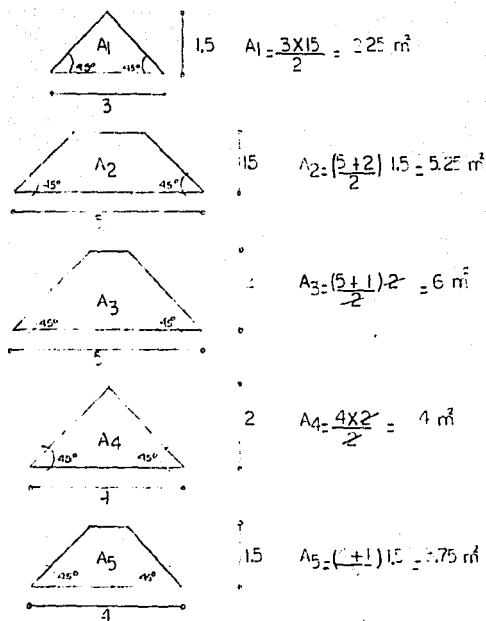


TABLA - 2

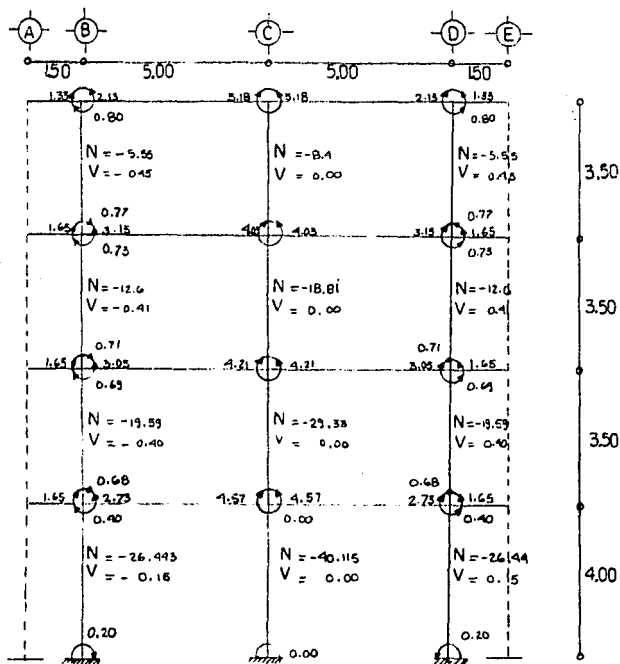
AREAS TRIBUTARIAS



Las áreas tributarias aquí obtenidas son las mostradas en la fig. (2-6) donde se supone que las líneas de flujo son a 45° a partir de la intersección de los ejes de columnas.

FIG (2 - 7)

ANALISIS POR CARGA VERTICAL

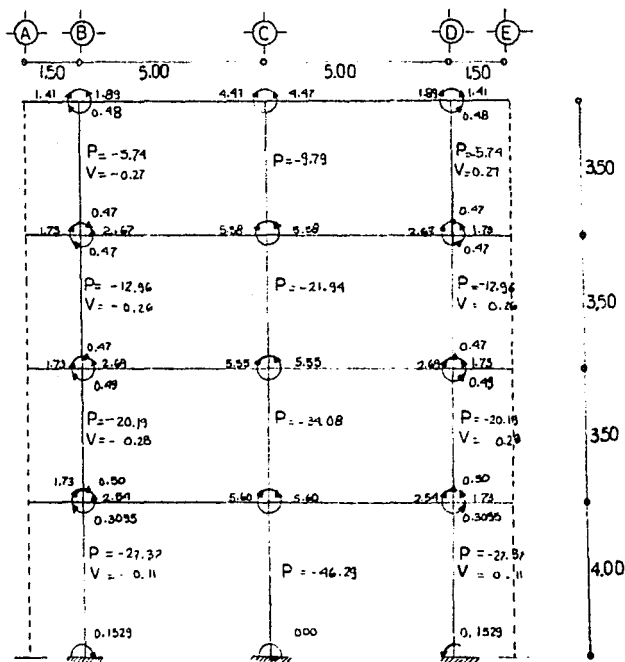


EJES 2 Y 5

UNIDADES EN (T-m)

FIG(2 - 8)

ANALISIS POR CARGA VERTICAL

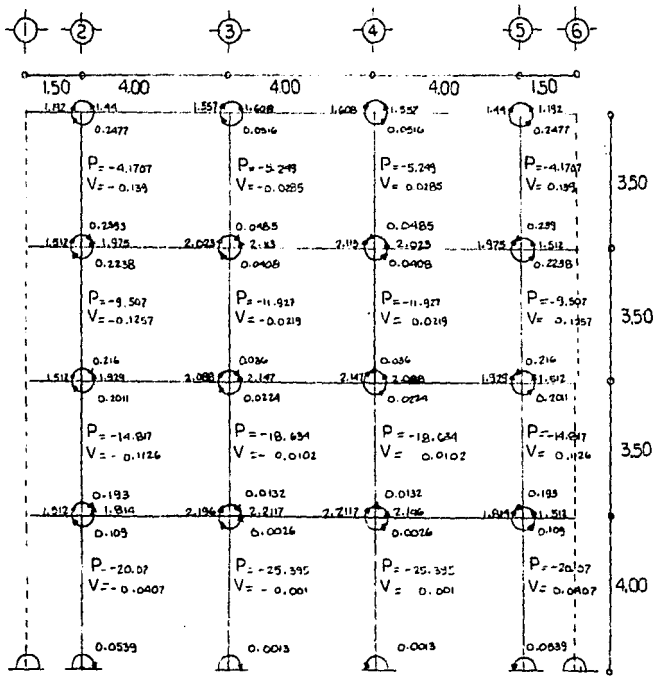


EJES 3 Y 4

UNIDADES EN (T-m)

FIG (2 - 9)

ANALISIS POR CARGA VERTICAL

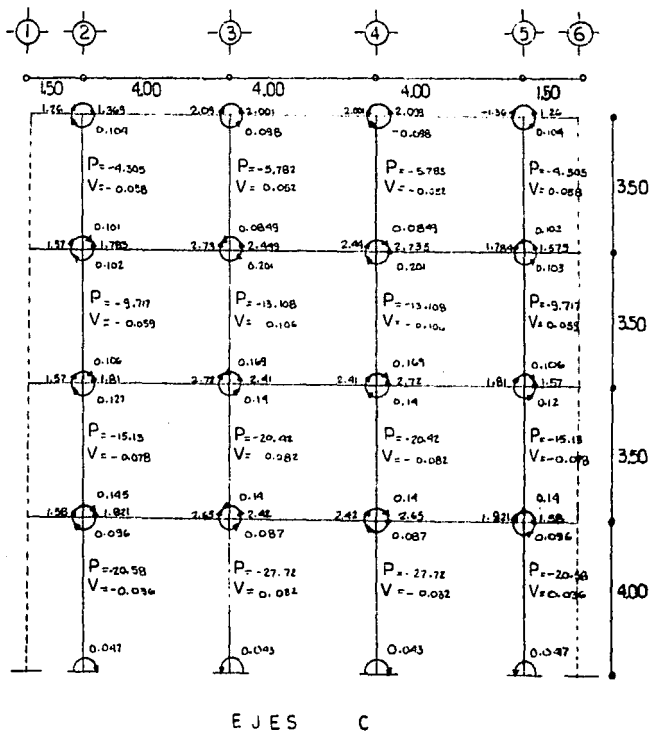


EJES B Y D

UNIDADES EN (T-m)

FIG (2-10)

ANALISIS POR CARGA VERTICAL



2.5 ANALISIS POR SISMO

Análogamente al análisis por carga vertical se necesitan conocer los marcos (con o sin carga vertical), los datos de piso (ver tabla 3), la ubicación de éstos y las fuerzas sísmicas obtenidas por el método estático el cuál se describe en el artículo 2.5.1.

Como es sabido se ha analizado la estructura bajo la acción de dos componentes horizontales no simultáneos del movimiento del terreno tal y como lo especifica el reglamento, es decir: se aplica el sismo al 100% paralelo al eje X + 30% al Y y luego 100% paralelo al Y + 30% al X. Nuevamente introducimos al programa ETABS los datos y los resultados se vierten en las figuras 2-11, 2-12, 2-13 y 2-14.

2.5.1. ANALISIS ESTADICO POR SISMO.

Para poder aplicar el método se deben conocer los parámetros siguientes: clasificación de la estructura, subsuelo donde se desplantará, estructuración en ambas direcciones y pesos de piso.

Por lo que corresponde a la clasificación se dirá que se considera dentro del grupo "A", estará ubicada en la zona III de la Ciudad de México, en ambas direcciones está compuesta por marcos dúctiles de concreto reforzado además, los valores para los parámetros antes expuestos se darán al iniciar el método y son tomados del R.C.D.F.-87. En cuanto al último parámetro vale la pena separarlo de los otros por dos razones: la primera de

ellas porque podemos comparar los pesos por carga gravitacional efectuados de esta manera y los que arroja el programa para carga vertical, pero teniendo en cuenta que así se han tomado el peso propio de columnas que en el análisis por carga vertical no se tienen y la segunda: porque se puede ver con toda claridad la variación de pesos para uno u otro análisis, además, de tener los pesos para iniciar el método de análisis sísmico estático.

PESOS DE PISO ANTE CARGAS GRAVITACIONALES Y SISMICAS

Para el cálculo de los pesos de piso se considera que en un nivel dado, se toma la mitad del peso de columnas tanto de la parte superior como de la inferior (excepto los niveles extremos de la estructura), la carga de piso (art 2.3.1. y tabla-1); dependiendo de la condición de carga (gravitacional o sismo) multiplícase por el área en planta de dicho nivel, más el peso propio de trabes. También se incluyen los pesos de PB, nivel sótano y nivel desplante; los dos últimos se obtuvieron de considerar una cimentación compensada, cuya geometría del sótano se debe fundamentalmente a esta condición. (tabla-4)

TABLA - 4

Pesos de piso para cargas gravitacionales y sismicas en toneladas.

NIVEL AZOTEA

<u>GRAVITACIONAL</u>		<u>SISMO</u>	
LOSA = 195×0.55	=107.25	LOSA = 195×0.52	=101.40
TRABES= $2(4.62+5.62+3.5)+4.5$	= 32.3	TRABES	= 32.30
COLUMNAS	= 4.53	COLUMNAS	= 4.53
TOTAL	=144.08	TOTAL	=138.23

NIVEL - 3

LOSA = 195×0.736	=143.52	LOSA = 195×0.665	=129.87
TRABES	= 32.30	TRABES	= 32.30
COLUMNAS	= 9.64	COLUMNAS	= 9.64
TOTAL	=185.46	TOTAL	=171.23

TABLA - 4

NIVEL - 2

<u>GRAVITACIONAL</u>		<u>SISMO</u>	
LOSA	=143.52	LOSA	=129.57
TRABES	= 32.30	TRABES	= 32.30
COLUMNAS	= 10.22	COLUMNAS	= 10.22
TOTAL	=186.04	TOTAL	=172.39

NIVEL - 1

LOSA	=143.52	LOSA	=120.87
TRABES	= 32.30	TRABES	= 32.30
COLUMNAS	= 10.95	COLUMNAS	= 10.95
TOTAL	=186.77	TOTAL	=173.12

Peso de columnas de la mitad de entrepiso de nivel PB A

NIVEL-1 = 0.84

NIVEL PB

LOSA	=143.52
TRABES	= 32.30
TOTAL	=175.82

TABLA - 4

NIVEL SOTANO

<u>GRAVITACIONAL</u>		<u>SISNC</u>
LOSA =	= 99.45	
MURO DE CONTENCIÓN =		
$0.3 \times 2 \times 2.4 (2.4 \times 10 + 3.6 \times 12) = 111.168$		
COLUMNAS =	= 1.536	
TOTAL	= 212.154	

NIVEL DESPLANTE

LOSA = 0.62×195	= 120.9
CONTRABES =	
$0.4 \times 1.15 \times 2.4 (13 \times 4 + 3 \times 15)$	= 107.08
TOTAL	= 227.98

NOTA: EL ANALISIS ESTRUCTURAL SE HARA A PARTIR DEL NIVEL DE PB.

FUERZAS SISMICAS POR EL METODO ESPACIO

La estructura cumple con todos los requisitos de simetría y regularidad que establece el R.C.D.F. y las N.T.C. de sismo 1987 y como se mencionó en el artículo 2.5.1, aquí únicamente se - darán los valores de los parámetros necesarios para poder efectuar dicho análisis.

- Coefficiente sísmico $C_s = 0.4 \times 1.5 = 0.6$
- Factor de ductilidad $Q = 4.0$
- Pesos de piso tabla - 4
- El análisis estático se hará a partir de PB.

NIVEL	W ₀ (w _i)	h _i	w _i h _i	F _i	V _i
AZOTEA	138.23	14.5	2004.335	33.52	33.52
3	171.23	11.0	1883.53	31.50	65.02
2	172.39	7.5	1292.92	21.53	86.65
1	173.12	4.0	<u>532.48</u>	11.58	98.23
TOTAL	654.97		5712.28		

$$V_b = \frac{C_s}{Q} W = 0.15 \times 654.23 = 98.24$$

$$F_i = \left(\frac{V_b}{\sum w_i h_i} \right) w_i h_i$$

donde:

w_i = peso de la masa del nivel i

h_i = distancia desde PB hasta la masa i

F_i = fuerza sísmica al nivel i

MOMENTOS DE VOLTEO

Como una verificación a los momentos de volteo estáticos que el programa STABS genera, se obtienen a continuación dichos momentos en t-m

Nivel	H _i	W _i	V _i	M _{vp}	M _{v1}	Z	J	J _{M1}	W _{iac}	Y _g	M _{v2}
Azotea		138.23	33.52								
3	3.5	71.33	65.02	117.32	117.32	0.76	0.95	111.45	158.33	3.5	117.32
2	3.5	177.34	94.43	211.57	344.89	0.52	0.9	310.4	309.46	5.06	329.0
1	3.5	173.12	98.73	303.78	648.17	0.27	0.65	520.94	481.85	6.75	784.3
PB	4.0			342.92	1091.05	0	0.5	832.8	654.31	8.7	894.6

H_i Altura desde PB hasta el nivel i

W_i Peso del nivel i

V_i Cortante en el nivel i

M_{vp} Momento de volteo producido por el cortante V_i

M_{v1} Momento de volteo acumulado

Z Brazo de palanca

J Factor reducción

J_{M1} Momento de volteo reducido

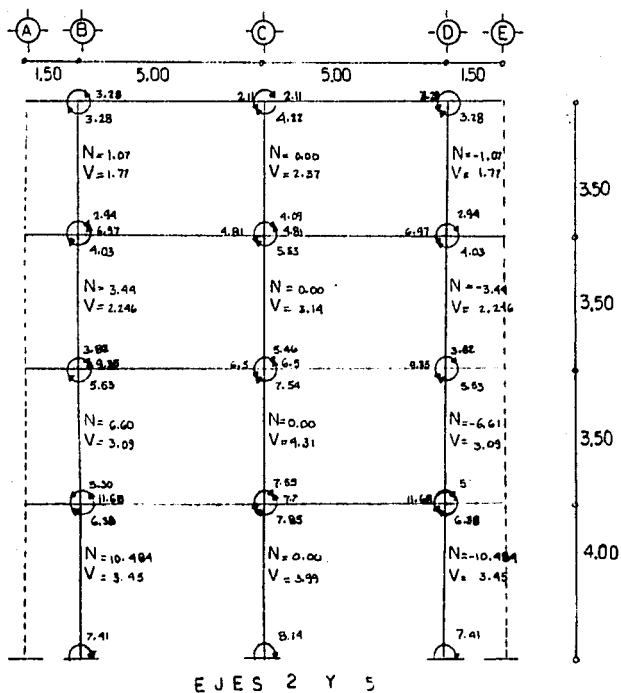
W_{iac} Peso acumulado

Y_g Centro de gravedad

M_{v2} Momento de volteo producido por W_{iac} y Y_g

FIG (2-11)

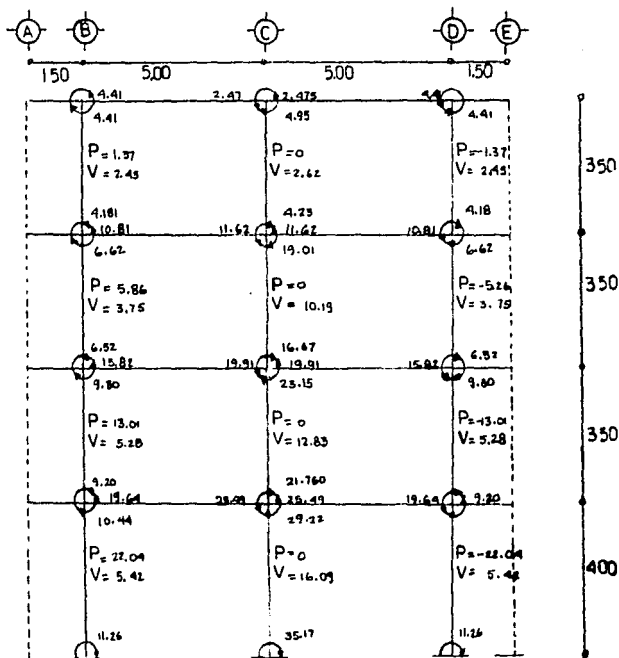
ANALISIS POR SISMO



UNIDADES EN (T-m)

FIG (2-12)

ANALISIS POR SISMO

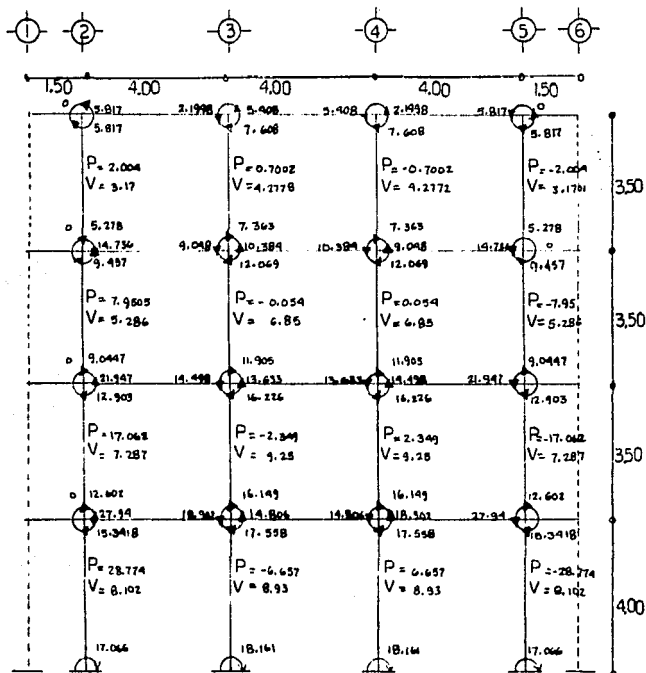


EJES 3 Y 4

UNIDADES EN(T-m)

FIG (2-13)

ANALISIS POR SISMO

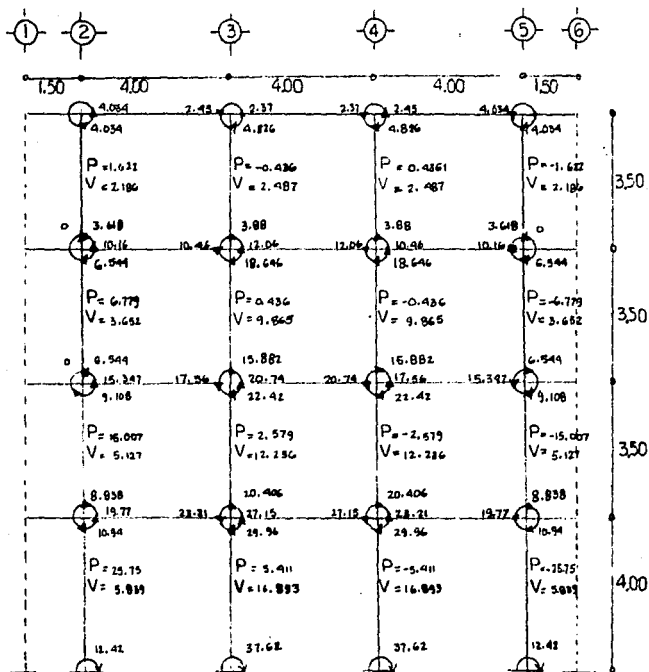


EJES B Y D

UNIDADES EN (T - m)

FIG (2-14)

ANALISIS POR SISMO



E J E C

UNIDADES EN (T-m)

CAPITULO III

INTERACCION VUELO-ESTRUCTURA

3.1 INTRODUCCION.

En este capítulo se determinarán las acciones, reacciones y desplazamientos en la interfase de la superficie de la estructura de cimentación y el suelo.

Las acciones por carga vertical se toman directamente del capítulo II y las debidas a sismo se determinarán suponiendo que la masa actúa en el centro de gravedad de la estructura, medido a partir del nivel de desplante de la estructura de cimentación.

Por su parte las reacciones y desplazamientos dependen de la disposición de las acciones y de las propiedades mecánicas del suelo, las cuales, son tomadas de un estudio de mecánica de suelos.

Aclaro que todo el estudio de la interacción se hace para una faja (eje c) dado que es el más desfavorable, y con el cuál, todos los demás ejes pueden diseñarse fácilmente.

Para el caso de sismo se hace un artificio para encontrar las reacciones sobre el eje en cuestión que depende directamente de la rigidez a la flexión de dicho elemento.

3.2 DESCRIPCION DE LA ESTRATIGRAFIA

Para precisar la estratigrafía donde se desplantará la estructura, se estudió concienzudamente los resultados que se muestran en la tabla 3-1 donde se presentan ocho pozos a cielo abierto con profundidad de excavación máximo a 2.1 m y un sondeo de muestreo selectivo con profundidad de 35.0 m aproximadamente y se llegó a la definición de los estratos que se muestran; sabiendo que el nivel freático se encuentra a 2.35 m.

ESTRATO	ESPESOR (M)	MATERIAL	
A	3.5	MH	1.24
B	2.0	VM	1.24
C	2.0	CH	1.14
D	6.0	CH	1.15
E	3.0	CH	1.10
F	6.0	CH	1.13
G	8.0	CH	1.15
H	5.0	CH	1.11

3.2.1. TRAZO DE DIAGRAMAS DE ESPUERZOS.

Para el trazo de diagramas se deben calcular las presiones en la masa del suelo por medio de las leyes de la hidrodinámica cumpliendo la ecuación siguiente:

$$P_o = \mu + \bar{\sigma}$$

donde

P_o = presiones totales

μ = Presiones neutras

$\bar{\sigma}$ = presiones efectivas

(Fig 3-1)

SONDEO	MUESTRA N°	PROF. m	TIPO DE MUESTREO	σ_s kg/cm ²	W %	LL %	LP %	F %	G_c %	G_m SOCS	\bar{e}_m kg/m ³	S_g kg/cm ²	q_{max} kg/cm ²	C kg/cm ²	β	M_o cm ² /kg	σ_c kg/cm ²
PCA-5	1	1.3 Mc			73			87	79	2.37 CH	1315	2.56		0.40	28°		
	2	2.1 Mc			56					SC	1398						
PCA-7	1	1.6 Mc			26	33	17	44	72	10.35 SC	1681	2.60	1.00				
PCA-9	2	1.9 Mc			44				79	1.40 CH	1503	2.51		0.25	35°		
PCA-10	2	1.7 Mc			82			79		HR	1373						
PCA-11	1	0.6 Mc								PROCTOR ESTANDAR $\gamma_{max} = 865$ kg/m ³							
										105 41 81	CH						
										VRS ESPADO NAT PAL 4.48 %	VRS SATURADO	3.82 %		VRS COMPACTADO	10.7 %		
PCA-4	1	0.5 Mc								PROCTOR ESTANDAR $\gamma_{max} = 869$ kg/m ³							
										99 44 82	CI						
										VRS ESTADO NAT PAL 4.15 %	VRS SATURADO	4.19 %		VRS COMPACTADO	10.4 %		
PCA-6	1	0.6 Mc								PROCTOR ESTANDAR $\gamma_{max} = 909$ kg/m ³							
										91 32 84	CH						
										VRS ESTADO NAT PAL 4.89 %	VRS SATURADO	2.79 %		VRS COMPACTADO	13.2 %		
PCA-8	1	0.5 Mc								PROCTOR ESTANDAR $\gamma_{max} = 1,015$ kg/m ³							
										80 23 76	CK						
										VRS ESTADO NAT PAL 6.60 %	VRS SATURADO	4.85 %		VRS COMPACTADO	11.8 %		

G_c = ESFUERZO EFECTIVO ACTUAL
 W = CONTENIDO DE AGUA
 LL = LIMITE LIQUIDO
 LP = LIMITE PLASTICO
 F = FINOS
 G_m = SATURACION
 G_o = RELACION DE VADOS

\bar{e}_m = PESO VOLUMETRICO TOTAL
 S_g = DENSIDAD DE SOLIDOS
 q_{max} = RESISTENCIA A LA COMPRESION
 CH = EN PRUEBAS UU
 C = COHESION, EN PRUEBAS CU
 β = ANGULO DE FRICCION
 M_o = MODULO DE AEROTE ELASTICO
 σ_c = ESFUERZO DE PRECOMPACTACION

TD = TUBO DENTADO
 TSH = TUBO SHELBY
 TP = TUBO PARTIDO
 SHS = SONDEO DE MUESTREO SELECTIVO
 PCA = FOTO A CIELO ABIERTO
 MC = MUESTRIA CUBICA
 VRS = VALOR RELATIVO DE SOPORTE

SOLUCO	MUESTRA N°	PROF. m	TIPO DE MUESTRO	σ_0 kg/cm ²	W %	LL %	LP %	F %	θ_0 bucs	δ_m kg/m ³	γ_s	Q_{ov} kg/cm ²	C kg/cm ²	β	M_0 cm ² /kg	σ_c kg/cm ²
SUS-1	1	2.1	TP		45			36	SC							
	2-3	3.7	TR		69	73	40		HH	1240	25W					
	3-2	4.2	TR		79	63	35		95	2.10	HH	1477	2.61	0.60	18°	
	5-2	6.2	Tsh	0.43	421	267	57	99	98	10.25	CH	1154	2.40	0.40	5°	0.81
	5-3	6.5	Tsh		379				100	9.53	CH	1142	2.51	0.86		
	6-2	7.4	Tsh	0.45	307	179	75		99	9.02	CH	1129	2.34	0.53		0.78
	6-3	7.7	Tsh		383				99	8.94	CH	1123	2.31	0.30	0.033	
	8-3	10.6	Tsh	0.50	318	253	69		99	7.19	CH	1154	2.21	0.40	0.023	0.60
	10-2	16.4	Tsh		533				100	10.64	CH	1108	2.39	0.36	0.042	
	10-3	16.6	Tsh	0.60	501	350	73		98	11.95	CH	1102	2.43	0.50		0.54
	11-2	19.4	Tsh	0.65	477				99	11.62	CH	1118	2.37	0.50		0.62
	12-2	25.5	Tsh		304				100	8.05	CH	1159	2.25	0.40		
	13-3	28.7	Tsh	0.84	501	339	65		99	11.57	CH	1088	2.28			0.80
	15-2	34.8	Tsh	1.09	452	317	70		100	11.13	CH	1114	2.46	0.72		1.00
PCA-1	1	3.3	MC		71			94	73	2.32	CH	1325	2.57			
	2	3.8	MC		77				84	2.35	CH	1348	2.55	0.50	20°	
	3	2.3	MC		41	51	26	81	77	2.36	CH	1543	2.59	2.00		0.003
PCA-2	1	3.6	MC		67			78	77	2.26	CH	1318	2.61	0.23	32°	
	2	2.1	MC		82	87	41		77	2.62	HH	1232	2.46	1.35		

σ_0 = ESFUERZO EFECTIVO ACTUAL
W = CONTENIDO DE AGUA
LL = LIMITE LIQUIDO
LP = LIMITE PLASTICO
F = FINOS
 θ_0 = SATURACION
 σ_c = RELACION DE VACIOS
 δ_m = PESO VOLUMETRICO TOTAL
 γ_s = DENSIDAD DE SOLIDOS
 Q_{ov} = RESISTENCIA A LA COMPRESION, EN PRUEBAS UU
C = COHESION EN PRUEBAS CU
 β = ANGULO DE FRICCION
M₀ = MODULO DE RESORTE ELASTICO
 σ_c = ESFUERZO DE PRECONSOLIDACION
TD = TUBO DENTADO
TSB = TUBO SHELBY
TP = TUBO PARTIDO
SMS = SONDED DE MUESTRO SELECTIVO
PCA = POCO A CIELO ABIERTO
MC = MUESTRA CURADA
TR = TUBO A ROTACION

Las envolventes de esfuerzos totales (P_0), neutros (μ) y efectivos (σ') de la masa de suelo y las curvas por hundimiento y expansiones calculadas como se establece en los artículos 3.4.1, 3.4.2 y 3.4.3 se muestran en la figura 3-1.

A continuación se calculan los esfuerzos en la masa del suelo.

PROFUNDIDAD (m)	P_0	μ	σ'
3.5	4.34	0.665	3.675
5.5	5.82	2.665	4.15
7.5	3.1	4.665	4.435
13.5	16	10.665	5.335
16.5	19.324	13.665	5.659
22.5	25.104	19.665	6.439
30.5	35.304	27.665	7.639
35.5	40.854	32.665	8.189

P_0, μ, σ' en T/m^2 .

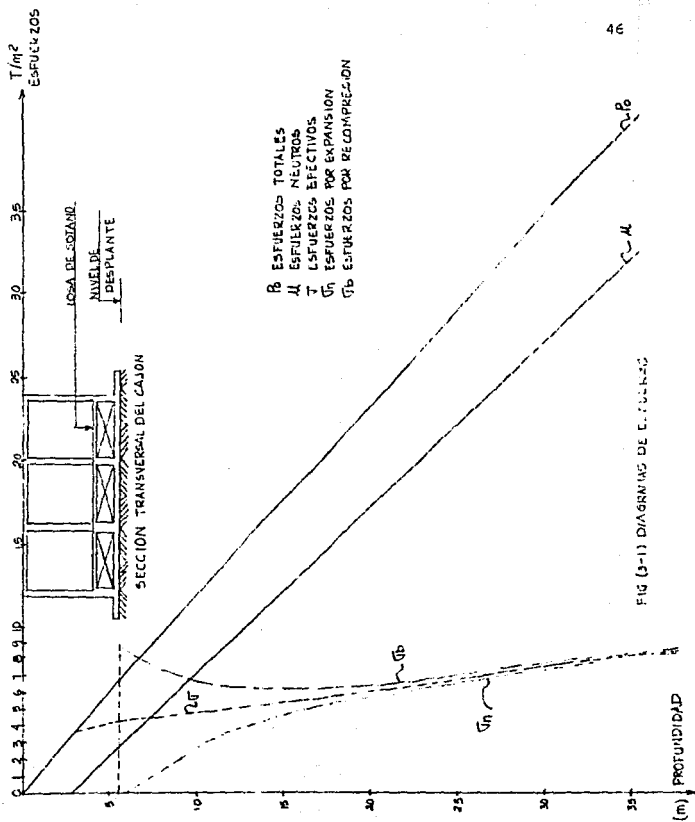


FIG (B-1) DIAGRAMA DE ESFUERZOS

3.3 REVISIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA

El objetivo de la revisión de este concepto es saber si las acciones actuantes, el nivel de desplante de la estructura de cimentación, no conducen a una falla del material de apoyo. Teniendo en cuenta que se trata de una cimentación totalmente compensada, se verificará la desigualdad siguiente, para las distintas combinaciones de acciones:

$$\sum QF_e / A < C_u N_c F_r + P_v$$

donde:

$\sum QF_e$, suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga.

A, área del cimiento, m^2

P_v , presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, tm^2

C_u , cohesión aparente, t/m^2 , determinada en ensaye triaxial UU

B, ancho de la cimentación, m

N_c , coeficiente de capacidad de carga dado por

$$N_c = 5.14(1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$$

para: $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$

donde: D_f es la profundidad de desplante en m.

En el caso de carga vertical el factor de carga será $FC=1.4$, pero este factor no se involucra para la obtención de la profundidad de desplante.

En el caso de la combinación de carga vertical más sismo, debe tomarse el ancho efectivo del cimiento $B' = B - 7e$, en donde: "e" se medirá sobre el eje longitudinal del mismo e igual a, $e = \frac{M_v}{P}$, siendo: M_v = momento de volteo considerado en esa dirección, P = carga axial total de la estructura.

Un criterio análogo se aplicará en dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva. El factor de carga para esta combinación se $FC=1.1$

Por lo que respecta al factor de resistencia será igual a 0.7.

A continuación se obtendrán la profundidad de desplante, para lo cual necesitamos conocer los elementos mecánicos M y P que a su vez son datos tomados del capítulo II., y las propiedades mecánicas del subsuelo (tabla 3-1, fig. 3-1 y tabla 3-2)

ELEMENTOS MECANICOS HASTA NIVEL DE DESPLANTE (bV Y P)

a) CARGA AXIAL

NIVEL	PESO (T)
AZOTEA	144.080
3	185.460
2	186.040
1	186.770
COLUMNAS DE PB	5.840
PB	175.820
ECTANCO	212.154
DESPLANTE	<u>227.980</u>
TOTAL P =	1324.144 t

b) MOMENTO DE VOLTEO TOTAL EN SENTIDO x e y

$$MV = 1041.93 \text{ t-m}$$

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

$$P_0 = \frac{P}{A} = \frac{1324.144}{13 \times 15} = 6.79 \text{ t/m}^2$$

Entrando a la figura 3-1 con este esfuerzo e igualando a presión total P_0 encontramos $D_0 = 5.5 \text{ m}$.

Revisión de la capacidad de carga del subsuelo ante "acciones verticales"

Se revisará el sentido más desfavorable (sentido largo) ante esta acción.

a) Parámetros

$$D_f = 5.5 \text{ m}$$

$$\sum Q = P = 1324.144$$

$$B = 13 \text{ m}$$

$$C_u = 2.55 \text{ t/m}$$

$$L = 15 \text{ m}$$

$$A = 135 \text{ m}^2$$

$$FC = 1.4$$

$$P_x = \sigma_{od} = 4.15 \text{ t/m}^2$$

b) Valuación de la expresión de capacidad de carga

$$\frac{\sum Q F_c}{A} = \frac{1324.144 \times 1.4}{135} = 9.5 \text{ t/m}$$

$$\frac{D_f}{B} = \frac{5.5}{13} = 0.42, \quad \frac{B}{L} = \frac{13}{15} = 0.86$$

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 \times 0.142 + 0.125 \times 0.86) = 5.14 \times 1.32 = 6.78$$

$$C_u N_c F_R + P = 2.55 \times 6.78 \times 0.7 + 4.15 = 12.1 + 4.15 = 16.25 \text{ t/m}^2$$

Revisión de la capacidad de carga del subsuelo ante acciones "verticales más sismo".

Análogamente a la revisión de carga vertical, se analizará el sentido más desfavorable (sentido corto), para este tipo de acciones.

a) Parámetros

$$e = \frac{K_v}{P} = \frac{1041.39}{1324.144} = 0.786 \text{ m}$$

$$B' = B - 2e = 13 - 2 \times 0.786 = 11.42$$

$$F_c = 1.1$$

$$C_u = 2.55 \text{ t/m}^2$$

b) Valuación de la expresión de la capacidad de carga.

$$\frac{\sum Q F_c}{A} = \frac{1324.144 \times 1.1}{11.42 \times 15} = 8.5 \text{ T/m}^2$$

$$\frac{D_f}{B'} = \frac{5.5}{11.42} = 0.48, \quad \frac{B'}{L} = \frac{11.42}{15} = 0.75$$

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 \times 0.48 + 0.25 \times 0.75) = 5.14 \times 1.31 = 6.73$$

$$C_u N_c F_R P_v = 2.55 \times 6.73 \times 0.7 + 4.15 = 12.01 + 4.15 = 16.16 \text{ T/m}^2$$

Como $\frac{\sum Q F_c}{A} < C_u N_c F_R P_v$, para las distintas combinaciones de acciones se acepta la estructura.

3.4 INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA DE CIMENTACION APLICANDO LA METODOLOGIA DE LEONARDO Z.

La metodología presentada puede consultarse ampliamente en la referencia 4 que para nuestros objetivos y circunstancias se resume en 3 diagramas de flujo. El primero trata del cálculo de las expansiones (art. 3.4.1.), el segundo de los hundimientos por carga vertical (art. 3.4.2), el tercero de los hundimientos por carga sísmica (art. 3.4.3). En ellos, se trata el proceso de la metodología no así, el nacimiento de las expresiones dado que no sería el objetivo de éste trabajo y como se dijo, se puede consultar la referencia citada.

Fue necesario hacer una serie de hipótesis y consideraciones para poder obtener los parámetros que se utilizan en los artículos mencionados, pero, congruentes con el sistema de cargas y propiedades conocidas del suelo, que con oportunidad se explicarán brevemente.

Con las reacciones calculadas aquí se trazan en el Capítulo IV los diagramas de elementos mecánicos correspondientes a cada tipo de acciones.

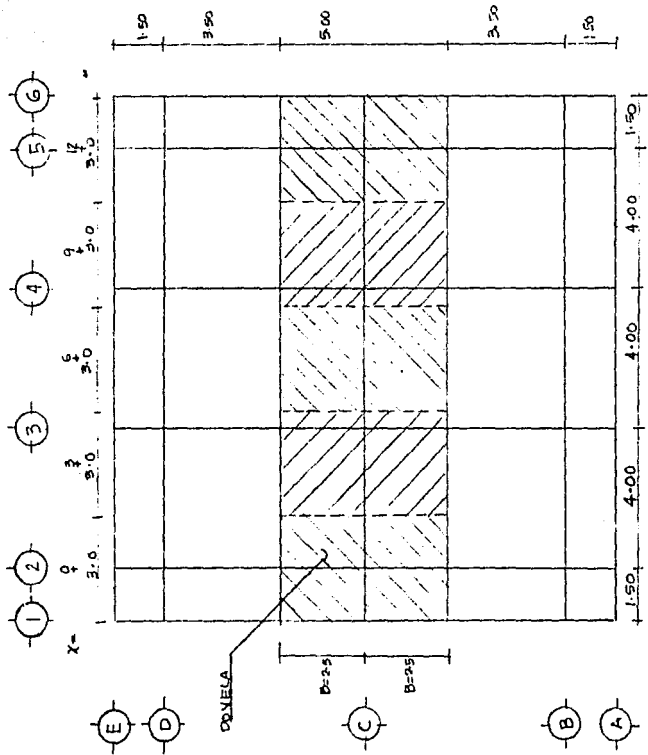
3.4.1. CALCULO DE LAS EXPANSIONES.

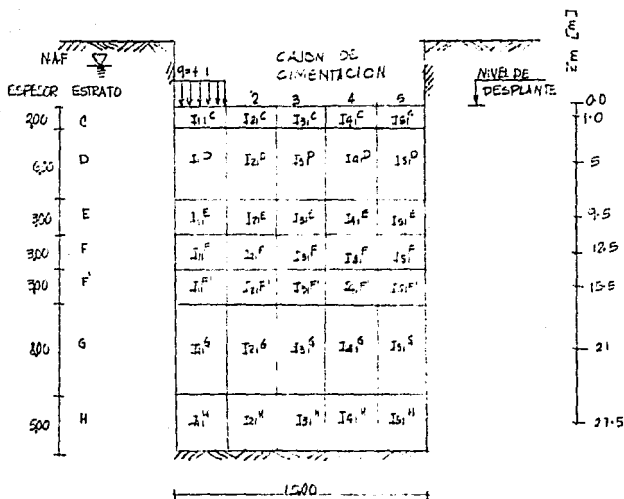
El diagrama de flujo se muestra en la fig. (3-2).

A continuación describo todo el proceso.

Nuestra planta de cimentación, la faja de estudio y las devalas se muestran en la fig. (3-3). Estos datos junto con la eleva-

FIG. (3-3) PLANTA DE CIMENTACION





$$I_{ji} = \frac{1}{\pi} \left(\alpha_0 + \frac{1}{2} \sin 2\alpha_0 \right) (\sin \psi_1 - \sin \psi_2)$$

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}}$$

$$\psi_1 = \tan^{-1} \frac{x + x/2}{z}$$

$$\psi_2 = \tan^{-1} \frac{x - x/2}{z}$$

FIG(3-4) FACTORES DE INFLUENCIA PARA CARGA UNITARIA

ción medida de los estratos (Z_m) medida a partir del nivel de desviante de la estructura de simantación, generan los factores de influencia para carga unitaria que aparecen en la fig. (3-4). También en la misma figura aparecen entre otras cosas las expresiones para determinar las influencias.

A continuación se continúan las matrices de influencia y la suma de ellas.

	$X=0$	$X=3$	$X=6$	$X=9$	$X=12$	Z_m
$B=2.5$	0.814	0.053	0.004	0.000	0.000	1.0
$\lambda=3.0$	0.158	0.093	0.026	0.010	0.000	7.0
	0.050	0.042	0.020	0.015	0.000	9.5
$I_{j1} =$	0.030	0.027	0.020	0.015	0.000	12.5
	0.009	0.008	0.007	0.005	0.000	15.5
	0.010	0.009	0.008	0.007	0.006	21.0
	0.005	0.004	0.003	0.002	0.001	27.5

	$X=3$	$X=0$	$X=3$	$X=6$	$X=9$
$I_{j2} =$	0.053	0.314	0.053	0.004	0.000
	0.093	0.158	0.026	0.031	0.010
	0.042	0.050	0.042	0.026	0.015
	0.027	0.030	0.027	0.020	0.015
	0.018	0.019	0.018	0.015	0.010
	0.010	0.010	0.010	0.009	0.008
	0.006	0.006	0.006	0.006	0.005

	$X=6$	$X=3$	$X=0$	$X=3$	$X=6$
$I_{j3} =$	0.004	0.053	0.814	0.053	0.004
	0.031	0.093	0.158	0.093	0.031
	0.026	0.042	0.050	0.042	0.026
	0.020	0.027	0.030	0.027	0.020
	0.015	0.018	0.019	0.018	0.015
	0.010	0.010	0.010	0.010	0.009
	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006

	$X=9$	$X=6$	$X=3$	$X=0$	$X=3$
$I_{j4} =$	0.000	0.004	0.053	0.814	0.053
	0.010	0.031	0.093	0.158	0.093
	0.015	0.026	0.042	0.050	0.042
	0.010	0.020	0.027	0.030	0.027
	0.008	0.015	0.018	0.019	0.018
	0.008	0.009	0.010	0.010	0.009
	0.005	0.006	0.006	0.006	0.006

	$X=12$	$X=9$	$X=6$	$X=3$	$X=0$
$I_{j5} =$	0.000	0.000	0.004	0.053	0.814
	0.000	0.010	0.031	0.093	0.158
	0.000	0.015	0.026	0.042	0.050
	0.000	0.010	0.020	0.027	0.030
	0.000	0.008	0.015	0.018	0.019
	0.000	0.008	0.009	0.010	0.010
	0.000	0.006	0.006	0.006	0.006

	$X=0$	$X=3$	$X=6$	$X=9$	$X=12$
$\sum I_{ji} =$	0.871	0.324	0.062	0.024	0.000
	0.290	0.585	0.406	0.285	0.210
	0.145	0.175	0.115	0.075	0.140
	0.052	0.117	0.084	0.077	0.072
	0.070	0.081	0.055	0.081	0.070
	0.043	0.047	0.048	0.047	0.043
	0.027	0.029	0.030	0.029	0.027

Si tomamos la columna central de la suma de las matrices de influencia (\sum_{ij} central) y la multiplicamos por el esfuerzo efectivo a nivel de desplante ($\sqrt{\sigma_d}$) de la estructura de cimentación encontraremos los esfuerzos de alivio para el nivel (π) de cada estrato ocasionados por la excavación, es decir:

$$\Delta \sigma_{exc} = \sum_{ij} \text{central} \times \sqrt{\sigma_d}$$

Ahora estamos en posibilidad de encontrar el factor de expansión:

$$\sigma_e = \frac{\Delta \sigma_{exc}}{\sqrt{\sigma_d}^c} \quad c=1 \quad \text{para el nivel } \pi_n \text{ de cada estrato.}$$

donde:

σ_e Factor de expansión

$\sqrt{\sigma_d}$ Esfuerzos efectivos existentes al nivel de cada estrato. (tomados de la fig. 3-1)

c Exponente determinado en el laboratorio que para arcillas de la Ciudad de México vale aproximadamente 1.5

Efectuando operaciones se tiene

ESFUERZOS DE ALIVIO

$$\Delta_{exc} = \sum I_{ji} \text{ central} \cdot \sigma_{od}$$

$$\sum I_{ji} \text{ central} = \begin{array}{|l} 0.328 \\ 0.406 \\ 0.186 \\ 0.124 \\ 0.085 \\ 0.048 \\ 0.030 \end{array} \cdot \sigma_{od} (5.50 = 4.15 \text{ T/m}^2)$$

$$\Delta_{exc} = \begin{array}{|l} 0.328 \\ 0.406 \\ 0.186 \\ 0.124 \\ 0.085 \\ 0.048 \\ 0.030 \end{array} \cdot 0.415 = \begin{array}{|l} 0.385 \\ 0.168 \\ 0.077 \\ 0.051 \\ 0.035 \\ 0.019 \\ 0.012 \end{array}$$

FACTOR DE EXPANSION

con $c = 1.5$ para arcillas

$$C_e = \left(\frac{\Delta_{exc}}{\sigma_{ol}} \right)^{c-1}$$

$$C_e = \sqrt{\frac{\Delta_{exc}}{\sigma_{ol}}}$$

Δexc	σ_{oi}	e_c
0.385	0.42	0.957
0.168	0.49	0.565
0.077	0.55	0.374
0.051	0.59	0.294
0.035	0.62	0.237
0.019	0.70	0.154
0.012	0.80	0.122

El valor de los esfuerzos efectivos netos (se dibujan en la fig. 3-1) a nivel z_m de cada estrato, tomando en cuenta los esfuerzos de alivio que son:

$\sigma_n = \sigma_{oi} - \Delta exc$, por su parte los esfuerzos de confinamiento se obtienen con la expresión:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_n + \sigma_{oi}}{2}$$

sustituyendo valores

NIVEL (Zm)	σ_{oi} kg/cm	Δexc kg/cm	σ_n kg/cm	σ_c kg/cm
1.0	0.42	0.385	0.035	0.227
5.0	0.49	0.168	0.322	0.406
9.5	0.55	0.077	0.473	0.511
12.5	0.59	0.051	0.539	0.564
15.5	0.62	0.035	0.585	0.602
21.0	0.70	0.019	0.681	0.690
27.5	0.80	0.012	0.788	0.734

Para determinar el módulo de rigidez al cortante al nivel Z_m de cada estrato se ha utilizado la expresión:

$$J_{\text{máx}} = [95.98 - 3.3] (e-3)] c$$

válida para: $3 < e < 4$

$$0.2 < \sqrt{c} < 2.2 \text{ kg/cm}^2$$

donde: \sqrt{c} Esfuerzo de confinamiento obtenido anteriormente.
 e Relación de vacíos inicial del material (tabla 3-2 y figs. 3-5 a 3-11)

La cuál es tomada de la pág. 796 de la referencia 5 para la zona virgen del Lago de Texcoco, congruente con las características del subsuelo dónde se encuentra ubicada nuestra estructura.

Cabe aclarar que aún cuando los valores de e rebasan lo establecido en la expresión anterior, se considera que todavía se encuentran en rangos aceptables.

NIVEL (Zm)	PRUEBA No.	\sqrt{c}	e
1.0	6-2	0.227	8.87
5.0	8-3	0.406	6.57
9.5	10-3	0.511	11.20
13.5	10-3	0.564	11.10
15.5	11-2	0.602	10.75
21.0	13-3	0.690	10.74
27.5	15-2	0.794	10.45

El módulo de elasticidad "E" para el nivel Z_m de cada estrato, es valorado como lo establece la teoría de la elasticidad, es decir:

$$s \text{ máx} = \frac{E}{(1+\nu)^2}, \quad E = 2 \nu \text{ máx} (1+\nu)$$

Con $\nu = 0.45$; arcilla saturada

sustituyendo valores:

NIVEL (Zm)	s máx (kg/cm)	E (kg/cm)
1.0	3.09	25.37
5.0	24.551	71.49
9.5	3.231	26.943
13.5	10.784	31.274
15.5	13.489	39.11
21.0	15.520	45.02
27.5	20.02	58.08

Conocidos los parámetros anteriormente expuestos, el módulo de deformación volumétrica unitaria corregida para el nivel Z_m de cada estrato es:

donde:

α_e^N = Deformación volumétrica unitaria para el nivel Z_m del estrato N

M_{e2} = Módulo elástico de rebote al nivel Z_m del estrato N

d = Espesor del estrato N

NIVEL (Zm)	ESTRATO	ESPEJOR (cm)	Me	ce	Xe ^N
1.0	C	200	0.0373	0.957	7.25
5.0	D	500	0.0139	0.585	4.90
9.5	E	300	0.0371	0.374	4.164
12.5	F	300	0.0319	0.294	2.820
15.5	F	300	0.0255	0.237	1.817
21.0	G	500	0.0222	0.154	2.913
27.5	H	500	0.0172	0.122	1.050

Ahora podemos valuar los desplazamientos unitarios y los desplazamientos verticales con las expresiones:

$$|\delta_{ji}| = [\Sigma j_i]^T \cdot X_e^N \quad (\text{desplazamientos unitarios})$$

$$|\delta_e| = [\delta_{ji}]^T \cdot \Delta od \quad (\text{desplazamientos verticales})$$

donde:

$$[\Sigma j_i]^T \quad \text{Matriz transpuesta de influencia}$$

$$[\delta_{ji}]^T \quad \text{Matriz transpuesta de desplazamientos unitarios.}$$

Efectuando operaciones:

CALCULO DE $|\delta_{ji}| = [I_{ji}]^T \cdot v_e^N$

$$\bar{\delta}_{j1} = \begin{bmatrix} 0.814 & 0.158 & 0.050 & 0.030 & 0.019 & 0.010 & 0.006 & 7.25 \\ 0.053 & 0.093 & 0.042 & 0.027 & 0.018 & 0.010 & 0.006 & 4.90 \\ 0.004 & 0.031 & 0.026 & 0.020 & 0.015 & 0.009 & 0.006 & 4.164 \\ 0.000 & 0.010 & 0.015 & 0.013 & 0.011 & 0.008 & 0.005 & 2.82 \\ 0.000 & 0.004 & 0.007 & 0.008 & 0.007 & 0.006 & 0.004 & 1.817 \\ & & & & & & & 2.313 \\ & & & & & & & 1.05 \end{bmatrix}$$

$$\bar{\delta}_{j1} = \begin{bmatrix} 7.031 \\ 1.152 \\ 0.338 \\ 0.190 \\ 0.101 \end{bmatrix}, \bar{\delta}_{j2} = \begin{bmatrix} 1.152 \\ 7.031 \\ 0.338 \\ 0.190 \end{bmatrix}, \bar{\delta}_{j3} = \begin{bmatrix} 0.338 \\ 1.152 \\ 1.152 \\ 0.338 \end{bmatrix}, \bar{\delta}_{j4} = \begin{bmatrix} 0.190 \\ 0.338 \\ 7.031 \\ 1.152 \end{bmatrix}, \bar{\delta}_{j5} = \begin{bmatrix} 0.101 \\ 0.190 \\ 0.338 \\ 1.152 \\ 7.031 \end{bmatrix}$$

CALCULO DE $|\delta e| = [\delta_{ji}]^T \cdot v_{od}$

$$|\delta e| = \begin{bmatrix} 7.031 & 1.152 & 0.338 & 0.190 & 0.101 \\ 1.152 & 7.031 & 1.152 & 0.338 & 0.190 \\ 0.338 & 1.152 & 7.031 & 1.152 & 0.338 \\ 0.190 & 0.338 & 1.152 & 7.031 & 1.152 \\ 0.101 & 0.190 & 0.338 & 1.152 & 7.031 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0.415 \\ 0.415 \\ 0.415 \\ 0.415 \\ 0.415 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.581 \\ 4.118 \\ 4.204 \\ 4.118 \\ 3.581 \end{bmatrix}$$

$[\bar{\delta}_{j1}]^T \quad v_{od}$

FIG. 2-5 CURVA DE COMPRESIBILIDAD

DESCRIPCION DEL MATERIAL

CH) Arcilla con fósiles y raíces, de color verde

MUESTRA N.	PROF. (m)	S _s	W _i (%)	W _f (%)	e _i	e _f	G _i (%)	G _f (%)
5-2	6.2	2.40	421	327	10.29	7.55	98.7	100.0

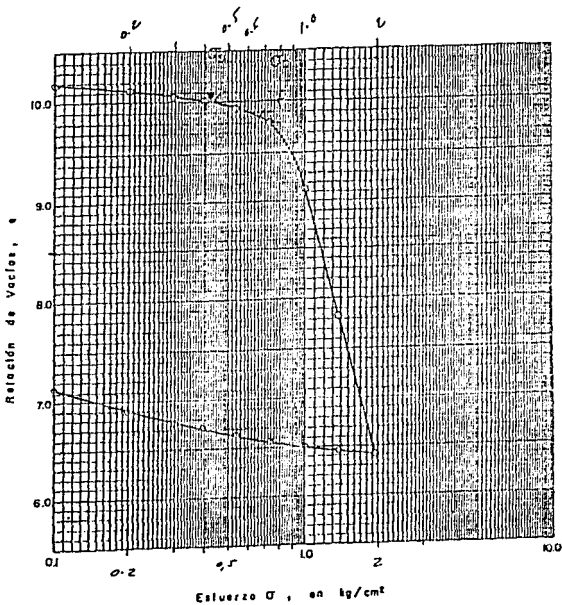
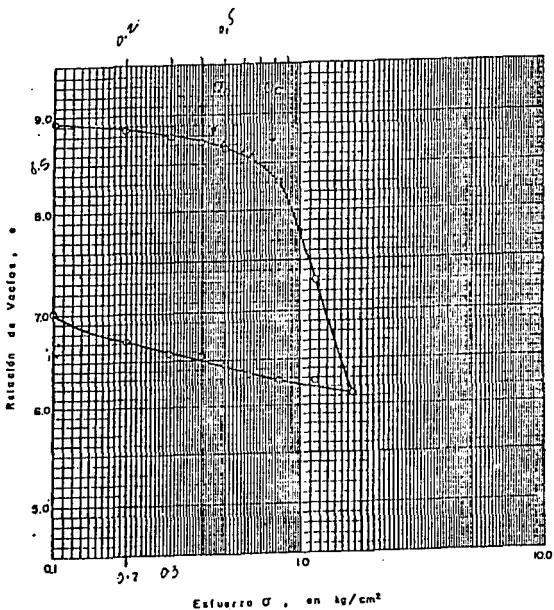

 σ_v , Esfuerzo vertical actual = 0.43 kg/cm²
 σ_c , Esfuerzo de preconsolidación = 0.81 kg/cm²

FIG (3-6) CURVA DE COMPRESIBILIDAD

DESCRIPCION DEL MATERIAL									
CH) Arcilla de color café verdoso									
MUESTRA No.	PROF. (m)	S _s	W _i (%)	W _f (%)	e _i	e _r	G _i (%)	G _f (%)	
6-2	7.4	2.31	3.87	322	9.02	7.59	99.2	100.0	

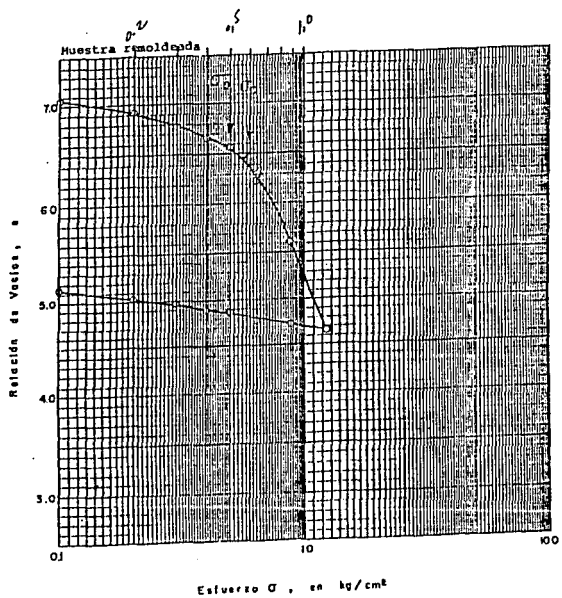


σ_v , Esfuerzo vertical actual = 0.45 kg/cm^2

σ_c , Esfuerzo de preconsolidación = 0.78 kg/cm^2

FIG (3-7) CURVA DE COMPRESIBILIDAD

DESCRIPCION DEL MATERIAL									
(CID) Arcilla de color café verdoso									
MUESTRA No.	PROF. (m)	S _r	W _i (%)	W _f (%)	e _i	e _f	G _i (%)	G _f (%)	
8-3	10.6	2.24	318	274	7.19	576	98.9	100.0	

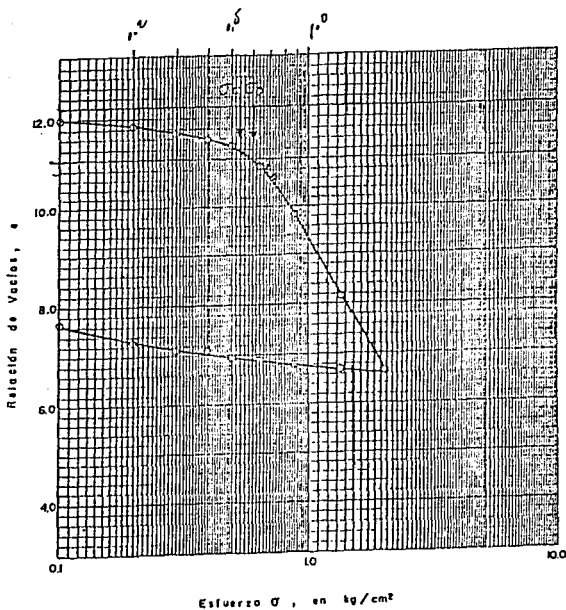


σ_0 , Esfuerzo vertical actual = 0.50 kg/cm²
 σ_c , Esfuerzo de preconsolidación = 0.00 kg/cm²

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL FIG (3-8) CURVA DE COMPRESIBILIDAD
 (CH) Arcilla de color gris verdoso

66

MUESTRA N.	PROF. (m)	S _s	W _i (%)	W _f (%)	e _i	e _f	G _i (%)	G _f (%)
10-J	16.7	2.34	501	363	11.95	8.11	98.2	100.0

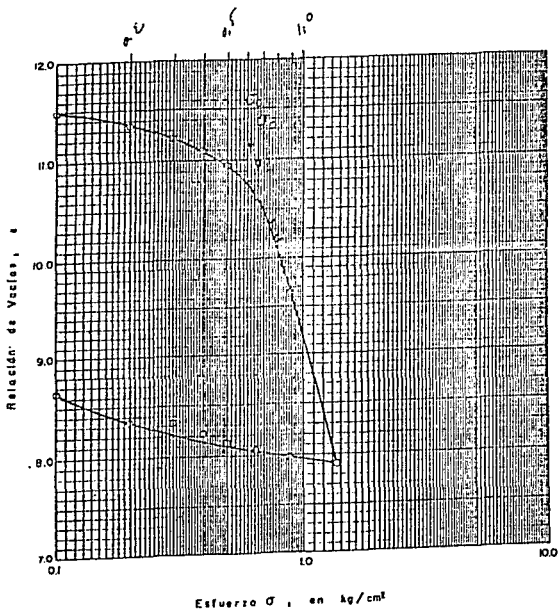


σ_v , Esfuerzo vertical actual = 0.60 kg/cm^2

σ_c , Esfuerzo de preconsolidación = 0.54 kg/cm^2

Fig(3-9) CURVA DE COMPRESIBILIDAD

DESCRIPCION DEL MATERIAL								
(CH) Arcilla con algunos fósiles, de color café verdoso								
MUESTRA N.	PROF. (m)	S_u	W_p (%)	W_L (%)	e_i	e_f	G_i (%)	G_f (%)
11-2	19.4	2.40	477	415	11.62	9.58	98.5	100.0



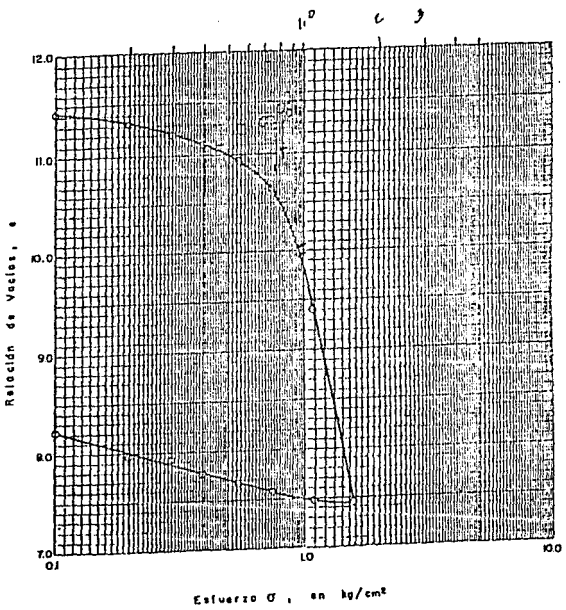
σ_v , Esfuerzo vertical actual = 0.66 kg/cm²

σ'_c , Esfuerzo de preconsolidación = 0.62 kg/cm²

FIG (3-10) CURVA DE COMPRESIBILIDAD

DESCRIPCION DEL MATERIAL
 (CH) Arcilla de color gris verdoso, con fósiles

MUESTRA N.	PROF. (m)	S _s	W _i (%)	W _f (%)	e _i	e _f	G _i (%)	G _f (%)
13-3	28.65	2.28	501	426	11.57	9.19	98.5	100.0

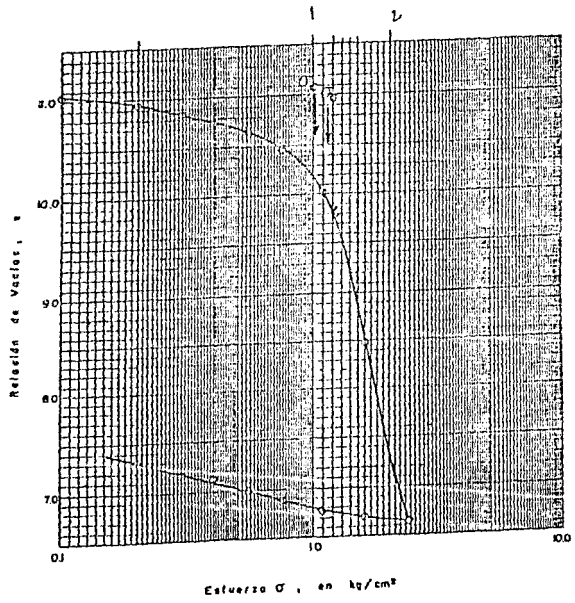


σ_v , Esfuerzo vertical actual = 0.84 kg/cm²
 σ_c , Esfuerzo de preconsolidación = 0.80 kg/cm²

FIG (3-12) CURVA DE SENSIBILIDAD
DESCRIPCION DEL MATERIAL

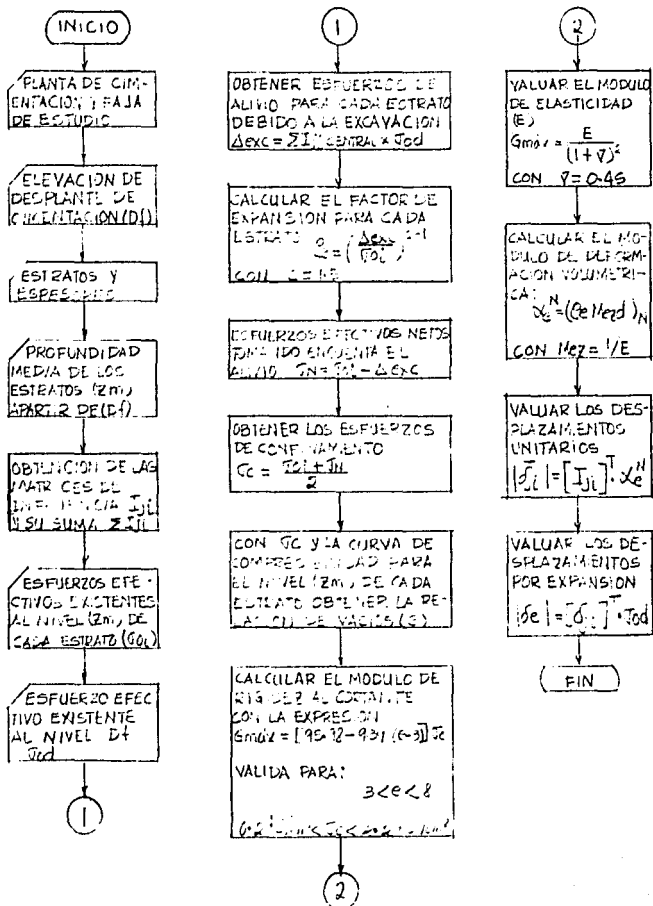
(CH) Arcilla de color gris verdoso oscuro

MUESTRA N.	PROF. (m)	S_p	W_i (%)	W_f (%)	e_i	e_f	G_i (%)	G_f (%)
15-2	34.8	2.46	452	361	11.13	8.33	99.9	100.0



σ_v , Estuerzo vertical actual = 1.09 kg/cm²
 σ_c , Estuerzo de preconsolidación = 1.00 kg/cm²

FIG. (3-2) DIAGRAMA DE FLUJO PARA CALCULO DE LAS EXPANSIONES



3.4.2 HUNDIEMENTOS POR CARGA VERTICAL

De manera similar al cálculo de las expansiones, se muestra en la fig. (3-12) el diagrama de flujo para este artículo. Dado que una gran cantidad de parámetros ya se han obtenido y explicado en el artículo anterior, se tomarán como datos para la continuación de éste.

Los esfuerzos de recompresión se obtienen mediante la expresión:

$$\Delta rec = \sum T_{ji} \text{ central} \cdot T_{oc}^i \quad \text{y por tanto ocasionan un incremento en los esfuerzos efectivos existentes al nivel } Z_N \text{ de cada estrato, es decir:}$$

$$T_{eN} = T_{oi} + \Delta rec$$

Si entramos en las curvas de compresibilidad (figs. 3-5 a 3-11) con los esfuerzos T_{oi} y T_{eN} correspondientes a la elevación Z_N de cada estrato, encontraremos las relaciones de vacíos e_{oi} y e_{eN} respectivamente.

Conocidos estos parámetros se determina el módulo de deformación volumétrica por recompresión, para un estrato N al nivel Z_N con la expresión siguiente:

$$K_{eN}^N = (mv \cdot d) \cdot N$$

donde:

K_{eN}^N = Módulo de deformación volumétrica unitaria por recompresión para el nivel Z_N del estrato N .

$mv = \frac{\Delta N}{1 + e_0}$ coeficiente de variación volumétrica.

$$q_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma_{ec}} = \frac{e_b - e_o}{\Delta \sigma_{ec}} \quad \text{coeficiente de compresibilidad}$$

d = Espesor del estrato en cuestión.

Efectuando operaciones:

ESFUERZOS DE RECOMPRIMION

	0.928		0.385		0.035
	0.405		0.168		0.372
	0.135		0.077		0.473
$\Delta rec =$	0.124	$\times 0.415 =$	0.051	$\nabla I =$	0.539
	0.085		0.035		0.555
	0.048		0.019		0.651
	0.030		0.012		0.758

RELACION DE VALORES $e_0, e_1, \text{ P.A.M.}$ T_0, T_1

$$T_1 = T_0 + \Delta rec$$

T_0	T_1	ΔT	P.A.M.	e_0	e_1	$\Delta e = e_1 - e_0$
0.42	0.505	0.085	8-2	6.75	?	0.27
0.49	0.558	0.168	8-3	7.50	6.77	0.25
0.55	0.627	0.077	10-3	11.15	11.30	0.15
0.59	0.641	0.051	10-3	11.00	11.15	0.15
0.62	0.655	0.035	11-2	10.75	10.80	0.05
0.70	0.719	0.019	13-3	10.75	10.75	0.01
0.80	0.812	0.012	15-2	10.45	10.45	0.01

COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD Y α_c^N

Δe	ΔT	$\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta T}$	$\alpha V = \frac{\alpha V}{1 + \alpha c}$	d	$\Delta T / T_0$	e_0	e_c	α_c^N
0.27	0.205	0.721	0.072	500	0.315	0.957	0.913	13.14
0.25	0.168	1.45	0.134	500	0.342	0.185	0.375	43.65
0.15	0.077	1.34	0.153	300	0.140	0.274	0.192	9.44
0.15	0.051	2.94	0.145	300	0.086	0.234	0.127	10.20
0.05	0.035	1.42	0.120	100	0.086	0.237	0.114	4.104
0.01	0.019	0.52	0.044	500	0.027	0.154	0.076	2.37
0.01	0.012	0.83	0.072	500	0.015	0.122	0.055	2.01

$$e_c = 1 - \frac{\Delta T}{T_0} \quad 1 + \alpha c = 140.0 \quad \alpha_c^N = 1 / (1 + \alpha c) \quad e_c$$

Los hundimientos unitarios análogamente al artículo anterior se obtienen mediante:

$$|\bar{\delta}_{ji}| = [\sum I_{ij}]^T \delta_R^N$$

Sustituyendo:

$$\bar{\delta}_{ji} = \begin{bmatrix} 0.814 & 0.158 & 0.050 & 0.030 & 0.013 & 0.013 & 0.005 \\ 0.053 & 0.093 & 0.042 & 0.027 & 0.018 & 0.010 & 0.005 \\ 0.004 & 0.031 & 0.025 & 0.020 & 0.015 & 0.007 & 0.005 \\ 0.000 & 0.010 & 0.015 & 0.013 & 0.011 & 0.008 & 0.005 \\ 0.000 & 0.004 & 0.007 & 0.005 & 0.007 & 0.006 & 0.004 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 13.14 \\ 43.55 \\ 9.44 \\ 10.80 \\ 4.104 \\ 2.67 \\ 2.01 \end{bmatrix}$$

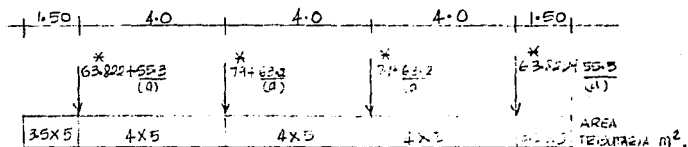
$$\bar{\delta}_{j1} = \begin{bmatrix} 18.50 \\ 5.55 \\ 1.96 \\ 0.795 \\ 0.373 \end{bmatrix} \quad \bar{\delta}_{j2} = \begin{bmatrix} 5.55 \\ 18.5 \\ 5.55 \\ 1.96 \\ 0.735 \end{bmatrix} \quad \bar{\delta}_{j3} = \begin{bmatrix} 1.96 \\ 5.55 \\ 18.5 \\ 5.55 \\ 1.96 \end{bmatrix}$$

$$\bar{\delta}_{j4} = \begin{bmatrix} 0.795 \\ 1.96 \\ 5.55 \\ 18.50 \\ 5.55 \end{bmatrix} \quad \bar{\delta}_{j5} = \begin{bmatrix} 0.373 \\ 0.795 \\ 1.96 \\ 5.55 \\ 18.50 \end{bmatrix}$$

La obtención de los hundimientos verticales obliga a conocer dos aspectos. El primero de ellos es la magnitud de las acciones verticales que actúan en cada eje de columna que a su vez, da la posibilidad de proponer un diagrama de reacciones, congruentes con el sistema de cargas, obteniéndose los desplazamientos para ésta condición.

Las cargas verticales (tomadas del Capítulo II) y el diagrama propuesto es el siguiente:

CARGAS VERTICALES EN EJE C

CARGA POR UNIDAD DE LONGITUD $w = 15.5 \text{ t/m}$ CARGA DE CIMENTACION $= 15.5 \times 15 = 237 \text{ t}$ ESFUERZO DISTRIBUIDO A CADA EJE DE COLUMNA $= 237 / \text{AREA TRIBUTARIA}$ 

* CARGA OBTENIDA DE LA ANÁLISIS

(A) CARGA QUE DEPENDE DEL AREA TRIBUTARIA EN LA CIMENTACION

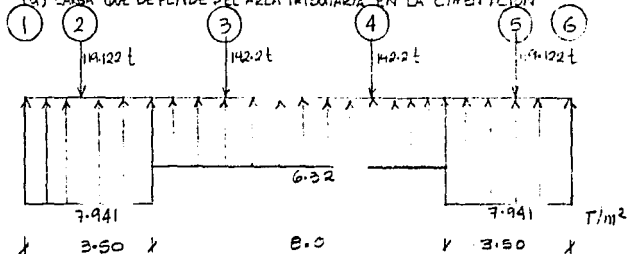


DIAGRAMA HIPOTETICO DE REACCIONES

Los desplazamientos para esta condición se obtienen mediante:

$$|\delta e| = [\delta_{ji}]^T \cdot q_i \quad \text{que son para el caso de una cimentación flexible.}$$

Sustituyendo:

$$\delta e = \begin{bmatrix} 18.873 & 6.345 & 1.96 & 0.73415 \\ 6.345 & 20.46 & 5.55 & 0.632 \\ 3.92 & 11.1 & 18.5 & 0.632 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.73415 \\ 0.632 \\ 0.632 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 20.241 \\ 21.477 \\ 21.82 \end{bmatrix}$$

$$\delta e = \begin{bmatrix} 18.5 & 5.55 & 1.96 & 0.735 & 0.373 \\ 5.55 & 18.50 & 5.55 & 1.96 & 0.735 \\ 1.96 & 5.55 & 18.5 & 5.55 & 1.96 \\ 0.735 & 1.96 & 5.55 & 18.5 & 5.55 \\ 0.373 & 0.735 & 1.96 & 5.55 & 18.50 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.73415 \\ 0.632 \\ 0.632 \\ 0.73415 \\ 0.73415 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 20.241 \\ 21.477 \\ 21.520 \\ 21.471 \\ 20.241 \end{bmatrix}$$

$\times 10^{-2} \text{ T/m}^2$ $\times 10^{-2} \text{ m}$

El segundo es decidir si la cimentación es rígida o flexible.

Como la nuestra es rígida entonces se tendrá:

$$\delta = \frac{105.25}{5} = 21.05 \times 10^{-2} \text{ m}$$

Resolviendo para se tiene:

$$\begin{matrix} x = 0.8503 \\ Y = 0.6035 \\ Z = 0.5955 \end{matrix} \quad \text{para } \delta' = \begin{bmatrix} 18.879 & 6.345 & 1.96 \\ 6.345 & 20.46 & 5.55 \\ 3.92 & 11.1 & 18.5 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 21.05 \\ 21.05 \\ 21.05 \end{bmatrix}$$

$\times 10^{-2} \text{ m}$

	1	2	3	4	5	
q_i	0.8503	0.6035	0.5955	0.6035	0.8503	$\times 10^{-2} \text{ T/m}^2$
δ'	21.05	21.05	21.05	21.05	21.05	$\times 10^{-2} \text{ m}$

Corrección:

$$W' = \bar{a} \sum_{i=1}^5 q_i = 15 \times 35.033 = 525.495 \text{ T}$$

Peso real

$$w_e = 522.644$$

$$\delta = \delta' \frac{w_e}{q_i} = 21.05 \times \frac{522.644}{325.235} = 21.05(0.99457) = 20.935 \text{ cm.}$$

$$q_i = q'_i \left(\frac{w_e}{w_i} \right) = 0.99457 q'_i$$

Finalmente:

	1	2	3	4	5	
δ'_i	20.935	20.935	20.935	20.935	20.935	$\times 10^{-2} \text{ m}$
q'_i	8.457	5.0032	5.0226	5.0032	8.457	T/m^2

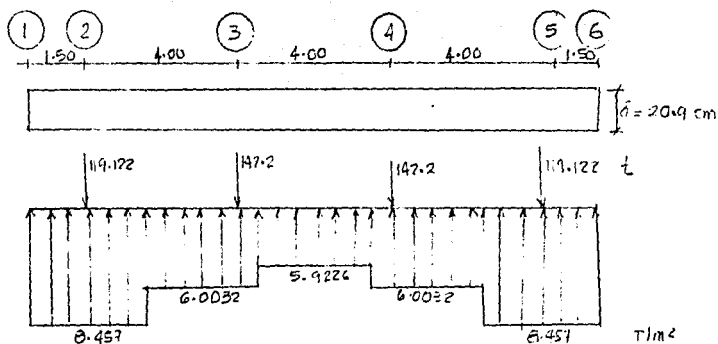


fig. (3-121) Diagrama de Reacciones por carga vertical en el eje c.

FIG (3-12) DIAGRAMA DE FLUJO PARA CALCULAR DESPLAZAMIENTOS DEBIDO A CARGA VERTICAL

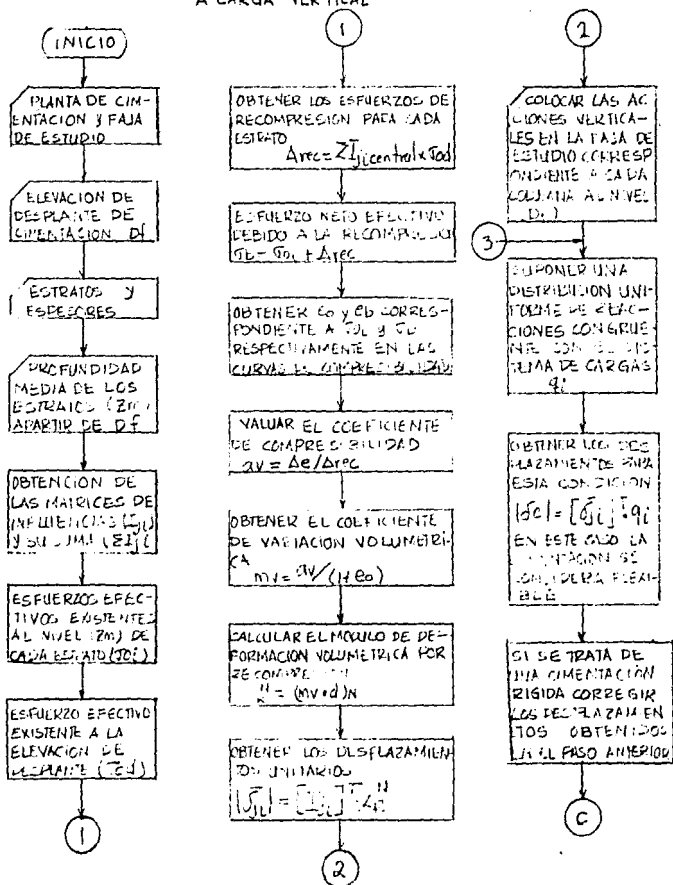
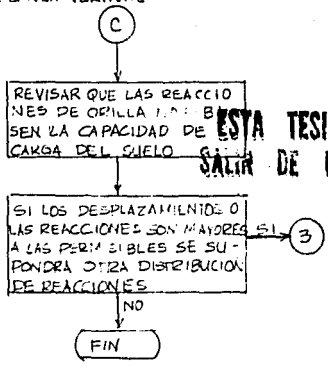


FIG (B-12) DIAGRAMA DE FLUJO PARA CALCULAR DESPLAZAMIENTOS DEBIDO A CARGA VERTICAL



ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

3.4.3 HUNDIMIENTOS POR SISMO.

Se ha señalado que nuestra cimentación se considera como rígida, la cual, ante un evento sísmico sufre un fenómeno de rotación ocasionado por el momento de volteo de la estructura. fig (3-13) Esta rotación incrementa los esfuerzos en la superficie de contacto entre la estructura de cimentación y el suelo. El diagrama de flujo para valorar este fenómeno se muestra en la fig. (3-14).

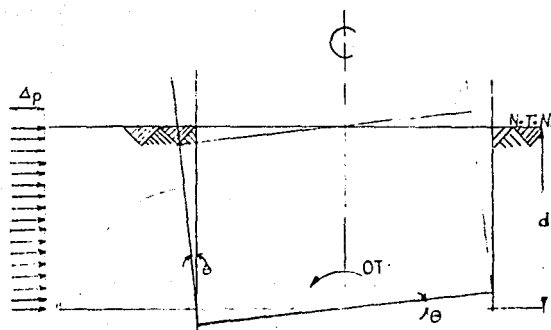
El módulo dinámico de rigidez al cortante (μd), ante la falta de pruebas de laboratorio (Péndulo de torsión libre), utilizando la información del artículo 3.4.2, es igual a ($G_{máx}$) haciendo la siguiente consideración:

Para los estratos A y B se ha tomado 1.5 del valor de C, ésto se debe a que la contra superficial es más rígida que en los estratos inferiores.

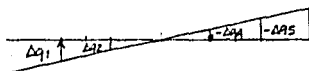
Es decir:

ESTRATO	$G_{máx} = \mu d$ (t/m)
A	136.35
B	136.35
C	90.9
D	245.51
E	92.91
F	107.84
F	134.83
G	155.20
H	200.20

FIG (3-13) REACCIONES SISMICAS



$$\begin{aligned}
 X_1 &= 6.0 \\
 X_2 &= 3.0
 \end{aligned}$$



Δq REACCIONES SISMICAS
SOBRE MURO

Por lo que el módulo de rotación del muro de manera aproximada vale:

$$K_{ow} = (1 + \nu) d^2 \mu \quad (3.4.3.1.)$$

donde:

ν = Coeficiente de poisson = 0.45

d = Longitud vertical del cajón de cimentación

$\mu = \mu_{A,B} = 1.5 \mu_c$ = Módulo dinámico de rigidez al cortante en la longitud

valuando

$$K_{ow} = 1.45 \times 5.5 \times 136.35 = 5,320.65 \text{ T}$$

Para valorar el efecto dinámico vertical a la elevación de desplante de la estructura de cimentación, se necesita conocer la deformación volumétrica dinámica de los estratos que está relacionada con el módulo dinámico de rigidez por medio de la expresión:

$$\alpha_{d^N} = \frac{d}{2(1 + \nu) \mu} \quad (3.4.3.2)$$

donde

α_{d^N} = Deformación volumétrica del estrato N

μ = Módulo dinámico de rigidez al cortante para el estrato N

ν = 0.45 relación de Poisson

sustituyendo valores se tiene:

ESTRATO	αd
C	7.55×10^3
D	8.39×10^3
E	0.011
F	9.59×10^3
F	7.66×10^3
G	0.017
H	8.61×10^3

Luego, el procedimiento es similar al cálculo de las expansiones y hundimientos por carga vertical, dado que ya se conoce el valor de αd y las matrices de influencia. Por consiguiente los desplazamientos unitarios en el área con son:

$$|\delta_{ji}^-| = [I_{ji}]^T \alpha d \quad (3.4.3.3)$$

efectuando operaciones:

$$|\delta_{ji}^-| = \begin{bmatrix} 8.7 \times 10^{-3} & 2.26 \times 10^{-3} & 1.08 \times 10^{-3} & 6.36 \times 10^{-4} & 3.77 \times 10^{-4} \\ 2.26 \times 10^{-3} & 8.7 \times 10^{-3} & 2.26 \times 10^{-3} & 1.08 \times 10^{-3} & 6.36 \times 10^{-4} \\ 1.08 \times 10^{-3} & 2.26 \times 10^{-3} & 8.7 \times 10^{-3} & 2.26 \times 10^{-3} & 1.08 \times 10^{-3} \\ 6.36 \times 10^{-4} & 1.08 \times 10^{-3} & 2.26 \times 10^{-3} & 8.7 \times 10^{-3} & 2.26 \times 10^{-3} \\ 3.77 \times 10^{-4} & 6.36 \times 10^{-4} & 1.08 \times 10^{-3} & 2.26 \times 10^{-3} & 8.7 \times 10^{-3} \end{bmatrix}$$

Por su parte los desplazamientos verticales para el movimiento sísmico, se obtienen con la expresión siguiente:

$$|\delta_i| = [\delta_{ji}]^T \cdot \left| \frac{\chi_i}{\alpha} \right| \quad (3.4.3.4)$$

Observando la fig. (3-14), sabiendo que la cimentación ha girado un ángulo θ y haciendo:

$$\begin{aligned} \Delta q_1 &= -\Delta q_5 & , & \delta_1 = -\delta_5 = \theta \chi_1 \\ \Delta q_2 &= -\Delta q_4 & , & \delta_2 = -\delta_4 = \theta \chi_2 \end{aligned} \quad (3.4.3.5)$$

La ecuación matricial se reduce a

$$\begin{bmatrix} (\bar{\sigma}_{11} - \bar{\sigma}_{15}) & (\bar{\sigma}_{12} - \bar{\sigma}_{14}) \\ (\bar{\sigma}_{21} - \bar{\sigma}_{25}) & (\bar{\sigma}_{22} - \bar{\sigma}_{24}) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\Delta q_1}{\theta} \\ \frac{\Delta q_2}{\theta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{bmatrix} \quad (3.4.3.5)$$

Sustituyendo valores:

$$\begin{bmatrix} 8.323 & 1.524 \\ 1.524 & 7.52 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta q_1 / \theta \\ \Delta q_2 / \theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5 \\ 3 \end{bmatrix} \times 10^{-3}$$

y resolviendo el sistema

$$\frac{\Delta q_1}{\theta} = 0.672 \times 10^{-3}, \quad \frac{\Delta q_2}{\theta} = 0.250 \times 10^{-3} \quad (3.4.3.7)$$

De aquí se determina el módulo de cimentación por rotación, usando los valores obtenidos anteriormente

$$K_{\theta B} = \bar{a} \sum_i \frac{\Delta q_i}{\theta} x_i = 10 \times 3 \times 2 (672 \times 5 + 250 \times 3) = 286,920$$

Entonces el módulo de cimentación total por rotación vale:

$$K_{\theta} = K_{\theta w} + K_{\theta B} \quad (3.4.3.8)$$

Sustituyendo

$$K_{\theta} = 286,920 + 5,380.55 = 292,300.55$$

El centro de gravedad de toda la estructura respecto al nivel de PB, tomando los pesos gravitacionales obtenidos en el Capítulo II tiene como valor.

NIVEL	w_i (t)	y_i (m)	$w_i y_i$ (t-m)
AZCÚ	144.08	14.5	2089.16
3	185.45	11.0	2040.05
2	186.04	7.5	1395.3
1	185.77	4.0	747.08
1/2 COLS DE PB	5.84	2.0	11.68
PB	175.82	0.0	0.0
LOSA DE BCT.	33.45	-4.05	-402.77
MURO DE CONTENCION	112.704	-2.0	-225.4
LOSA DE DESP.	120.33	-5.25	-635.73
CONTRAPES	107.08	-4.675	-500.5
Σ	$= 1324.144$ t		4519.777 t-m

$$Y = \frac{4519.777}{1324.14} = 3.41 \text{ m}$$

Que medido respecto al nivel de desplante de la estructura de cimentación tiene como valor:

$$h_m = d + y = 5.5 + 3.41 = 8.91 \text{ m.}$$

La masa total se obtendrá de la relación siguiente:

$$M = \frac{W}{g} = \frac{1324.144}{9.81} = 134.973 \frac{\text{T} \cdot \text{S}^2}{\text{m}}$$

Luego, el período libre por rotación se puede obtener como:

$$T_0 = 2\pi h_m \sqrt{\frac{M}{k\theta}} \quad (3.4.3.9)$$

Sustituyendo:

$$T_0 = 2 \times 8.91 \sqrt{\frac{134.973}{232 \cdot 300}} = 1.702 \text{ s}$$

Ahora mencionaré algunos parámetros importantes para la continuación de este artículo.

a) Período de vibración de la estructura. Tomado directamente del análisis estructural (Cap. 11) igual:

$$a) T_n = 1.17 \text{ s}$$

b) Amortiguamiento crítico del edificio congruente con la estructuración.

$$\beta_n = 5\%$$

c) Aceleración máxima del suelo. De acuerdo con los datos obtenidos en el sismo de 1985 (Ref.-5) e igual a

$$A_m = \frac{3}{10} = 1 \frac{\text{m}}{52}$$

d) Amortiguamiento crítico del suelo e igual a $\beta_0 = 15\%$

e) Período del subsuelo. Tomado de acuerdo a la zonificación del Distrito Federal (N.T.C. SEMEX 1987 págs. 20), e igual a

$$T_s = 3.05 \text{ s}$$

Con estos datos calculáremos el período acoplado como:

$$T_0 = \sqrt{T_n^2 + T_s^2} = \sqrt{1.17^2 + 3.05^2} = 3.277 \text{ s} \quad (3.4.2.10)$$

siendo, que el amortiguamiento crítico equivalente se obtiene con la expresión:

$$\beta_0 = \sqrt{1 - g_0}$$

$$\text{con: } g_0 = \frac{g_n g_6 T_0^2}{g_n T_0^2 + g_6 T_n^2}$$

sustituyendo:

$$g_0 = \frac{0.9375 \times 0.9775 \times 1.677^2}{0.9375 \times 1.202^2 + 0.9775 \times 1.17^2} = 0.987$$

$$f_0 = \sqrt{1 - 0.987} = 0.12$$

Con la relación: $\frac{T_0}{T_0}$ y f_0 entramos a la tabla (12.III de la referencia 4) obtenemos el factor de amplificación μ

$$\frac{T_0}{T_0} = \frac{1.377}{3} = 0.56, \quad f_0 = 0.12; \quad \mu = 2.24$$

De donde la fuerza de inercia en el centro de masa del edificio será:

$$V_T = \mu \cdot \sum m_i \cdot a_{iv} = 2.24 \times 134.373 \times 1.0 = 302.35 \text{ T} \quad (3.4.3.11)$$

y así el momento de Volteo total a la elevación de desplante de la cimentación es:

$$O_T = V_T \cdot h_m = 302.35 \times 8.31 = 2533.36 \text{ T} \cdot \text{m}$$

El valor del giro de la cimentación se puede obtener mediante:

$$\theta = \frac{2533.36}{232355.65} = 0.0091 \text{ Rad} = 0.52133^\circ \quad (3.4.3.12)$$

Estamos en posibilidad de obtener las reacciones globales con expresión siguiente:

$$\Delta q_i = \pm \left(\frac{\Delta q_i}{\theta} \right) \frac{\theta_T}{K_\theta} = \pm \left(\frac{\Delta q_i}{\theta} \right) \theta$$

$$\Delta q_1 = \pm 572.02 \times 0.0091 = 5.18 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta q_2 = \pm 250.47 \times 0.0091 = 2.303 \text{ T/m}^2$$

Así los desplazamientos globales se valúan mediante:

$$\delta_i = \theta x_i$$

sustituyendo:

$$\delta_1 = 0.0031 \times 5 = 5.5 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$\delta_2 = 0.0031 \times 3 = 2.75 \times 10^{-2} \text{ m}$$

Hasta ahora, se han obtenido las acciones y desplazamientos en la interfase suelo - superficie de desplante de la estructura de cimentación. Quedando únicamente por determinar las acciones sísmicas sobre el muro de contención cuyo valor se puede obtener como:

$$\text{con: } \Delta p = \frac{G}{M_e}, \text{ con: } (3.4.3.13)$$

$$\bar{v} = 0.45$$

$$M_e = \frac{1}{2(1+\bar{v})} u_d$$

$$u_d = 135.35 \text{ T/m}^2$$

$$M_e = 2.52 \times 10^3$$

$$\text{Por tanto: } \Delta p = \frac{2.0031}{2.52 \times 10^3} = 3.635 \text{ T/m}^2$$

Para saber si los resultados globales anteriormente obtenidos son correctos, se debe cumplir que:

$$O_T = O_{TB} + O_{TB}$$

con:

$$O_{TB} = \bar{a} \sum_1^2 \Delta q_i x_i$$

y

$$O_{Tw} = \frac{1}{2} \Delta p d^2$$

Sustituyendo los resultados se tiene:

$$O_{TB} = 30 \times 2 (6.18 \times 5 + 2.303 \times 3) = 2\ 633.34$$

$$O_{TW} = \frac{1}{2} \times 3.536 \times 5.5 = 980.65$$

$$O_T = 2\ 633.34 \times 980.65 = 2\ 534 \approx 2\ 533.96$$

Entonces los resultados son correctos.

El diseño de cualquier elemento estructural obliga al conocimiento y la determinación de los elementos mecánicos sobre él. Dado que hasta ahora se ha resuelto la estructura ante acciones sísmicas de manera global y sabiendo que en el artículo (3.4.2) de este mismo capítulo, se encontraron las reacciones sobre el eje C para carga vertical. Determinemos ahora las acciones por sismo en este mismo eje.

Es sabido que el momento de volteo deberá ser resistido por la rigidez a la flexión de todo el cajón que a su vez, depende del momento de inercia del mismo. Entonces encontraremos la inercia de la sección total transversal normal a la acción del sismo y por tanto la inercia de la faja del eje C, siendo entonces, la proporción de momento de volteo sobre éste, igual a la relación de momentos de inercia multiplicado por el momento de volteo total, es decir:

$$O_{TBc} = \frac{I_c}{I_T}$$

donde: O_{TBc} = momento de volteo sobre la losa de desplazamiento del eje C

I_c = Momento de inercia del elemento que soporta las reacciones sobre el eje C

I_T = Momento de inercia total con respecto al eje centroidal del cajón.

La sección transversal del cajón es la que se muestra en la siguiente figura:

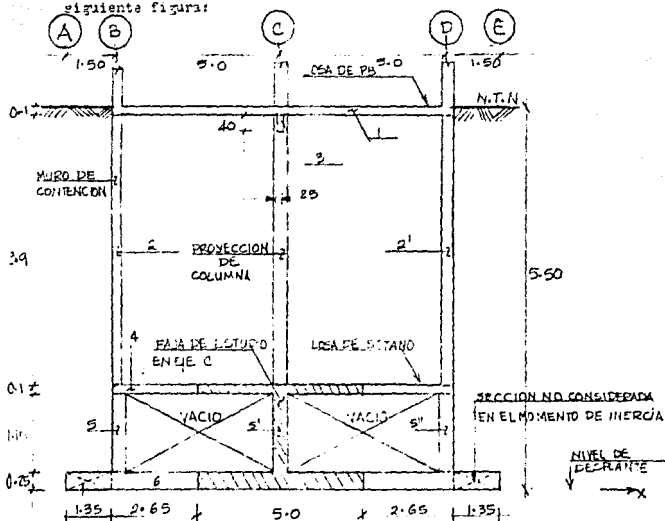


Fig. (3-15) Sección transversal del cajón de cimentación.

ELEMENTO	AREA	Y_i	$A_i Y_i$	d	d^2	$A_i d^2$	ΣX
1	1.03	5.45	5.61	3.42	11.7	12.05	8.55x10
2	1.17	3.45	4.03	1.42	2.02	2.35	1.48
2	1.17	3.45	4.03	1.42	2.02	2.35	1.48
3	0.1	5.20	0.52	3.17	10.05	1.01	0.0013
4	1.03	1.45	1.43	0.55	0.34	0.35	8.55x10
5	0.46	0.825	0.33	1.80	1.45	0.67	0.051
5	0.46	0.825	0.33	1.20	1.45	0.67	0.051
5	0.46	0.825	0.33	1.20	1.45	0.67	0.051
5	2.575	0.825	0.32	1.2	3.63	3.35	0.0134
Σ	8.455		17.14			23.43	3.127

$$Y_c = \frac{17.14}{8.455} = 2.03$$

$$I_T = 23.43 - 3.127 = 32.62 \text{ m}^4$$

$$I_c = 0.822 \text{ m}^4 \text{ (sección I)}$$

Luego, el momento de volteo sobre el eje C es.

$$O_{TBC} = \frac{2.923}{32.62} \times 2634 = 67.92 \text{ T-m}$$

Efectuaremos el siguiente artificio para encontrar las reacciones sobre la losa en el eje 3

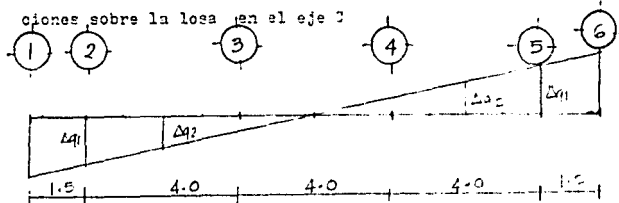


DIAGRAMA SUPLENTE DE REACCIONES

$$\Delta q_{1c} = \frac{\Delta q_1}{\theta} \theta_c$$

$$\Delta q_{2c} = \frac{\Delta q_2}{\theta} \theta_c$$

$$O_{Tbc} = \bar{a} \sum_c^n (\Delta q_{1c} + \Delta q_{2c})$$

donde:

$\Delta q_{1c}, \Delta q_{2c}$ = Reacciones sobre el eje C

$\frac{\Delta q_1}{\theta}$ = Reacción total entre el giro total de la estructura.

θ_c = Giro ficticio sobre el eje C

\bar{a} = Área tributaria

Substituyendo valores:

$$672 \theta_c = \Delta q_{1c}$$

$$250 \theta_c = \Delta q_{2c}$$

$$15 \times 2 (6 \Delta q_{1c} + 3 \Delta q_{2c}) = 67.98$$

Resolviendo el sistema:

$$\theta_c = 0.0047$$

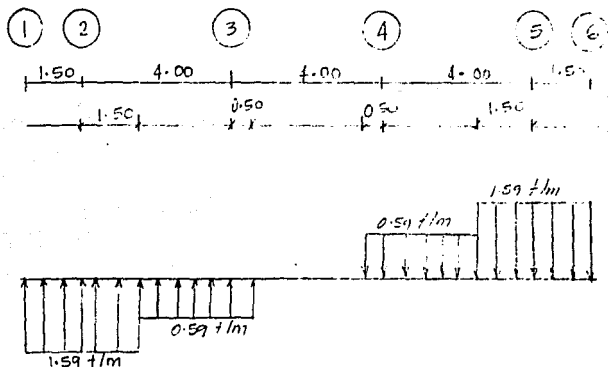
$$\Delta q_{1c} = 0.3124 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta q_{2c} = 0.1185 \text{ T/m}^2 \quad \text{Reacciones por unidad de área}$$

Comprobación:

$$O_{Tbc} = \bar{a} \sum_c^n \Delta q_i X_i = 15 \times 2 (0.3124 \times 3 + 0.1185 \times 3) = 57.98 \text{ T-m} \text{ luego, la suposición es correcta.}$$

Las reacciones por unidad de longitud se obtienen de la multiplicación del ancho de la faja (5 m) por las reacciones por unidad de longitud. Esta distribución se muestra en la figura siguiente:



F I G (3 - 1 5) D I A G R A M A D E R E A C I O N E S S O B R E E J E C

3.5 REVISIÓN DE ESTADOS LIMITE DE ACOMODO CON EL (R.S.D.-87)

REVISIÓN DE LAS REACCIONES EN EJE C

- a) Carga vertical (fig.)

$$\Delta q = 8.457 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta q_u = 8.457 \times 1.4 = 11.84 \text{ T/m}^2$$

- b) Carga vertical más sismo

$$\Delta q_{\text{sismo}} = 0.8134 \text{ T/m}^2 \text{ (fig.)}$$

$$\Delta q_u = (8.457 \times 0.8134) \times 1.1 = 10.19 \text{ T/m}^2$$

CONCLUSIÓN: Como $\Delta q_u <$ Capacidad de carga = 16.16 T/m^2 la estructura ante este concepto es adecuada.

REVISIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS

- a) Por carga vertical

$$\delta_{\text{max}} = 20.95 \text{ cm}$$

- b) Por sismo

$$\delta_{\text{max}} = 5.5 \text{ cm}$$

- c) Desplazamiento total máximo

$$\delta_T = 20.95 + 5.5 = 26.45 \text{ cm.}$$

CONCLUSIÓN: Como se trata de una estructura aislada, las NTC - 87 permiten 30 cm., lo cual asegura que la estructura es adecuada también ante este concepto.

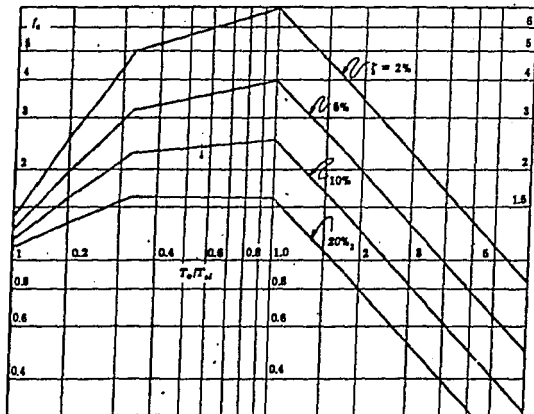
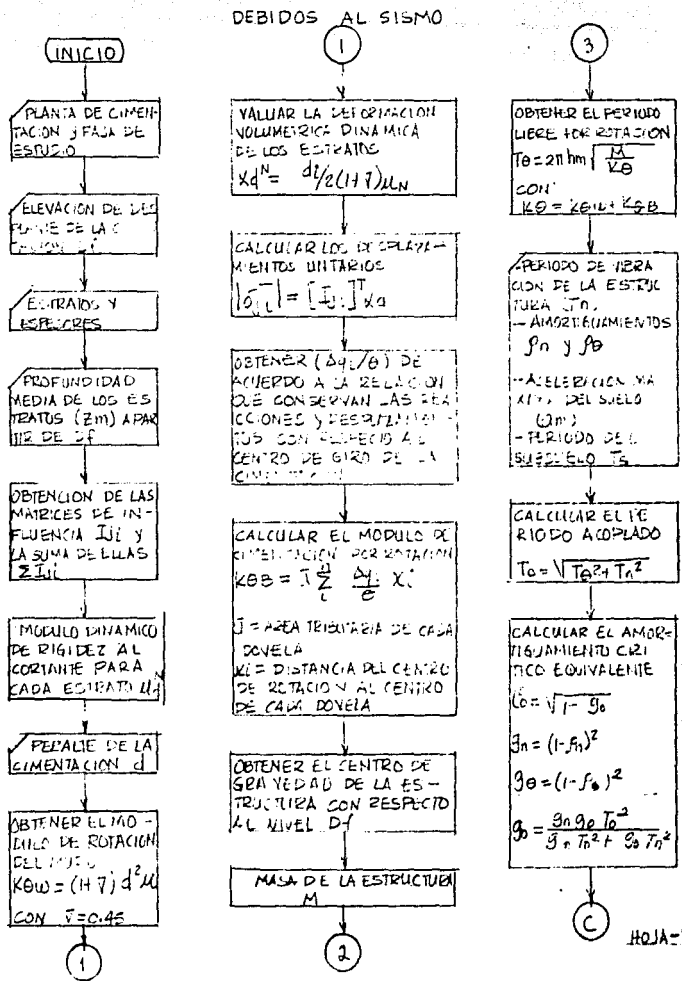


FIGURA 12.III Espectro envolvente para diseño sísmico.

FIG (3-13) DIAGRAMA DE FLUJO PARA CALCULAR HUNDIMIENTOS DEBIDOS AL SISMO 96



DEBIDO AL SISMO

CON: I_a y β_0 DE LA TABLA 3-III OBTENER EL FACTOR DE AMPLIFICACION C

VALUAR LA FUERZA DE INERCIA $V_m = I_a \cdot M \cdot a_m$

CALCULAR EL MOMENTO DE VOLTEO $O_T = V_m \cdot h_m$

OBTENER EL VALOR DEL GIRO DE LA CIMENTACION $\theta = O_T / K\theta$

CALCULAR LAS REACCIONES $\Delta q_i = i \left(\frac{\Delta q_i}{\theta} \right) \frac{O_T}{K\theta}$

CALCULAR LOS DESPLAZAMIENTOS DEBIDOS AL SISMO $\delta_i = \theta \cdot X_i$

OBTENER LAS REACCIONES SOBRE EL MURO $\Delta P = \frac{C}{M_e} \cdot M_e = \frac{1}{2(1+i)} U$ CON $i = 0.45$

4

VERIFICACION DEL PROCESO DE CALCULO CON $O_{Tw} = \frac{1}{2} A p d^2$ y $O_{Tb} = \bar{a} \sum \Delta q_i X_i$
 $O_T = O_{Tw} + O_{Tb}$

ARTIFICIO PARA ASIGNAR A CADA ELEMENTO EL MOMENTO DE VOLTEO QUE LE CORRESPONDE

MOMENTO DE INERCIA TOTAL I_T Y MOMENTO DE INERCIA DEL ELEMENTO EN CUESTION I_i

MOMENTO DE VOLTEO EN EL ELEMENTO $O_{Tbi} = I_i \times O_T / I_T$

REACCIONES SOBRE EL EJE $\Delta q_{Li} = \left(\frac{\Delta q_i}{\theta} \right) \theta_i$
 $O_{Tbi} = \bar{a} \sum \Delta q_{Li}$
LAS INCOGNITAS SON Δq_{Li} "REACCIONES SOBRE EL ELEMENTOS"
 θ_i "ANGULO FICTICIO DEL EJE i "

5

SE RESUELVE EL SISTEMA DE ECUACIONES Y SE OBTIENE Δq_{Li} , θ_i

COMPROBACION $O_{Tbi} = \bar{a} \sum \Delta q_{Li}$ E IGUAL A $O_{Tbi} = \left(\frac{I_i}{I_T} \right) O_T$

FIN

CAPITULO IV

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION

4.1 INTRODUCCION.

En este capítulo se ha mostrado la forma de diseñar los diversos elementos estructurales en la cimentación de una estructura.

Como era de esperarse, se diseñó la contratrabe del eje C, sometida a acciones verticales y sísmicas; cuyos datos se obtuvieron en el Capítulo III. Si se deseara diseñar otro elemento, se necesitaría estrictamente hablando, calcular las reacciones tal y como se hizo en ésta, pero debido a las condiciones que nuestra estructura conserva, es aceptable colocar el mismo refuerzo en las otras; dado que éste sería "algo" conservador.

En lo que corresponde al muro de contención, éste puede utilizarse para toda la estructura.

Por último la losa de cimentación de la misma manera que el muro debe ser utilizado en toda la estructura. Como se observa en el diseño, fué dominante el requisito de acero mínimo por temperatura en ambos lados y por lo cual, no fué necesario determinar los puntos de inflexión y requisitos de corte de armado. También cabe mencionar que el diseño en esta losa lo rige la acción del cortante y no la flexión por lo cual, fué necesario incrementar la resistencia a compresión del concreto a $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ y no así, en la contratrabe y el muro de contención.

4.2 DISEÑO DE CONTRAFRASE EN C

Las acciones debidas a carga vertical y sismo son las que aparecen en las figuras (3-121 y 3-15) respectivamente.

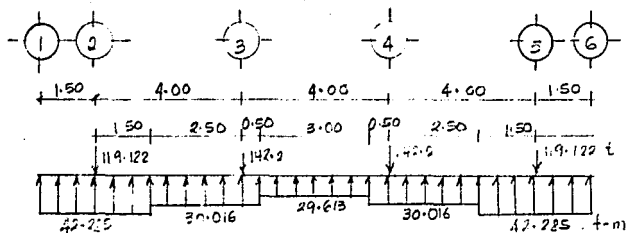
Aplicando la definición de elementos mecánicos las envolventes son las que se muestran en las figuras (4-1 y 4-2).

4.2.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Dado que se trata de elementos dúctiles, nos apoyaremos en el Capítulo 5 de las normas de concreto reforzado de 1987.

Los requisitos antes de comenzar con el diseño son los siguientes:

- 1) $P_u \leq A_g f_c / 10$ (para este caso no existe carga axial)
 - 2) $\frac{f_y}{f_c} \geq 4$ (se cumple)
 - 3) $\rho \leq 0.08$ (Aceptable)
 - 4) En sistemas de viga y losa monolítica, la relación entre la separación de apoyos que evitan el vuelco lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30
- $$\frac{L}{b} \leq 30 \quad (\text{se cumple})$$
- 5) $b \geq 25$ (se cumple)



REACCIONES POR CARGA VERTICAL (EJEC)

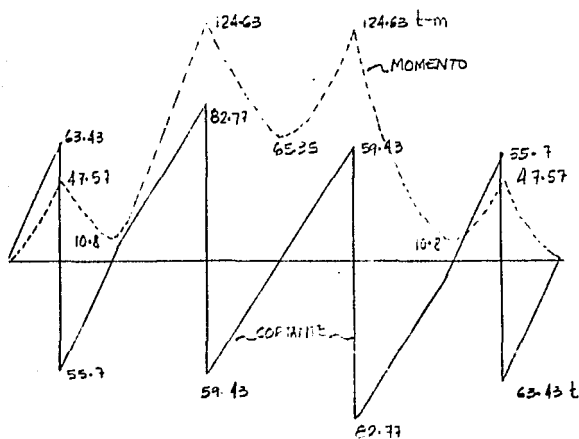
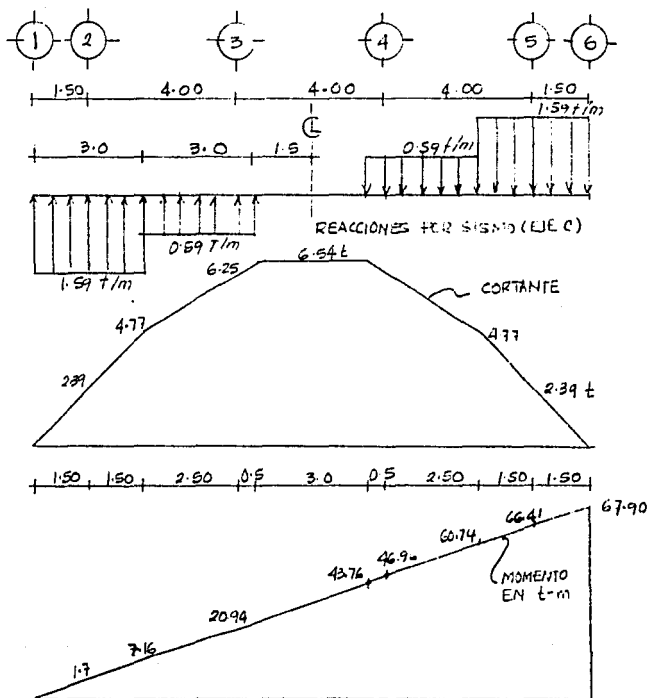


FIG (4-1) DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS POR CARGA VERTICAL EN LA CONTRABASE DEL EJE C

FIG (4-2) DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS POR SISMO
EN LA CONTRAABRADE DEL EJE C



4.2.1.1. REFUERZO LONGITUDINAL

El porcentaje mínimo es:

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f_c}}{f_y} \quad \dots (4.1)$$

$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 1000 \text{ kg/cm}^2$

con 2 barras corridas de por lo menos (No. 4)

El porcentaje máximo es:

$$\rho_{\max} = 0.75 \left(\frac{4800}{f_y - 6000} \right) \frac{1}{4} \quad \dots (4.2)$$

El momento resistente positivo en la unión con un nudo, no será menor que el momento negativo que se suministre en esa sección. En ninguna sección a todo lo largo del elemento, tanto para momento positivo como para negativo, no se colocará menos de la cuarta parte del máximo momento resistente que se tenga en los apoyos.

El momento resistente se calcula con la expresión (4-3)

$$M_R = \rho A_s f_y d (1 - \rho \frac{f_y}{f_c}) \quad \dots (4-3)$$

$$C_s = 1.25 - 0.7$$

Los momentos últimos son tomados de los diagramas antes mencionados, combinando las acciones y aplicando los factores de carga (1.1 y 1.4), se ha llegado a lo siguiente:

TABLA T-41

	FC=1.4	FC=1.1
MPCYO	por carga vertical	carga ver- tical + sismo
1 y 6	0	+ 74.59
	0	- 74.59
2 y 5	+ 56.59	+125.37
	+ 56.59	- 20.72
3 y 4	+174.48	+135.22
	+174.48	+ 98.25

+ Momento positivo

- Momento negativo

Igualando $\sigma R = \sigma U$ se obtiene el índice de acero

es decir, $MU = F_c b d^2 f'_c q (1 - 0.59q)$

si llamamos $K = MU / F_c b d^2 f'_c$

se tiene $q - 0.59q^2 = K$

Resolviendo: $q = 1 - \sqrt{1 - 2K}$

(4.4)

y así el porcentaje de acero mediante

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} \quad (4.5)$$

por lo que el área de acero será:

$$A_s = \rho b d \quad (4.6)$$

De la tabla T-41 se observa que se debe diseñar para la combinación de carga vertical más sismo con factor de carga $P = 1.1$. Aplicando de manera simultánea las expresiones 4.4, 4.5 y 4.6 se tiene:

TABLA T-42

APOYO	Carga vertical + sismo	Porcentaje ρ	A _t teórico	A _r real
1 y 5	+ 74.63	0.0026	14.58	2#10=15.84
	- 74.63	0.0026	14.58	2#10=15.84
2 y 5	+125.37	0.0044	25.07	4#10=31.68
	- 20.72	0.0026	14.58	2#10=15.84
3 y 4	+185.22	0.0058	38.22	5#10=39.5
	+ 88.25	* 0.0026	14.58	2#10=15.84

$$f_{min} = \frac{0.1 \sqrt{50}}{4200} = 0.0026$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left(\frac{4800}{10200} \right) \frac{170}{4200} = 0.014$$

$$\phi = 1.25'' \quad (\text{número 10})$$

$$A\phi = 7.92 \text{ cm}^2$$

* Se colocará el negativo mínimo

El acero real se obtiene proponiendo un diámetro de varilla y se aproximará al teórico.

El arreglo por flexión se dispone en la fig. (4-3)

4.2.2 REFUERZO POR CORTANTE.

Las reacciones comprimen directamente la cara del miembro, entonces, las secciones situadas a menos de un peralte del apoyo pueden dimensionarse para la misma fuerza cortante de diseño que actúa a la distancia .

Con base en esta fuerza, se puede diseñar si el factor de resistencia se le asigna el valor de 0.5 en lugar de 0.8, es decir:

$$\text{si } \rho < 0.01 \quad VCR = [FRbd(0.2 + 30\rho)\sqrt{f_c'}] 0.7 \quad 4-7$$

$$\text{si } \rho \geq 0.01 \quad VCR = [0.5FRbd\sqrt{f_c'}] 0.7 \quad 4-8$$

El 0.7 se debe a que el elemento es mayor de 70 cm.

separación por resistencia de estribos

$$s = \frac{FRAsfyd}{Vu - VCR} \leq Asfyd / 3.5d$$

$$s = 0.15d \text{ si } Vu > VCR \text{ pero } Vu \leq 1.5FRbd\sqrt{f_c'}$$

$$s = 0.25d \text{ si } Vu > 1.5FRbd\sqrt{f_c'}$$

En ningún caso Vu debe ser mayor que $2FRbd\sqrt{f_c'}$

Los estribos por resistencia deben chequearse que cumplan con los de confinamiento que se suministrarán, cerrados de al menos 7.3 mm (No. 2.5), que cumplan con los requisitos de los párrafos que siguen en la siguiente zona: En cada extremo del miembro sobre una distancia de dos peraltes a partir del punto del nudo.

El primer estribo se colocará a no más de 5 cm de la cara del miembro de apoyo.

La separación de los estribos no excederá ninguno de los valores siguientes:

$$S \text{ máx por confinamiento en una distancia } 2h \text{ del apoyo} \left\{ \begin{array}{l} 0.25 d \\ \phi \text{ varilla más delgada} \\ 24 \phi \text{ estribo} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

máx en todo el claro 0.5

$d =$ peralte de la sección

Aplicando lo anterior se tiene:

Por confinamiento, suponiendo estribos E # 4 y $d = 140$

$$S \text{ en apoyo} \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \times 140 = 35 \text{ cm} \\ 8 \times 3.175 = 25.4 \text{ cm} \\ 24 \times 1.27 = 30.48 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$S \text{ en todo el claro} \left\{ \begin{array}{l} 0.5 \times 140 = 70 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por resistencia a una distancia $(\frac{d}{2})$ del apoyo y siendo la carga vertical la combinación más desfavorable con estribos del # 4 se tiene:

APOYOS	V		V		*VCR	separación teórica en cm. **	
	IZQ	DER	IZQ	DER		IZQ	DER
	2 y 5	33	27	45.2		37.8	12.33
3 y 4	62	37	86.8	51.8	12.327	12.93	22.70

* Ver con la expresión 4-7 y $\rho = 0.0025$

** S la expresión 4-3

Combinando el refuerzo por confinamiento, por resistencia y de simetría. Se colocará en ambos lados de cada apoyo con una longitud de $1.5 m E \# 12$ y al centro de los claros de $E \# 25$. El detalle final se observa en la fig. (4-3)

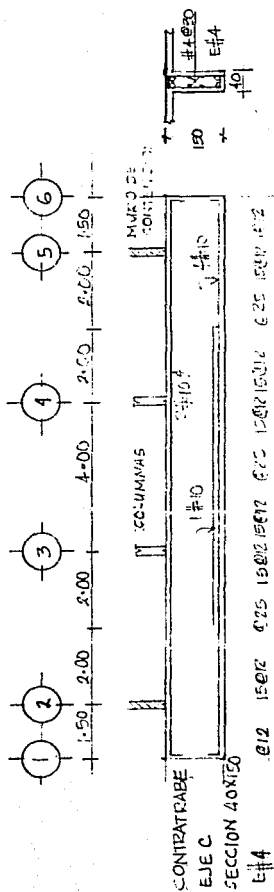


FIG. (4-3) CONTRATABLE EJE C

4.3 DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN

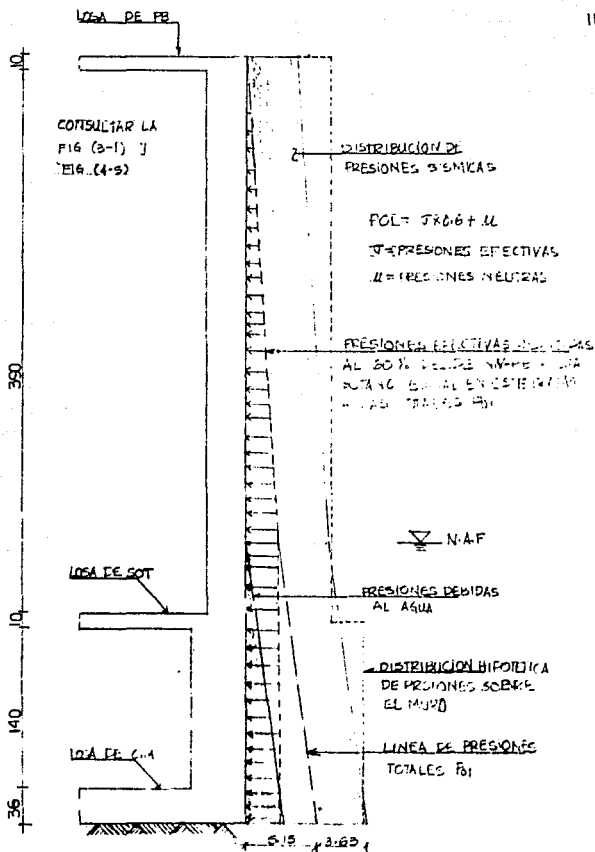
La sección transversal del muro perimetral y las acciones a la que estará sometido se muestran en la fig. (4-4). Este se diseñará para la presión sísmica (expresión 3.4.3.13 Capítulo III de éste texto), adicionando lo que se indica en el artículo 3.4.3 de las Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones 1987; es decir, sometido a presiones horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y al suelo en estado de reposo (fig. 3-1 Capítulo III de este texto). Esta última será igual al 50% de la vertical actuante a la misma profundidad.

Cabe aclarar que en este muro no se considerarán sobrecargas en la superficie del terreno, ni cimientos vecinos (ya que se trata de una cimentación aislada).

Para facilitar la obtención de los diagramas de elementos mecánicos (fig. 4-5) en el muro, se supone lo siguiente:

- Sobre el muro está actuando una distribución de presiones uniforme (fig. 4-4 línea discontinua).
- Los apoyos del muro son las losas del cojón y su análisis se efectuará entonces como si fuera una viga continua de 3 apoyos de ancho unitario.
- El momento de inercia a lo largo de la viga es constante.

Dadas estas suposiciones, el análisis se puede resolver por cualquier método de análisis estructural, pero se resolverá por el método de Cross.



FIG(4-4) DISTRIBUCION DE PRESIONES EN LA SECCION TRANSVERSAL DEL MURO DE CONTENCIÓN

C = CIMENTACION
 S = SOF. NO
 PB = PLANTA BAJA

$\frac{375}{EI}$ $\frac{471}{EI}$

(C) (S) (PB)

FD	10	-0.8	-0.2	0
FI	0	-0.5	0	0
ME	1.1	-1.1	12.8	0
MA	1.1	-4.304	-2.328	0
MT		-3.488	-10.474	10.474

MOMENTOS EN

NUDOS $\left\{ \begin{array}{l} 3.488 \\ 10.474 \\ 10.474 \end{array} \right.$

BARRA $\left\{ \begin{array}{l} 10.474 \\ 10.474 \end{array} \right.$

REACCIONES EN t $\left\{ \begin{array}{l} \text{HIPER } 10.99 \uparrow \\ \text{ISOST } 5.55 \uparrow \\ \text{FINAL } -5.44 \end{array} \right.$

$\left. \begin{array}{l} 12.62 \\ 12.8 \uparrow \\ 10.18 \end{array} \right\}$

$K_{SC} = \frac{4EI}{1.27} = 315$

$K_{CB} = \frac{3EI}{4} = 0.75$

$K_S = 3 \cdot 15 = 10.75$

$K_C = 3 \cdot 9$

$F_{DC} = 3 \cdot 15 / 3 = 15$

$F_{DB} = 0.75 / 3 = 0.25$

$M_{SC}^E = -\frac{wL^2}{12} = \frac{8.75 \cdot 1.27^2}{12} = 1.17$

$M_{ISOB} = \frac{wL^2}{8} = \frac{6.436^2}{8} = 12.8$

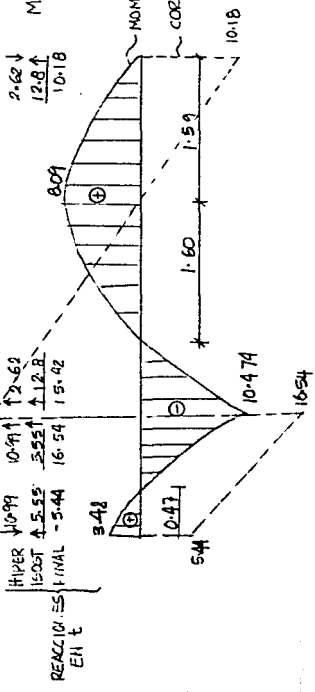


FIG. (4-5) ELEMENTO MECANICO EN UN JO DE CONTENCION

4.3.1 REVISIÓN POR FLEXIÓN

El factor de carga aplicable es $F_c=1.1$ con lo cual se obtienen los momentos últimos siguientes:

Momento positivo máximo

$$M_u = 8.02 \times 1.1 = 8.82 \text{ T/m}$$

Momento negativo máximo

$$M_u = 10.74 \times 1.1 = 11.81 \text{ T/m}$$

Aplicando la expresión 4-3, 4-4, 4-5 y 4-5 se tienen las siguientes áreas de acero.

Momento positivo

$$A_s = 3.89 \quad \# 4 @ 12.84 \text{ cm}$$

Momento negativo

$$A_s = 13.38 \quad \# 4 @ 3 \text{ cm}$$

El refuerzo mínimo horizontal es:

$$f_{\min} = 0.0025$$

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}$$

$$\# 4 @ 20.32 \text{ cm}$$

La disposición se muestra en la fig. (4-5)

4.3.2 REVISIÓN POR CORTANTE

Como viga

$$VCR = 2 F_c b d i f_c$$

Sustituyendo valores

$$VCR = 2 \times 0.6 \times 100 \times 25 \times 200 = 42.426 \text{ t} < V_{\text{máx}} = 16.5 \times 1.1 \text{ t}$$

Como losa

Suponiendo que las columnas actúan como apoyos se tiene.

$$V_{\text{act}} = \left(\frac{a_1}{2} - d\right) w / \left[1 + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^6\right], \quad T = 5.4 \times 114 = 3.36$$

Sustituyendo

$$V_{\text{act}} = \left(\frac{3.9}{2} - 0.25\right) 8.96 / \left[1 + \left(\frac{3.9}{4.6}\right)^6\right] = \frac{16.23}{1.37} = 11.10 \text{ t}$$

$$V_{\text{resistente}} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 25 \times 200 = 14.14 \text{ T}$$

Luego el diseño es correcto.

4.3.3 REVISIÓN DEL SUELO ANTE EMPUJE PASIVO

De acuerdo con la teoría de Rankine la presión pasiva vale:

$$P_p = \frac{\gamma}{2} + 2\bar{C}u, \quad \bar{C}u = 0.253 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tabla 3-2, Capítulo III)}$$

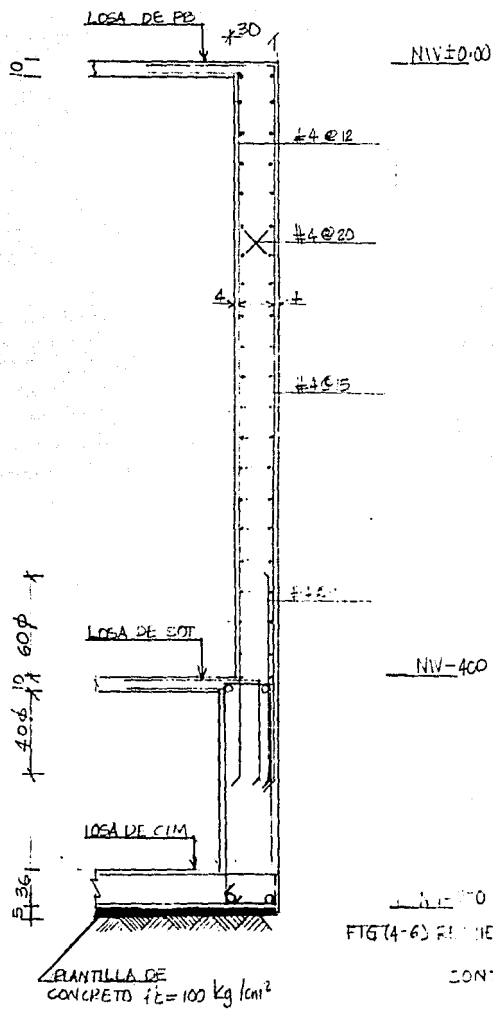
valiendo z la profundidad de desplante de la estructura de cimentación.

$$P_p = 5.8 + 2 \times 2.5 = 11.86$$

La presión actuante vale:

$$P_{\text{act}} = (5.8 + 3.53) \times 1.1 = 11.47 \text{ T/m}$$

Luego el diseño del muro es correcto.

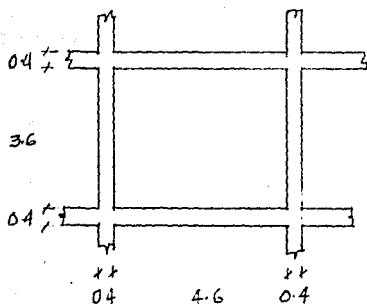


FIG(4-6) REINERZO VERTICAL DE
 CONTENCIÓN

4.4 DISEÑO DE LA LOSA DE CIMENTACION

Siendo una losa apoyada en su perímetro aplicaré los coeficientes de momento que se estipulan en las N.T.C de concreto 1987.

Tomaré el tablero central el cual es el más desfavorable.
Las dimensiones se dan a continuación:



$$\frac{d_1}{d_2} = \frac{3.6}{4.6} = 0.78$$

FIG (4-7) TABLERO TIPO

La reacción máxima de acuerdo a los artículos 3.4.2 y 3.4.3 del Capítulo III es:

$$W = (8.457 + 6.18)1.1 = 15.1 \text{ T/m}^2$$

4.4.1 REVISIÓN POR CORTANTES

$$V_{act} = \left(\frac{a_1}{2} - d\right) w / \left[1 + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^6\right]$$

suponiendo $d = 35 - 4 = 32$

$$V_{act} = \left(\frac{3.6}{2} - 0.32\right) 16100 / \left[1 + \left(\frac{3.6}{4.6}\right)^6\right] = 19.38 t$$

$$VCR = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 32 \sqrt{245} = 19.82 \text{ Ton.}$$

4.4.2 REVISIÓN POR FLEXIÓN.

$$\alpha = 1 \times 10^{-4} a_1^2 w$$

sustituyendo valores

$$\alpha = 1 \times 10^{-4} \times 3.6 \times 16100 = 20.86$$

Espesor mínimo

$$d = \frac{(3.6 + 4.5)2}{3} = 2.71 \times 5.47 = 14.82 < 32$$

$$K = 0.034 \sqrt[4]{1.5 w}$$

$$f_s = 0.5 \times 4 \times 200 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 0.034 \sqrt[4]{2520 \times 1.5 \times 100} = 2.71$$

Como $m = \frac{a_1}{a_2} = 0.78$ los coeficientes de momentos se interpolan entre 0.7 y 0.8

TABLERO	MOMENTO	CLARO	$\alpha=0.7$	$\beta=0.8$	$\gamma=0.78$
INTERIOR	NEG EN BORDES	CORTO	432	391	331.2
		LARGO	371	347	351.8
TODOS LOS	INTERIORES	CORTO	228	192	199.2
BORDES CON-		LARGO	130	128	128.4
TIVUOS	POSITIVO				

Los momentos últimos se obtienen multiplicando el coeficiente de momento para 0.78 y , es decir:

CLARO	(0.78)	M_s^*	M_{smin}	#4
CORTO	3162.4	5.74	9.5	Ø13
LARGO	7338.8	5.15	9.5	Ø13
CORTO	4155.3	2.53	9.5	Ø13
LARGO	2578.4	1.85	9.5	Ø13

con $b=100$, $d=32$, $f_c=300$ kg/cm² y la expresión 4-3

El acero mínimo se colocará en las dos caras y se valúa con la expresión siguiente:

$$A_{smin} \left\{ \begin{array}{l} a) 1.5 \left[\frac{660 \times 36}{4200 \times (36+100)} \right] = 0.062 \text{ cm}^2/m = \frac{6.2 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}} \\ b) \frac{0.3}{100} \times 100 \times 32 = 9.6 \frac{\text{cm}^2}{100 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

luego predomina el mínimo.

La disposición se muestra en la fig. (4-3)

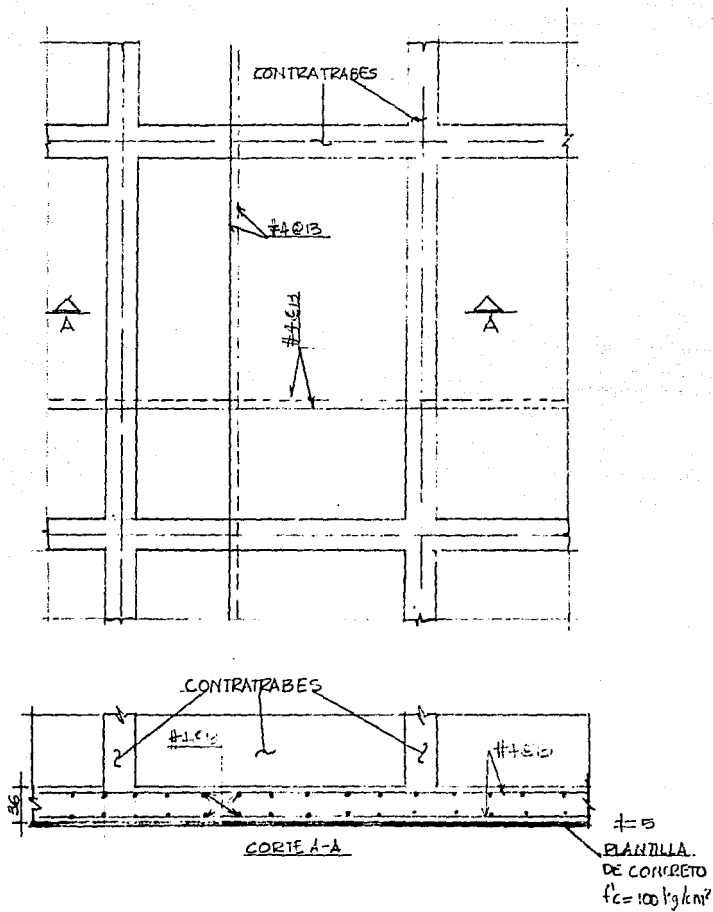


FIG (4-B) DISPOSICION DE ARMA EN LOSA DE CIMENTACION

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Creo que se deberían de efectuar trabajos que incluyan tanto el análisis detallado de la superestructura (análisis de cargas, modelación, estructuración, dibujo de elementos mecánicos y diseño estructural), como la subestructura (análisis del suelo, interacción suelo-estructura de cimentación, diseño estructural de todos los elementos), ya que en realidad existen un número muy grande de estructuras construidas en la ciudad como para que no existan unos estudios completos de ellas, y que no solamente que en a nivel de memorias de cálculo.

Estoy completamente de acuerdo que existen programas de computadora muy potentes, tanto en el análisis de la superestructura como de la cimentación y que los conceptos son mutables, pero también esos conceptos duran cierto tiempo para cambiar y que todo está cambiando.

Por ejemplo el análisis de este texto se pudo haber realizado de manera tridimensional (con una versión más adelantada del ETABS, digamos la 34 o bien con el SAP 90), pero al menos se muestra aquí una manera racional.

Es conveniente señalar que nuestro análisis se pudo haber efectuado a nivel de desplante de la cimentación y por tal, haber modelado al muro como "panel". Esto no se realizó debido a que de inicio se conocía el nivel de desplante y se estaba

generando capítulo tras capítulo. Pero en la práctica se pudo haber efectuado, ya que la literatura es escasa en la memoria de cálculo. Además habría que considerar la resistencia del suelo, ya que el momento de volteo y las fuerzas sísmicas son medidas respecto al nivel de deslante de la cimentación.

Por lo que corresponde, el estudio de mecánica de suelos donde se deslantaría, la edificación debe contener todos los parámetros que serán utilizados en la interacción suelo estructura de cimentación, capacidad de carga, niveles piezométricos, etc., y no interpolar o definir parámetros, que aún cuando puedan estar cerca de la realidad no lo son.

Probablemente exista un poco de confusión en los diagramas de elementos mecánicos sobre la contrarabe del eje C, estas envolventes dependen por una parte de las acciones y de la selección de los dovelas. Es decir, si se desea una mejor envolvente o más correcto se debe seleccionar un número mayor de dovelas.

Algo que menciono y que es de importancia, es que en el método de interacción suelo estructura de cimentación (reacciones y hundimientos por sismo), no se especifica que cantidad de momento de volteo le pertenezca a cada elemento resistente a este fenómeno.

Considero que después de la obtención de este momento se debería hacer un análisis de la estructura y su cimentación.

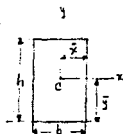
Pero que para facilidad el autor asumió el momento que corresponde al eje C como proporción de su momento de inercia respecto al total.

Finalmente me hubiese gustado haber entregado el diseño estructural de toda la superestructura y la cimentación, incluyendo el procedimiento constructivo y las notas sobre los planos, ésto significaría un poco más de tiempo.

APPENDICE A

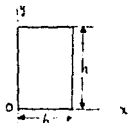
PROPIEDADES DE LAS SECCIONES PLANAS

Notación:

 x, y = distancia al centroide C A = área I_x, I_y = momentos de inercia respecto a los ejes x, y I_{xy} = producto de inercia respecto a los ejes x, y $J = I_x + I_y$ = momento polar de inercia I_{BB} = momento de inercia respecto al eje B-B

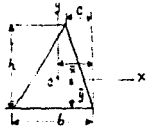
$$A = bh \quad \bar{x} = \frac{b}{2} \quad \bar{y} = \frac{h}{2}$$

$$I_x = \frac{bh^3}{12} \quad I_y = \frac{hb^3}{12} \quad I_{xy} = 0 \quad J = \frac{bh}{2} (h^2 + b^2)$$



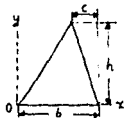
$$I_x = \frac{bh^3}{3} \quad I_y = \frac{hb^3}{3}$$

$$I_{xy} = \frac{h^4 - b^4}{4} \quad J = \frac{bh}{3} (h^2 + b^2)$$



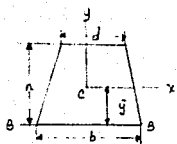
$$A = \frac{bh}{2} \quad \bar{x} = \frac{b+c}{3} \quad \bar{y} = \frac{h}{3} \quad I_x = \frac{bh^3}{36}$$

$$I_y = \frac{bh}{36} (b^2 - bc + c^2) \quad I_{xy} = \frac{bh^2}{72} (b - 2c)$$



$$I_x = \frac{bh^3}{12} \quad I_y = \frac{bh}{12} (3b^2 - 3bc + c^2)$$

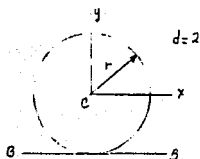
$$I_{xy} = \frac{bh^2}{24} (3b - 2c) \quad J = \frac{bh}{12} (h^2 + 3b^2 - 3bc + c^2)$$



Trapezio. (Origen de ejes en el centroide)

$$A = \frac{h(a+b)}{2} \quad \bar{y} = \frac{h}{3} \frac{(2a+b)}{(a+b)}$$

$$I_x = \frac{h^3(a^2 + 4ab + b^2)}{36(a+b)} \quad I_{xy} = \frac{h^3(3a-b)}{72}$$

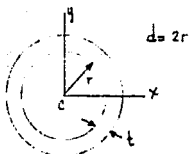


Círculo. (Origen de ejes en el centro)

$$A = \pi r^2 = \frac{\pi d^2}{4} \quad I_x = I_y = \frac{\pi r^4}{4} = \frac{\pi d^4}{64}$$

$$I_{xy} = 0 \quad J = \frac{\pi r^4}{2} = \frac{\pi d^4}{32}$$

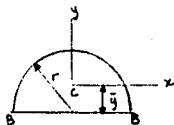
$$I_{BB} = \frac{5\pi r^4}{4} = \frac{5\pi d^4}{64}$$



Anillo circular. (Origen de ejes en el centro)

$$A = 2\pi r t = \pi d t \quad I_x = I_y = \pi r^3 t = \frac{\pi d^3 t}{8}$$

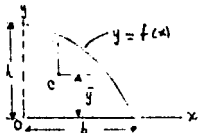
$$I_{xy} = 0 \quad J = 2\pi r^3 t = \frac{\pi d^3 t}{4}$$



Semicírculo. (Origen de ejes en el centroide)

$$A = \frac{\pi r^2}{2} \quad \bar{y} = \frac{4r}{3\pi} \quad I_{xy} = 0 \quad I_{BB} = \frac{\pi r^4}{8}$$

$$I_x = \frac{(9\pi^2 - 64)r^4}{72\pi} \approx 0.1098r^4 \quad I_y = \frac{\pi r^4}{8}$$



Parábola.

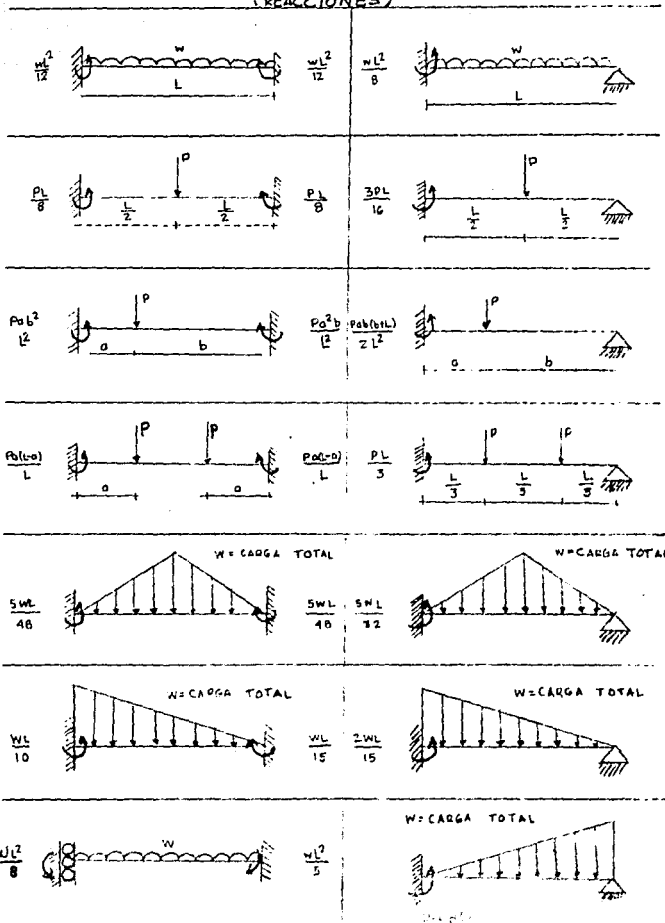
$$y = f(x) = h \left(1 - \frac{x^2}{b^2} \right)$$

$$A = \frac{2bh}{3} \quad \bar{x} = \frac{3b}{8} \quad \bar{y} = \frac{2h}{5}$$

SISTEMAS DE UNIDADES

SISTEMAS DE UNIDADES		UNIDADES FUNDAMENTALES			UNIDADES DERIVADAS					
Absolutos/Prac. (MKS)	Unidades	Longitud	Masa	Segundo	Fuerza	Momento	Trabajo	Potencia*	Velocidad	Acelerac.
	Dimensiones	$L M^{-1} T^{-2}$	$L^3 M^{-3} T^{-3}$	$L^3 M^{-1} T^{-2}$	$L M^{-1} T^{-2}$	$L^2 M^{-1} T^{-2}$	$L^2 M T^{-2}$	$L^2 M T^{-3}$	$L M^{-1} T^{-1}$	$L M^{-1} T^{-2}$
	Decimales*	Metro m	Kilogramo masa kg	Segundo s	Newton $\frac{kg \cdot m}{s^2}$	Newton.m $\frac{kg \cdot m^2}{s^2}$	Joule (Newton.m) $\frac{kg \cdot m^2}{s^2}$	Watt (Joule/s) $\frac{kg \cdot m^2}{s^3}$	$\frac{m}{s}$	$\frac{m}{s^2}$
	CGS	Centimetro cm	Gramo masa g	Segundo s	Dina $\frac{g \cdot cm}{s^2}$	Dina.cm $\frac{g \cdot cm^2}{s^2}$	Erg (Dina.cm) $\frac{g \cdot cm^2}{s^2}$	Erg/s $\frac{g \cdot cm^2}{s^3}$	$\frac{cm}{s}$	$\frac{cm}{s^2}$
Britanicas (Técnicas)	Unidades	Longitud	Fuerza	Tiempo	Masa	Momento	Trabajo	Potencia	Velocidad	Acelerac.
	Dimensiones	$L F^{-1} T^{-2}$	$L^3 F^{-1} T^{-3}$	$L^3 F^{-1} T^{-2}$	$L^{-1} F T^{-2}$	$L F T^{-2}$	$L F T^{-2}$	$L F T^{-3}$	$L F T^{-1}$	$L F T^{-2}$
	Decimales	Metro m	Kilogramo kg _F	Segundo s	Gravito (U. T. M) $\frac{kg_F \cdot s^2}{m}$	kg _{F} \cdot m}	kg _{F} \cdot m}	$\frac{kg_F \cdot m}{s}$	$\frac{m}{s}$	$\frac{m}{s^2}$
	INGLES	Pie ft	Libra lb _F	Segundo s	Gravito (Slug) $\frac{lb_F \cdot s^2}{ft}$	lb _{F} \cdot ft}	lb _{F} \cdot ft}	$\frac{lb_F \cdot ft}{s}$	$\frac{ft}{s}$	$\frac{ft}{s^2}$

MOMENTOS DE EMPOTRALIENTO
(REACCIONES)



Ad 12. Propiedades de soldaduras tratadas como una línea

JUNTA SOLDADA b= ancho, d= peralte	FLEXION (Alrededor del eje horizontal x-x)	TORSION	FLEXION (Alrededor del eje horizontal x-x)	TORSION
	$S_x = \frac{d^2}{6}$	$J_x = \frac{d^3}{12}$ cm ³	$S_x = \frac{2bd+d^2}{3} \frac{d^2(2b+d)}{3(b+d)}$ borde superior	$J_x = \frac{(b+2d)^3}{12} \frac{d^2(b+d)}{(b+d)}$
	$S_x = \frac{d^2}{3}$	$J_x = \frac{d(3b^2+d^2)}{6}$	$S_x = \frac{4bd+d^2}{3} \frac{4bd+d^2}{2(b+d)}$ borde superior	$J_x = \frac{d^2(4b+d)}{6} + \frac{b^3}{6}$
	$S_x = bd$	$J_x = \frac{b^3+3bd^2}{6}$	$S_x = bd + \frac{d^2}{3}$	$J_x = \frac{b^3+3bd^2+d^3}{6}$
	$S_x = \frac{4bd+d^2}{6} \frac{d^2(4b+d)}{6(2b+d)}$ borde superior	$J_x = \frac{(b+d)^3 - 6b^2d^2}{12(b+d)}$	$S_x = 2bd + \frac{d^2}{3}$	$J_x = \frac{2b^3+6bd^2+d^3}{6}$
	$S_x = bd + \frac{d^2}{6}$	$J_x = \frac{(2b+d)^3}{12} \frac{b(b+d)^2}{(2b+d)}$	$S_x = \frac{\pi d^2}{4}$	$J_x = \frac{\pi d^3}{4}$
	$S_x = \frac{2bd+d^2}{3} \frac{d^2(2b+d)}{3(b+d)}$ borde superior	$J_x = \frac{(b+2d)^3}{12} \frac{d^2(b+d)}{(b+d)}$	$S_x = \frac{\pi d^2}{2} + \pi d^2$	
	$S_x = bd + \frac{d^2}{3}$	$J_x = \frac{(b+d)^3}{6}$		

N_x = Distancia del eje x a la cara exterior
 N_y = Distancia del eje y a la cara exterior

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (R.D.D.F. - 1937) y sus Normas Técnicas Complementarias.
- 2.- MELI, Roberto Piralla, *Diseño Estructural*, Ed. LIMUSA 1987.
- 3.- GONZALEZ, Oscar M. Cuevas, *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*, Ed. LIMUSA, 1983.
- 4.- ZEEVAERT, Leonardo W., *Interacción Suelo-Estructura de Cimentación*, Ed. LIMUSA , 1980.
- 5.- DOWRICK, D.J., *Diseño de Estructuras*, Ed. LIMUSA, 1984.
- 6.- JUAREZ, Eulalio Badillo, *Mecánica de Suelos*, Tomo I,II, Ed. LIMUSA, 1986.