

2



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES.

CAMPUS ARAGON

**“OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE
UNA ESTRUCTURA INCLUYENDO EL SUBSUELO
DE APOYO MEDIANTE UN MODELO A ESCALA
REDUCIDA.**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A N:

**EUGENIO GONZALEZ VILLALPANDO
VICTOR HUGO MARCELO HERNANDEZ**

**ASESOR :
ING. GUSTAVO A. JIMENEZ VILLEGAS**

280118

MEXICO

2000





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
CAMPUS ARAGÓN

SECRETARÍA ACADÉMICA

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Ing. GILBERTO GARCÍA SANTAMARIA GONZÁLEZ
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,
Presente.

En atención a la solicitud de fecha 22 de febrero del año en curso, por la que se comunica que los alumnos EUGENIO GONZALEZ VILLALPANDO y VÍCTOR HUGO MARCELO HERNÁNDEZ, de la carrera de Ingeniero Civil, han concluido su trabajo de investigación intitulado "OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA INCLUYENDO EL SUBSUELO DE APOYO MEDIANTE UN MODELO A ESCALA REDUCIDA", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

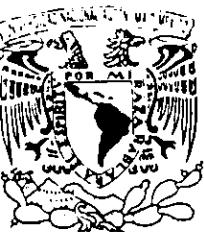
Sin otro particular, reitero a usted las seguridades de mi atenta consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 24 de febrero del 2000
EL SECRETARIO

Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS

c c p Asesor de Tesis.
c c p Interesado.

AIR/MCA/IIa



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
CAMPUS ARAGÓN

SECRETARÍA ACADÉMICA

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO
CAMPUS ARAGÓN

Ing. GILBERTO GARCÍA SANTAMARIA GONZÁLEZ
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,
Presente.

En atención a la solicitud de fecha 22 de febrero del año en curso, por la que se comunica que los alumnos VÍCTOR HUGO MARCELO HERNÁNDEZ y EUGENIO GONZALEZ VILLALPANDO, de la carrera de Ingeniero Civil, han concluido su trabajo de investigación intitulado "OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA INCLUYENDO EL SUBSUELO DE APOYO MEDIANTE UN MODELO A ESCALA REDUCIDA", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

Sin otro particular, reitero a usted las seguridades de mi atenta consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 24 de febrero del 2000
EL SECRETARIO

Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS

c c p Asesor de Tesis.
c c p Interesado.

AIR/MCA/la

**OBSERVACIÓN DEL
COMPORTAMIENTO DE UNA
ESTRUCTURA INCLUYENDO EL
SUBSUELO DE APOYO
MEDIANTE UN MODELO A
ESCALA REDUCIDA**

LOS AUTORES DE ESTA INVESTIGACIÓN DESEAN EXPRESAR SU MÁS PROFUNDO AGRADECIMIENTO A TODAS LAS PERSONAS QUE AYUDARON A LA REALIZACIÓN DE ESTE TRABAJO; ESPECIALMENTE A NUESTROS COMPAÑEROS JOSÉ GUADALUPE MIRANDA SANCHEZ Y ERIKA LUCIA OSORNIO CASTILLO.

CAPITULADO

CAPITULADO	5
I. INTRODUCCIÓN.....	9
II. CONCEPCIÓN DEL MODELO	11
II.1. GENERALIDADES	11
II.2. ANÁLISIS DIMENSIONAL.....	12
II.2.1. INTRODUCCIÓN.....	12
II.2.2. TEOREMA DE PI.....	13
II.2.3. VARIABLES EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	13
II.2.4. REQUERIMIENTOS DE SIMILITUD ESTRUCTURAL	15
II.2.5. REQUERIMIENTO DE SIMILITUD DEL SUBSUELO DE APOYO	17
II.3. DEFINICIÓN DEL MODELO.....	18

III. CONSTRUCCIÓN DEL MODELO	21
III.1. ELABORACIÓN DEL SUBSUELO DE APOYO	21
III.1.1. CONSTRUCCIÓN DEL CONSOLIDÓMETRO.....	21
III.1.2. ELABORACIÓN DEL SUELO	21
III.2. CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	24
III.2.1. OBTENCIÓN DE MATERIALES.....	24
III.2.2. CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA	26
IV. OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL MODELO.....	33
IV.1. INTRODUCCIÓN	33
IV.2. COMPORTAMIENTO ESTÁTICO.....	34
IV.3. COMPORTAMIENTO DINÁMICO	38
V. CONCLUSIONES.....	43
APÉNDICE A. DISEÑO ESTRUCTURAL	45
A. INTRODUCCIÓN	45
B. ESTRUCTURACIÓN	46
C. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	46
1. MODELO TEÓRICO	46
2. ACCIONES.....	47
I. ESTADOS LÍMITE	47
II. ACCIONES	48

3.	ANÁLISIS.....	49
D.	DIMENSIONAMIENTO	50
E.	DESARROLLO DEL PROBLEMA.....	50
APÉNDICE B. DISEÑO GEOTÉCNICO		59
A.	CONSIDERACIONES DE MECÁNICA DE SUELOS	59
1.	SUPERFICIES DE FALLA	59
2.	ELABORACIÓN DE LA ARCILLA RECONSTITUIDA	63
B.	DISEÑO GEOTÉCNICO.....	64
APÉNDICE C. EQUIPO E INSTRUMENTACIÓN.....		69
A.	INTRODUCCIÓN	69
B.	MESA VIBRATORIA.....	70
BIBLIOGRAFÍA		73

I. INTRODUCCIÓN

Este trabajo surge de nuestra inquietud de reafirmar la formación teórica recibida, realizando un proyecto que englobara las partes estructural y geotécnica; se decide incluir esta última ya que hemos observado que en un gran número de las edificaciones de la ciudad de México no se le presta la debida atención a la parte geotécnica, esto se hace más visible en aquellas desplantadas en la zona lacustre donde se presentan grandes hundimientos diferenciales y totales que repercuten en las condiciones de servicio de la estructura al presentarse agrietamientos y desplomes pronunciados. Para esto se decidió realizar un modelo de un edificio de concreto reforzado a escala reducida que incluyera el subsuelo de apoyo en donde el objetivo básico es observar el comportamiento estático y dinámico que se presenta y relacionar este comportamiento con la estructura prototipo.

Para que el modelo fuese mas parecido al prototipo se optó por efectuar el modelado de la superestructura y cimentación siguiendo la tecnología del microconcreto y el modelado del suelo de desplante mediante la técnica de suelo reconstituido las cuales ya han sido utilizadas en investigaciones hechas en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Al elaborar un modelo es necesario satisfacer determinados requerimientos de similitud que permitan establecer una correlación entre modelo y prototipo para esto se tuvo que entrar en la teoría del Análisis Dimensional.

Para que el modelo fuera manejable se escogió una escala de 1:10 con la cual las dimensiones de un modelo de una estructura típica sobrepasan nuestras posibilidades; por este motivo se modelo una estructura ficticia de cinco niveles, de dos crujías en el sentido largo y una en el sentido corto desplantada sobre zapatas corridas en dos direcciones.

Al pretender construir una estructura es necesario efectuar un diseño estructural; para esto se siguieron los lineamientos que marca el Reglamento de construcciones del Distrito Federal y sus Normas técnicas complementarias; para efectos de análisis se usó el método de rigideces y para análisis sísmico se realizó un análisis modal espectral; y como los resultados arrojados por los métodos anteriores son muy extensos solo se muestra un bosquejo de ellos.

Por diversas circunstancias que se fueron presentando durante el desarrollo del problema ya no se efectuó un diseño geotécnico; sino que nos enfocamos a realizar solo una revisión de las condiciones de falla y de servicio de la cimentación.

Se incluye una reseña de la construcción del modelo donde se mencionan aspectos como: la fabricación del consolidómetro que se usó para la contención del suelo, la elaboración de la arcilla reconstituida, la obtención de agregados para el microconcreto, el proceso de moleteado del alambre de refuerzo

La etapa de observación describe el comportamiento que presentó el modelo durante los procesos de carga estática y dinámica que se llevaron a cabo; se buscó inducir un estado de falla mediante una acción que simule un sismo con la ayuda de una mesa vibratoria.

Se incluye una descripción de la mesa vibratoria del laboratorio de construcción de la UNAM campus Aragón con objeto de ver sus principales características y limitaciones.

II. CONCEPCIÓN DEL MODELO

II.1. GENERALIDADES

Los modelos pueden ser usados ventajosamente en los campos de educación, investigación, desarrollo, diseño y construcción, a fin de proveer datos sobre patrones generales de comportamiento y comprobar experimentalmente los resultados de procedimientos analíticos. Para el modelado de estructuras se emplean varios materiales como: alambre¹ de diferentes metales y aleaciones, polímeros, madera, morteros, entre otros.

Dado que modelaremos una estructura de concreto reforzado, se optó por utilizar un mortero reforzado que reproduce el comportamiento del material original y que se denomina microconcreto.

En la realización de un modelo, hay que tomar en cuenta varios factores, como: el costo, el tamaño, los materiales, y el equipo disponible; según esto el modelo debe tener un costo acorde a nuestras posibilidades, adaptarse a las limitaciones del equipo, tener un tamaño que permita observar de manera clara y eficiente su comportamiento, además de permitir construirlo de manera sencilla.

Para nuestro caso se tiene la ventaja de que en los laboratorios de Ingeniería de la UNAM campus Aragón, se tiene la mayoría del equipo y de la herramienta que se tendrán que utilizar para la construcción del modelo, así como para las etapas de carga del modelo y para la realización de pruebas a los materiales componentes; sin embargo no se cuenta con lo necesario para realizar una instrumentación adecuada del modelo y así poder obtener un registro de su comportamiento; por tanto nos limitaremos a efectuar una observación lo más detallada posible del comportamiento del modelo.

¹Zeevaert, Leonardo El uso de los modelos de alambre en el análisis de estructuras indeterminadas, Boletín mayo-junio de 1942 de la Comisión Nacional de Irrigación, Departamento de Proyectos, Oficina de Ingeniería Experimental (pags 75-76); este artículo trata de manera concisa el uso de modelos elásticos de alambre (latón) para facilitar el análisis de estructuras hiperestáticas complejas

El factor costo no tendrá una gran repercusión, ya que en las instalaciones de la ENEP se tienen disponibles la mayoría de los materiales a usar; y solo tendremos que adquirir algunas herramientas y parte de los materiales.

La escala de líneas más adecuada para el tipo de estructura que se quiere manejar es la de 1:10; ya que con esta escala el tamaño de los elementos que componen al modelo permitiría un mejor manejo de los mismos durante su construcción; además, al momento de observar su comportamiento se tendría una adecuada perspectiva del conjunto.

Considerando los puntos anteriores y teniendo en cuenta que se va a simular una edificación desplantada en arcilla muy compresible la solución de cimentación más viable y apropiada es a base de un cajón de cimentación; pero de acuerdo a las teorías mencionadas en las consideraciones de Mecánica de suelos del Apéndice B, entre más ancha sea la base de la cimentación se tiene una mayor superficie de falla; y para que el modelo representara lo más posible las características del prototipo se habría tenido que construir un consolidómetro de aproximadamente 2.5 m de largo, 1.9 m de ancho y 5.0 m de profundidad; el volumen de suelo a extraer sería de 12 m³ y el peso total del modelo rondaría las 20 toneladas; y si tenemos que la mesa vibratoria mide 1.82 x 3.01 m y que para poder tener un funcionamiento óptimo el peso máximo que se puede poner sobre la mesa es de 3 toneladas; se optó por una cimentación a base de zapatas corridas para tener una base menor y en consecuencia una menor superficie de falla, lo que conlleva a un menor volumen de suelo y menor peso del modelo.

II.2. ANÁLISIS DIMENSIONAL

II.2.1. INTRODUCCIÓN

Para poder elaborar un modelo se tienen que establecer ciertos requerimientos de similitud entre modelo y prototipo; de manera que una cierta cantidad en el modelo al ser multiplicada por un factor de escala arroje la correspondiente cantidad en el prototipo; así:

$$(\text{Cantidad del prototipo})_p = S(\text{Cantidad del modelo})_m$$

donde:

S = factor de escala.

Los subíndices p y m denotan cantidades del prototipo y modelo respectivamente. El factor de escala S también dará subíndices conocidos para indicar las cantidades particulares que serán relacionadas. Estos factores de escala son obtenidos de las leyes de similitud; las cuales pueden ser obtenidas mediante el análisis dimensional.

El método del análisis dimensional generalmente puede ser aplicado a diferentes fenómenos, incluyendo efectos dinámicos o dependientes del tiempo; este método permite la solución de un problema de manera sencilla, después de formular las variables que afecten al problema.

Una vez que se tiene la lista de variables del problema, el propósito básico de un análisis dimensional es reducir el número efectivo de variables que aparecen en un problema; después de tener reducido el número de variables de acuerdo a los principios del análisis dimensional, una relación puede ser encontrada en forma funcional entre alguna de las variables y el resto de las mismas.

Las dimensiones físicas de una variable pueden siempre ser expresadas en términos de potencia en ciertas entidades independientes, por ejemplo Fuerza, Longitud, Tiempo y Temperatura (denotadas por: F, L, T, t respectivamente). Entidades alternativas independientes pueden ser escogidas con tal de que haya suficientes de ellas para permitir a una variable ser expresada en términos de sus potencias y estas sean verdaderamente independientes.

Los productos adimensionales son productos de variables, los cuales son adimensionales, obviamente de una lista de variables dadas, un número de productos adimensionales semejantes puede ser formado haciendo un juego. Un juego de productos adimensionales así formado está completo si cada producto en el juego es independiente y cada una de las variables del problema aparece por lo menos en algún producto adimensional.

II.2.2. TEOREMA DE PI

Toda ecuación relacionando cantidades físicas debe ser dimensionalmente homogénea, por ejemplo: las dimensiones físicas de cada término en la ecuación deben ser idénticas uno a otro; esto es conocido como el teorema de Pi de Buckingham y es la base fundamental de todo análisis dimensional. Por lo tanto el número de productos adimensionales en un juego completo es siempre menor que el número de variables de las cuales el juego esta formado, esto es equivalente a reducir el número de variables que aparecen en alguna ecuación.

Inicialmente las variables que registran el problema son listadas y sus dimensiones determinadas; según estas dimensiones el número de productos adimensionales en un juego completo es encontrado.

Una vez determinado el juego de productos adimensionales; según el teorema de Pi se establece una función desconocida de los productos adimensionales la cual debe ser igual a cero.

Para determinar las leyes de similitud, esta función no necesita ser conocida; la única condición necesaria es que el valor numérico de todo producto adimensional determinado para el modelo y el prototipo sea el mismo.

II.2.3. VARIABLES EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

En general un análisis dimensional puede ser incluido con confianza para todo problema particular tomando en cuenta cada una de las variables que afectan el problema. En muchos aspectos la formulación de las variables que afectan el comportamiento de toda estructura es la parte más difícil del procedimiento del análisis dimensional.

Nuestro propósito es obtener las leyes de similitud estructural de nuestro caso de la manera más general posible; sin embargo es probable que para ciertos problemas específicos, variables adicionales puedan ser involucradas por lo cual requerimientos adicionales de similitud puedan ser requeridos; o por lo contrario, que para determinado problema se requiera de un menor número de variables lo cual implique menores requerimientos de similitud.

Las entidades independientes que serán usadas son las siguientes: Fuerza, Longitud, Tiempo y Temperatura (F, L, T, t); la lista de variables a considerar se muestra en la Tabla II - 1:

Las dimensiones de las variables estructurales involucradas se dan en la siguiente Tabla II - 2:

Asumiendo que las variables de la Tabla II - 1 son las que afectan el comportamiento de la estructura se obtiene la siguiente función:

$$f(x, y, z, u, \sigma, E, \epsilon, \rho, \alpha, t, m, P, p, L, v, u_0, \sigma_0, k_i, T, n, \omega, a, v) = 0$$

$$\text{[ECUACIÓN II - 1]}$$

donde f es alguna función desconocida entre las 24 variables que afectan el problema.

La aplicación del teorema de Pi reducirá este número de la siguiente manera: el número de productos adimensionales en un juego completo se obtiene al restar del número de variables el número de dimensiones fundamentales; por lo que:

$$N^{\circ} \text{de productos adimensionales} = (24 - 4) = 20.$$

TABLA II - 1 LISTA DE VARIABLES ESTRUCTURALES

1, 2, 3	x, y, z	Coordenadas cartesianas que dan la posición de cualquier punto de la estructura
4	u	La deformación de cualquier punto (x, y, z) de la estructura
5	σ	El esfuerzo en cualquier punto (x, y, z) de la estructura
6	E	Módulo de elasticidad de la estructura (Si la curva esfuerzo-deformación unitaria no es lineal, entonces este debe ser expresado en términos de la deformación unitaria del material; o sea tomarse como la pendiente de la curva esfuerzo-deformación unitaria en toda deformación dada)
7	ϵ	La deformación unitaria de cualquier punto (x, y, z) de la estructura
8	ρ	La densidad del material de la estructura
9	g	La aceleración de la gravedad
10	α	El coeficiente de expansión lineal del material de la estructura
11	t	La temperatura de la estructura
12	m	La masa de la estructura
13	P	Toda fuerza aplicada a la estructura
14	p	Toda presión aplicada a la estructura
15	L	Una dimensión típica de la estructura
16	ν	Módulo de Poisson del material de la estructura
17	u_0	La deformación inicial de todo punto (x, y, z) de la estructura
18	σ_0	El esfuerzo inicial de todo punto (x, y, z) de la estructura
19	k_i	La rigidez del entrepiso i de la estructura
20	T	El periodo de vibración de la estructura
21	n	Frecuencia
22	ω	Velocidad angular
23	a	Aceleración
24	v	Velocidad

TABLA II - 2 DIMENSIONES DE LAS VARIABLES ESTRUCTURALES

	x	y	z	u	σ	E	ϵ	ρ	g	α	t	m	P	p	L	ν	u_0	σ_0	k_i	T	n	ω	a	v
F	0	0	0	0	1	1	0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0
L	1	1	1	1	-2	-2	0	-4	1	0	0	-1	0	-2	1	0	1	-2	-1	0	0	0	1	1
T	0	0	0	0	0	0	0	2	-2	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	-1	-2	-1
t	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Los primeros productos adimensionales a tomar en cuenta son las variables adimensionales; el resto se puede encontrar fácilmente teniendo presente que cada una de las variables debe aparecer en al menos uno de los productos adimensionales. Un conveniente juego de productos puede ser el siguiente:

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ϵ	ν	x/L	y/L	z/L	αt	u/L	u_0/L	σ/E	σ_0/E
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
EL^2/P	pL^2/P	$\rho gL/E$	k_iL/P	T^2g/L	g/n^2L	mg/P	ma/P	$\nu T/L$	$k_i/m\omega$

Entonces el teorema de Pi da la siguiente función:

$$\phi \left(\epsilon, \nu, \frac{x}{L}, \frac{y}{L}, \frac{z}{L}, \alpha T, \frac{u}{L}, \frac{u_0}{L}, \frac{\sigma}{E}, \frac{\sigma_0}{E}, \frac{EL^2}{P}, \frac{pL^2}{P}, \frac{\rho gL}{E}, \frac{k_iL}{P}, \frac{T^2g}{L}, \frac{g}{n^2L}, \frac{mg}{P}, \frac{ma}{P}, \frac{\nu T}{L}, \frac{k_i}{m\omega} \right) = 0$$

[ECUACIÓN II - 2]

donde ϕ es la función desconocida.

II.2.4. REQUERIMIENTOS DE SIMILITUD ESTRUCTURAL

Dado que cada una de las expresiones dentro de la función anterior son productos adimensionales, su valor numérico es inalterado por un cambio en las unidades de medición. Por lo que si consideramos 2 estructuras; el modelo y el prototipo, entonces el modelo debe ser construido y cargado en semejanza al prototipo. Como los valores numéricos de cada uno de los productos adimensionales del juego son iguales para ambas estructuras; las leyes de similitud estructural pueden ser obtenidas en base a la igualación de dichos productos adimensionales. Las leyes de similitud estructural son:

$\epsilon_p = \epsilon_m$; las deformaciones unitarias en el prototipo y el modelo deben ser iguales:

$$\epsilon_p = \epsilon_m$$

[ECUACIÓN II - 3]

$\nu_p = \nu_m$; El módulo de Poisson para el modelo y el prototipo deben ser iguales:

$$\nu_p = \nu_m$$

[ECUACIÓN II - 4]

$x_p / L_p = x_m / L_m, y_p / L_p = y_m / L_m, z_p / L_p = z_m / L_m$; El modelo y el prototipo deben ser similares geoméricamente, de manera que el factor de escala de longitud S_L debe ser el mismo en todas las direcciones:

$$L_p = S_L L_m$$

[ECUACIÓN II - 5]

$\alpha_p t_p = \alpha_m t_m$; si las temperaturas del modelo y el prototipo son iguales, entonces los coeficientes de expansión lineal del material del modelo y el prototipo deben ser iguales:

$$\alpha_p = S_t \alpha_m$$

[ECUACIÓN II - 6]

$u_p / L_p = u_m / L_m$ o $u_p / u_m = L_p / L_m$; el factor de escala de la deformación (traslacional) es igual al factor de escala de la longitud:

$$u_p = S_L u_m$$

ECUACIÓN II - 7

$\sigma_p / E_p = \sigma_m / E_m$ o $\sigma_p / \sigma_m = E_p / E_m$; los materiales del modelo y prototipo pueden ser diferentes; entonces E es la pendiente de la curva esfuerzo-deformación unitaria y la deformación unitaria en el modelo y el prototipo debe ser igual, esto conduce a un factor de escala de esfuerzos S_f

$$\sigma_p = S_f \sigma_m$$

ECUACIÓN II - 8

$$E_p = S_f E_m$$

ECUACIÓN II - 9

$E_p L_p^2 / P_p = E_m L_m^2 / P_m$ o $P_p / P_m = E_p / E_m (L_p / L_m)^2$ donde $E_p / E_m (L_p / L_m)^2 = S_f S_L^2$; por lo que el coeficiente de fuerzas en el modelo y en el prototipo depende en ambos del factor de escala de longitud y el factor de escala de esfuerzos:

$$P_p = S_f S_L^2 P_m$$

ECUACIÓN II - 10

$p_p L_p^2 / P_p = p_m L_m^2 / P_m$; esta expresión es similar a la Ecuación II - 9; dado que las unidades del módulo de Young y las de presión son iguales, al reemplazar E_p y E_m con p_p y p_m respectivamente obtenemos:

$$p_p = S_f p_m$$

ECUACIÓN II - 11

$\rho_p g L_p / E_p = \rho_m g L_m / E_m$ o: $\rho_p / \rho_m = L_m / L_p \cdot E_m / E_p$; de lo anterior se observa que la razón de densidades de los materiales entre el prototipo y el modelo está dada por los valores de los factores de escala de longitud y de esfuerzos por lo que resulta la siguiente expresión:

$$\rho_p = \frac{1}{S_L} S_f \rho_m$$

ECUACIÓN II - 12

$k_{i p} L_p / P_p = k_{i m} / L_m P_m$ acomodando términos: $k_{i p} / k_{i m} = L_m / L_p \cdot P_p / P_m$ poniendo la expresión en función de los factores de escala y de esfuerzo obtenemos: $k_{i p} / k_{i m} = 1 / S_L \cdot S_f S_L^2$ despejando $k_{i p}$ se obtiene:

$$k_{i p} = S_f S_L k_{i m}$$

ECUACIÓN II - 13

$T_p^2 g_p / L_p = T_m^2 g_m / L_m$ acomodando términos: $T_p^2 / T_m^2 = g_p / g_m \cdot L_m / L_p$ poniendo la expresión en función del factor de escala obtenemos: $T_p^2 / T_m^2 = S_L$ despejando T_p :

$$T_p = \sqrt{S_L} T_m$$

ECUACIÓN II - 14

$g_p / n_p^2 L_p = g_m / n_m^2 L_m$ acomodando términos: $n_p^2 / n_m^2 = g_p / g_m \cdot L_m / L_p$ poniendo la expresión en función del factor de escala obtenemos: $n_p^2 / n_m^2 = 1/S_L$ despejando n_p obtenemos:

$$n_p = \frac{n_m}{\sqrt{S_L}}$$

ECUACIÓN II - 15

$m_p g_p / P_p = m_m g_m / P_m$ acomodando términos: $m_p / m_m \cdot g_p / g_m = P_p / P_m$ poniendo la expresión en función de los factores de escala y de esfuerzo obtenemos: $m_p / m_m = S_f S_L^2$ despejando m_p obtenemos:

$$m_p = S_f S_L^2 m_m$$

ECUACIÓN II - 16

$m_p a_p / P_p = m_m a_m / P_m$ acomodando términos: $m_p / m_m \cdot a_p / a_m = P_p / P_m$; entonces: $a_p / a_m = 1$ despejando a_p obtenemos:

$$a_p = a_m$$

ECUACIÓN II - 17

$v_p T_p / L_p = v_m T_m / L_m$ acomodando términos: $v_p / v_m = T_m / T_p \cdot L_p / L_m$ poniendo la expresión en función del factor de escala obtenemos: $v_p / v_m = 1 / \sqrt{S_L} \cdot S_L$ despejando v_p obtenemos:

$$v_p = \sqrt{S_L} v_m$$

ECUACIÓN II - 18

$k_{i p} / m_p \omega_p^2 = k_{i m} / m_m \omega_m^2$ acomodando términos: $\omega_p^2 / \omega_m^2 = k_{i p} / k_{i m} m_p / m_m$ poniendo la expresión en función de los factores de escala y de esfuerzo obtenemos: $\omega_p^2 / \omega_m^2 = S_f S_L \cdot 1 / S_f S_L^2$ despejando ω_p se obtiene

$$\omega_p = \frac{\omega_m}{\sqrt{S_L}}$$

ECUACIÓN II - 19

II.2.5. REQUERIMIENTO DE SIMILITUD DEL SUBSUELO DE APOYO

En el caso del subsuelo de apoyo, para que haya similitud entre el modelo y el prototipo se requiere que se cumplan las siguientes igualdades:

$$\frac{\gamma_m L_m}{c_m} = \frac{\gamma_p L_p}{c_p}$$

ECUACIÓN II - 20

$$\phi_m = \phi_p$$

ECUACIÓN II - 21

En las cuales:

γ_m = peso volumétrico del modelo

- γ_p = peso volumétrico del prototipo
 L_m = longitud característica del modelo
 L_p = longitud característica del prototipo
 c_m = cohesión del suelo del modelo
 c_p = cohesión del suelo del prototipo
 ϕ_m = ángulo de fricción del suelo del modelo
 ϕ_p = ángulo de fricción del suelo del modelo

Las anteriores ecuaciones significan que problemas geoméricamente similares no necesariamente conducen a resultados igualmente similares; a menos que se cumplan las leyes de similitud expresadas en dichas ecuaciones. De acuerdo con la Ecuación II - 21 en suelos granulares basta escalar geoméricamente el prototipo para que el modelo resultante proporcione resultados similares; y en el caso de suelos cohesivos es necesario escalar, además de la geometría del problema, el peso volumétrico y la cohesión para que el modelo tenga un comportamiento similar al del prototipo.

Generalmente, para hacer un modelo en suelos se toma como punto de partida la geometría o longitud característica; es decir se fija la escala de longitudes por lo que para conservar la igualdad de la Ecuación II - 20 en el caso de suelos cohesivos de muy blandos a blandos, cuya cohesión varía entre 0.1 y 0.5 kg/cm², es muy difícil lograrlo escalando únicamente su resistencia, ya que se tendría que disminuir a valores equivalentes a su resistencia en el límite líquido; es decir el suelo modelo sería un lodo. Por otro lado escalar solo el peso volumétrico del material también es difícil porque se tendría que incrementar del orden de 10 veces (pesos volumétricos parecidos a los del plomo o mercurio).

En general es impráctico escalar físicamente el peso volumétrico; es posible escalar físicamente la cohesión por un factor no mayor de 3 a 5; aunque considerando que por lo regular una escala geométrica para un modelo de laboratorio es por lo regular mayor a 10 se ve de inmediato que la Ecuación II - 20 no se cumple. De aquí que los modelos de laboratorio de suelos cohesivos estén distorsionados y no cumplan estrictamente con las leyes de similitud. Por lo general se acepta que los resultados de modelos son indicativos (o cualitativos) del comportamiento de casos reales.

II.3. DEFINICIÓN DEL MODELO

Para definir el tamaño y dimensiones del modelo se pensó que un edificio de 5 niveles sería factible de modelar; tomando en cuenta las dimensiones aproximadas de los elementos estructurales de un edificio de estos niveles, se buscó un factor de escala de longitudes a manera que las dimensiones de los elementos estructurales del modelo no fueran demasiado pequeñas, para que no se dificultara su construcción, así por ejemplo usando un factor de escala $S_L = 10$ se tiene:

Diámetro de la columna del prototipo
 50 cm.
 Espesor de la losa del prototipo
 12 cm.

Diámetro de la columna del modelo
 5 cm.
 Espesor de la losa del modelo
 1.2 cm.

Un factor de escala más pequeño trae por consiguiente dimensiones menores en el modelo y por lo tanto mayor dificultad en su construcción.

Usando este factor de escala de longitudes a dimensiones en planta de varios edificios reales, resulta un modelo demasiado grande y por lo tanto imposible de construir con nuestras posibilidades; ejemplos:

Dimensiones aproximadas en planta de edificios reales (metros)

20 x 20
20 x 30
50 x 50

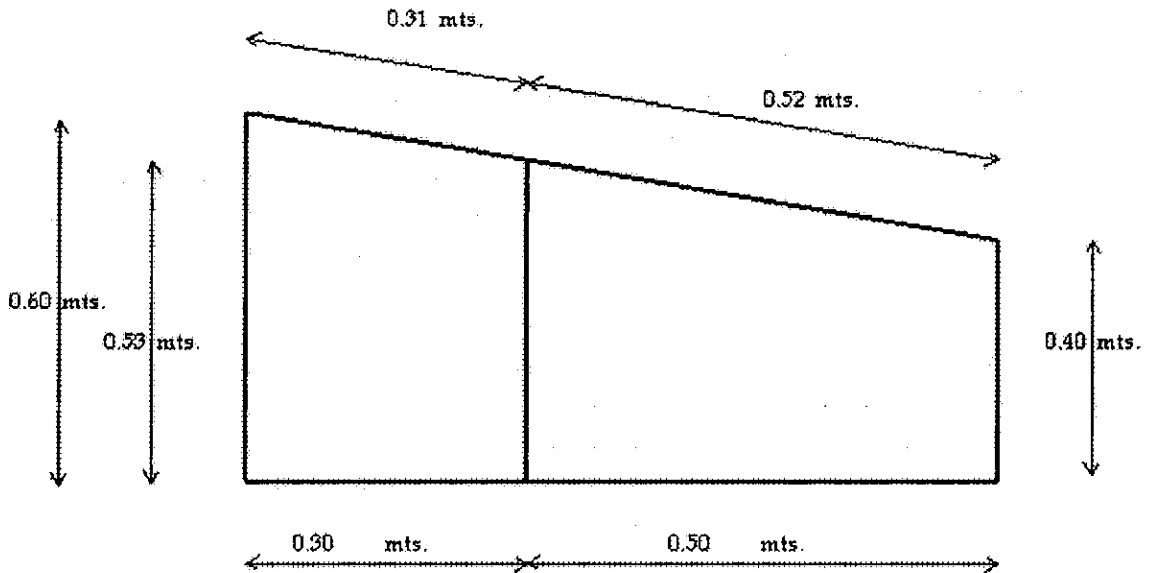
Dimensiones en planta del modelo (metros)

2 x 2
2 x 3
5 x 5

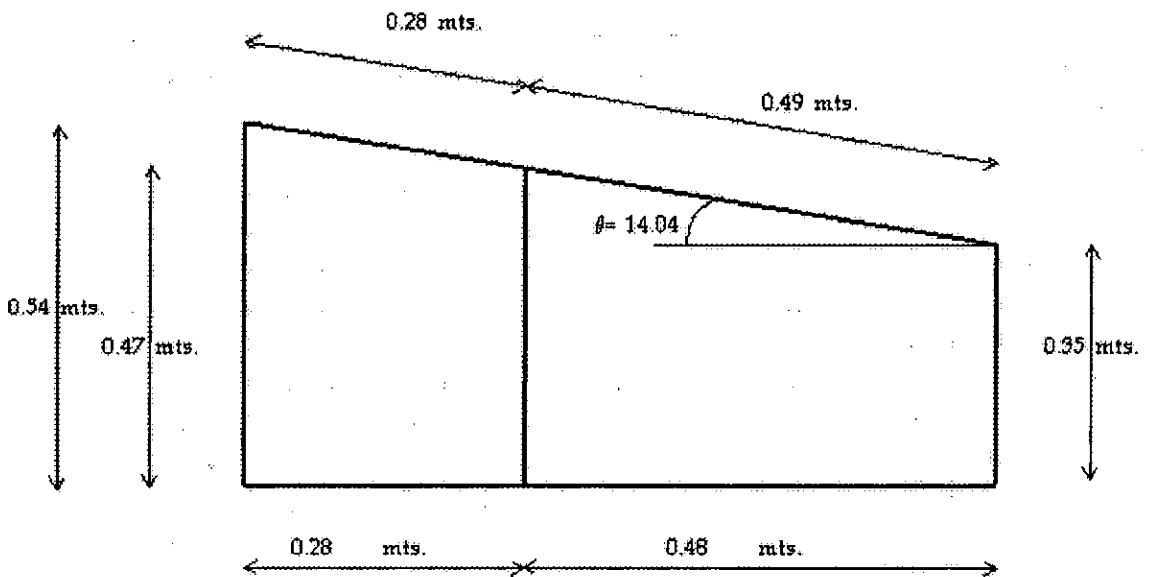
Por esta razón se optó por suponer una estructura prototipo de dos crujiás en un sentido y una crujiá en el otro sentido; y una planta asimétrica para dificultar el diseño estructural.

A continuación se muestran varios esquemas que indican las características geométricas del modelo; en el caso de las elevaciones también se observa la numeración de los diferentes nudos y elementos estructurales que se utilizó para fines del Análisis estructural.

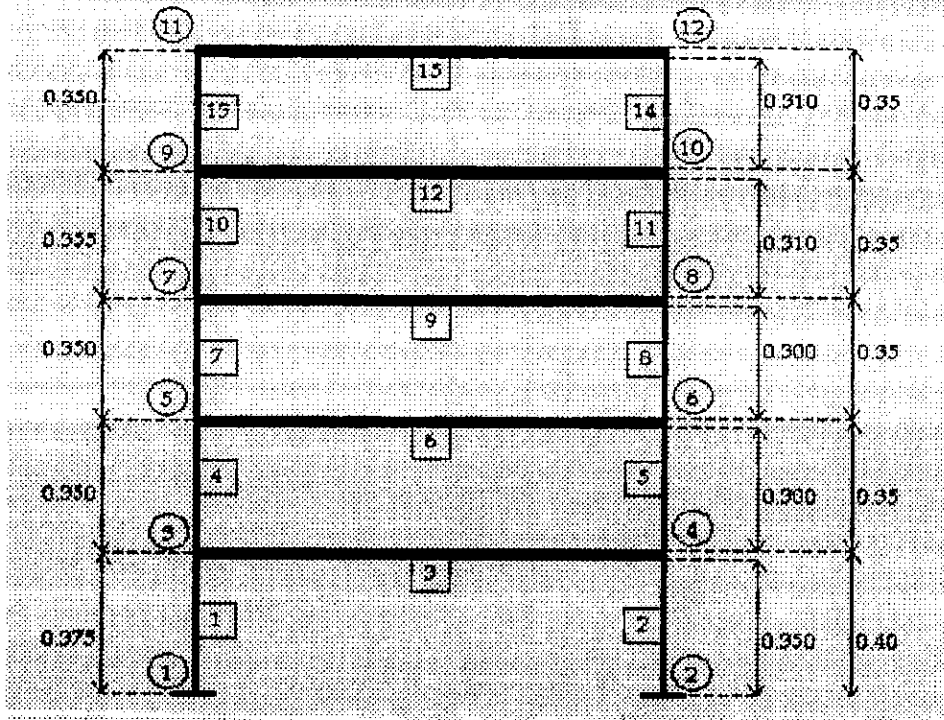
PLANTA TIPO



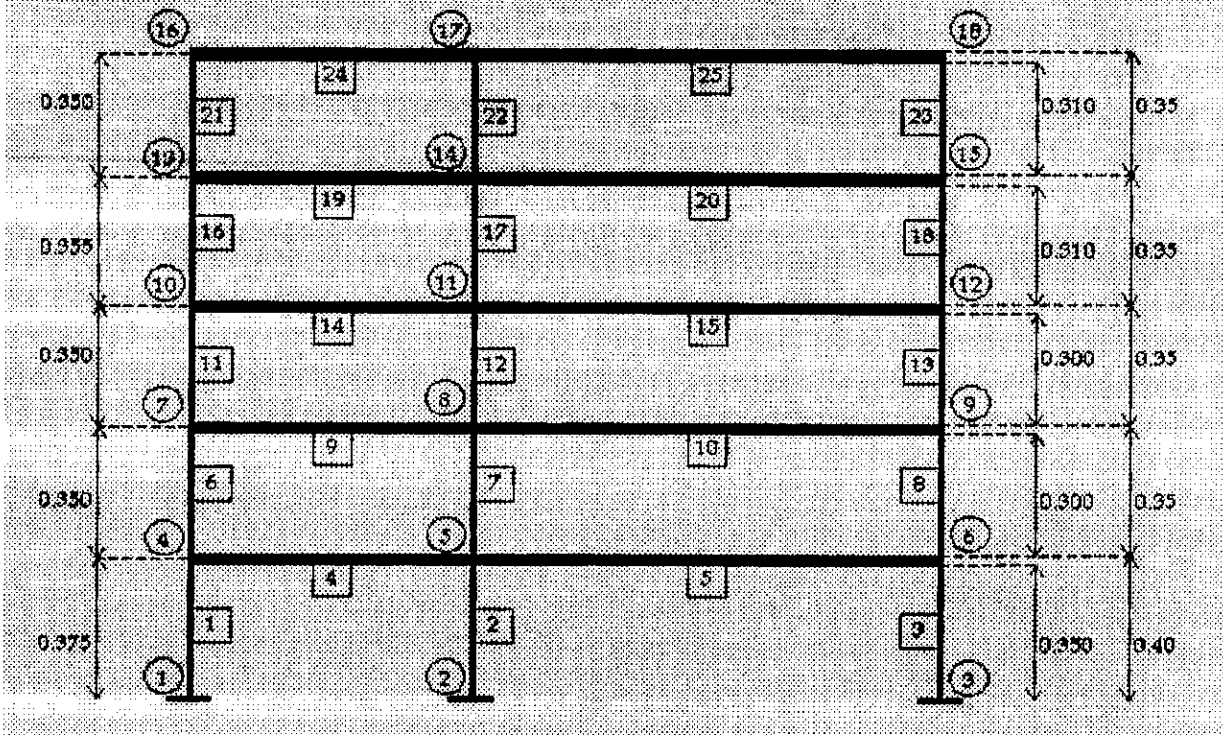
CLAROS ENTRE EJES



MARCO EN EL SENTIDO CORTO



MARCO EN EL SENTIDO LARGO



III. CONSTRUCCIÓN DEL MODELO

III.1. ELABORACIÓN DEL SUBSUELO DE APOYO

III.1.1. CONSTRUCCIÓN DEL CONSOLIDÓMETRO

El primer paso en la construcción del modelo fue la fabricación de un consolidómetro rectangular para la contención del suelo reconstituido. Dicho consolidómetro se fabricó con lámina negra calibre 18, reforzado por marcos a base de ángulos de acero soldados, el molde fue protegido con una capa de pintura epóxica; para evitar filtraciones se sellaron herméticamente las uniones con capas de silicón, comprobándose que no existieran fugas al llenar el consolidómetro con agua durante un periodo de 24 horas; para efectos de control de asentamientos y espesores de estratos se puso una graduación a base de marcas de un centímetro en cada esquina del molde. Con la finalidad de drenar el agua producto de la consolidación del suelo se colocó en la parte inferior del consolidómetro un sistema de filtración compuesto por una capa de arena cernida de 10 centímetros y drenes de tubería de cobre de $\frac{1}{2}$ pulgada de diámetro perforada a tresbolillo, esta tubería se conectó en la parte exterior a mangueras de plástico de $\frac{5}{8}$ de pulgada que contaron con válvulas para regular el drenaje de la muestra; finalmente se instaló el consolidómetro en la mesa vibratoria del laboratorio de Ingeniería civil de la E.N.E.P. Aragón (ver Figura III - 1).

III.1.2. ELABORACIÓN DEL SUELO

Para la elaboración de la muestra de arcilla reconstituida se aprovechó la práctica de Exploración y muestreo de la materia de Mecánica de suelos de Ingeniería Civil para obtener el suelo requerido de varios pozos a cielo abierto, hechos por los alumnos de la materia en diversos sitios de la E.N.E.P. Aragón, cabe hacer notar que en la elaboración de esta arcilla no es necesario que el suelo sea inalterado, por lo que no fue indispensable tomar todas las

precauciones que se requieren para una muestra inalterada. Se extrajo cerca de $\frac{1}{2}$ tonelada de suelo que tenía un contenido de agua natural que oscilaba entre 120 y 250 %, con límites de consistencia con los siguientes valores, límite líquido entre 150 y 200 %, y el plástico entre 40 y 60 %. La densidad de sólidos media de la arcilla fue de 2.4. En general, las muestras de suelo se obtuvieron a una profundidad media de 2 metros que corresponde a la formación arcillosa superior.

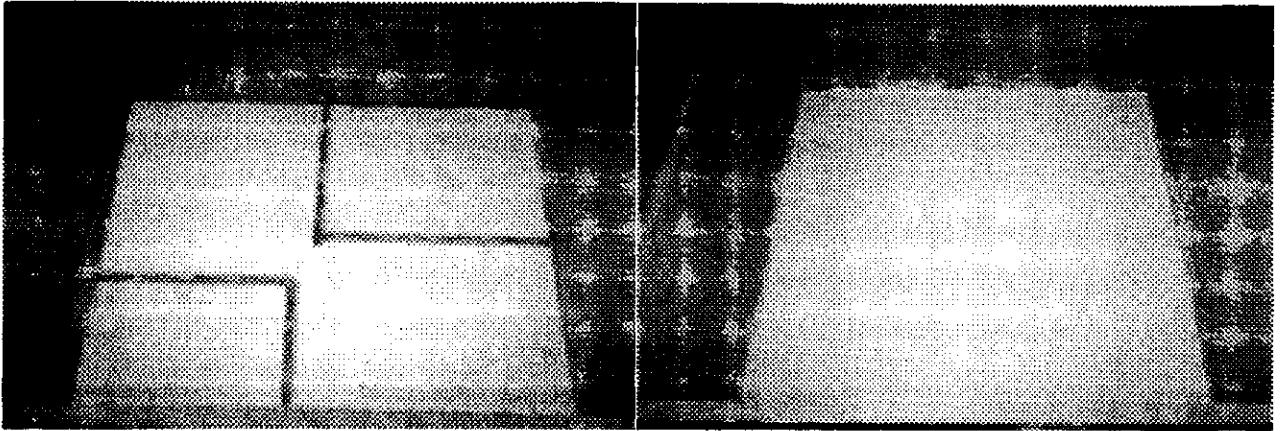


FIGURA III - 1

La elaboración de la muestra reconstituida consistió en tres etapas: mezclado de arcilla y agua hasta lograr un lodo homogéneo, depositación de la mezcla en el consolidómetro y consolidación de la muestra.

La primera etapa consistió en revolver con la ayuda de una revoladora de concreto, pedazos de arcilla con agua hasta formar un lodo homogéneo con un contenido de agua promedio de 450² %, con el propósito de evitar la formación de hongos y bacterias, al agua de la mezcla se le agregó cloro en pequeñas cantidades.

La depositación de la mezcla en el consolidómetro se hizo en capas de 5 cm de espesor hasta alcanzar el borde del consolidómetro, haciendo pasar el lodo a través de una malla # 40, a fin de retirar las partículas de arena (ver Figura III - 2).

El proceso de consolidación se llevó a cabo por la acción de su peso propio hasta que se alcanzó un contenido de agua del 250 %, esto significó que la muestra se consolidó una altura de 20 cm. Para evitar el secado del suelo se conservó un pequeño tirante de agua de aproximadamente 2 cm en su superficie y se le colocó una tapa de lámina. El crecimiento de hongos y bacterias en el agua libre se inhibió agregando gotas de cloro cada tercer día (ver Figura III - 3).

² Para llegar a este contenido de humedad se recurrió a las relaciones granulométricas que existen en los suelos de tal manera que se estableció el peso de los sólidos de una masa de suelo en función del peso total del suelo y del contenido de humedad el proceso que se siguió se muestra en el apéndice B Diseño geotécnico.



FIGURA III - 2

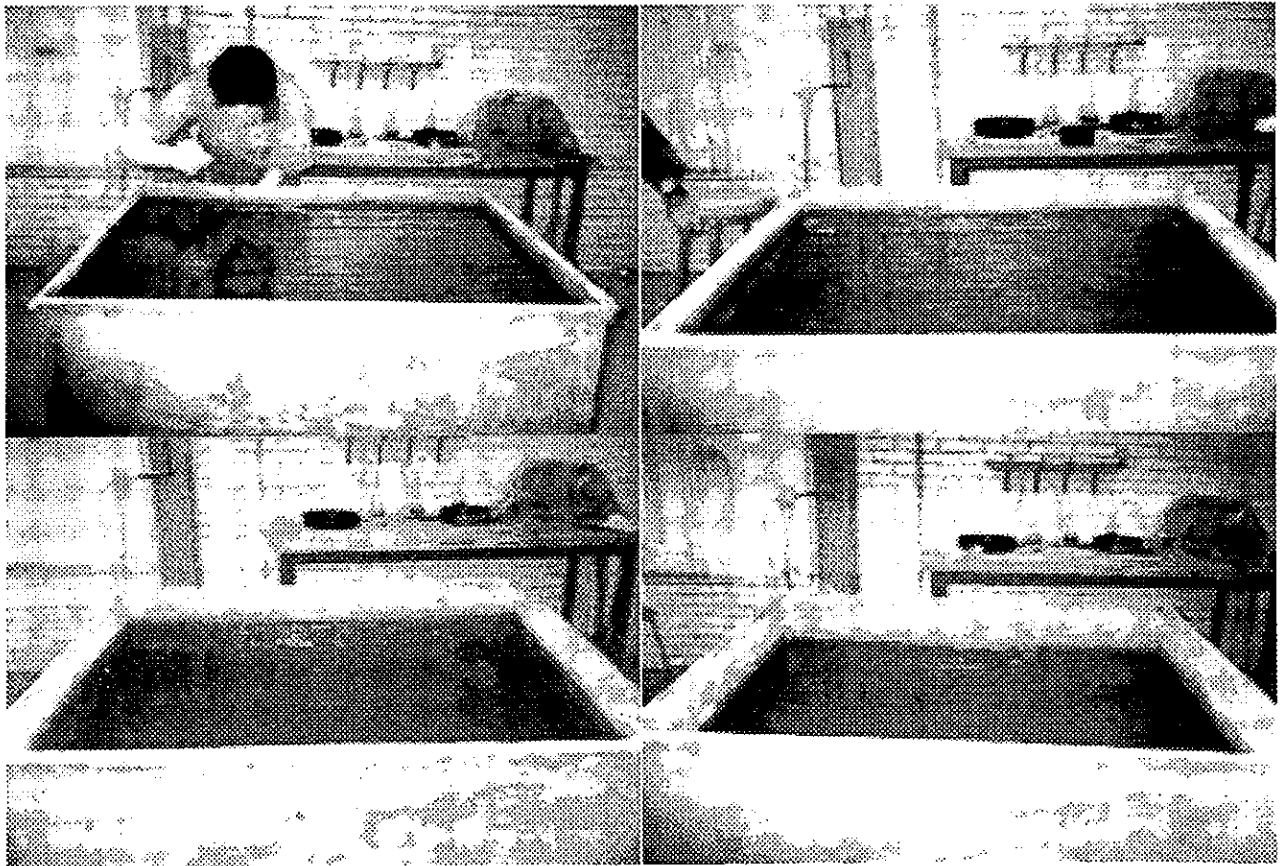


FIGURA III - 3

Posteriormente para hacer una semejanza a la costra superficial que existe en el suelo del valle de México se agregó tepetate en capas de 2 cm hasta completar un espesor de 20 cm; se tuvo cuidado de humedecer el material antes de colocarlo y de irlo compactando (ver Figura III - 4).

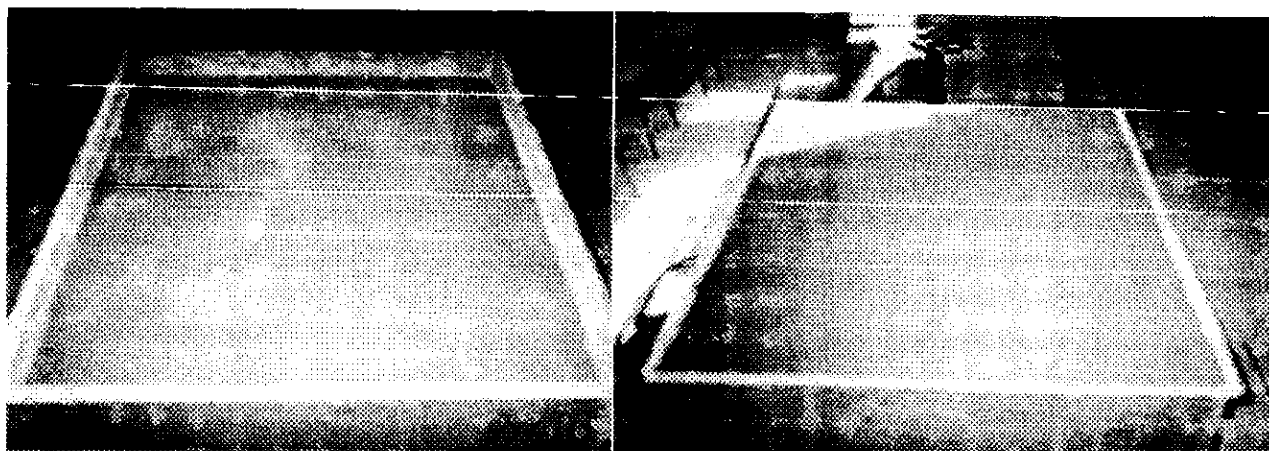


FIGURA III - 4

III.2. CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA

III.2.1. OBTENCIÓN DE MATERIALES

Una vez que se reduce a escala la granulometría de los agregados del prototipo, se tiene como resultado un mortero que al reproducir las características de resistencia y la curva esfuerzo-deformación en compresión, se le denomina microconcreto.

Investigaciones efectuadas por el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México acerca del microconcreto, arrojaron granulometrías para diferentes escalas y resistencias del material³; a partir de estos estudios, se adoptó la granulometría que más se ajustaba a nuestro caso.

Para obtener los agregados se utilizó el método de la vía húmeda, que consiste en hacer pasar sucesivamente el material a través de un juego de tamices (16, 20, 30, 50 y 100 denominación del U.S. Bureau of Standards) ordenados de manera descendente, con la ayuda de un flujo constante de agua. Esto se hizo hasta obtener aproximadamente 200 kilogramos de material.

El proporcionamiento de las mezclas se hizo por peso; el proceso para elaborar las mezclas de microconcreto fue el siguiente:

Se pesaban los agregados, se depositaban y mezclaban en una charola; se pesaba el cemento y se revolvía con los agregados; finalmente, se pesaba el agua, se añadía a la mezcla anterior y se revolvía nuevamente. El mezclado siempre se efectuó manualmente. Debido al tamaño de los elementos estructurales del modelo y de la saturación de acero, fue necesario utilizar un aditivo fluidificante al agua de mezclado.

Los cilindros de prueba se hicieron aprovechando los moldes para mortero del laboratorio de construcción; los cilindros obtenidos no están a la escala correspondiente del modelo (1:10); pero de acuerdo a un estudio⁴ sobre los efectos de escala al colar una misma

³ Tecnología del microconcreto de O Hernández

⁴ Size effect in small-scale models of reinforced concrete beams de Little, W A y Paparoni, M, ACI Journal, Procs, 63, 11 (Nov 1966)

mezcla en cilindros de varios tamaños y ensayarlos a compresión y tensión; se encontró al respecto, que para una misma mezcla la resistencia no variaba si se empleaba un cilindro de control de 1 x 2 pulgadas respecto a cilindros de menor tamaño, así que por disponibilidad de equipo se emplearon cilindros de 2 x 4 pulgadas.

Antes de ensayar los cilindros se cabecearon con azufre, igual que como se hace para cilindros en pruebas normales (ver Figura III - 5).

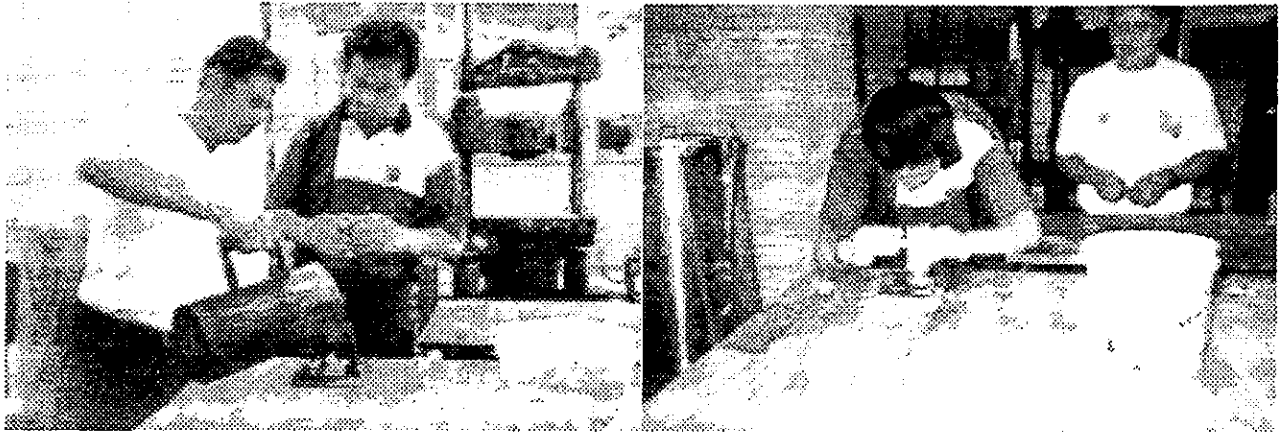
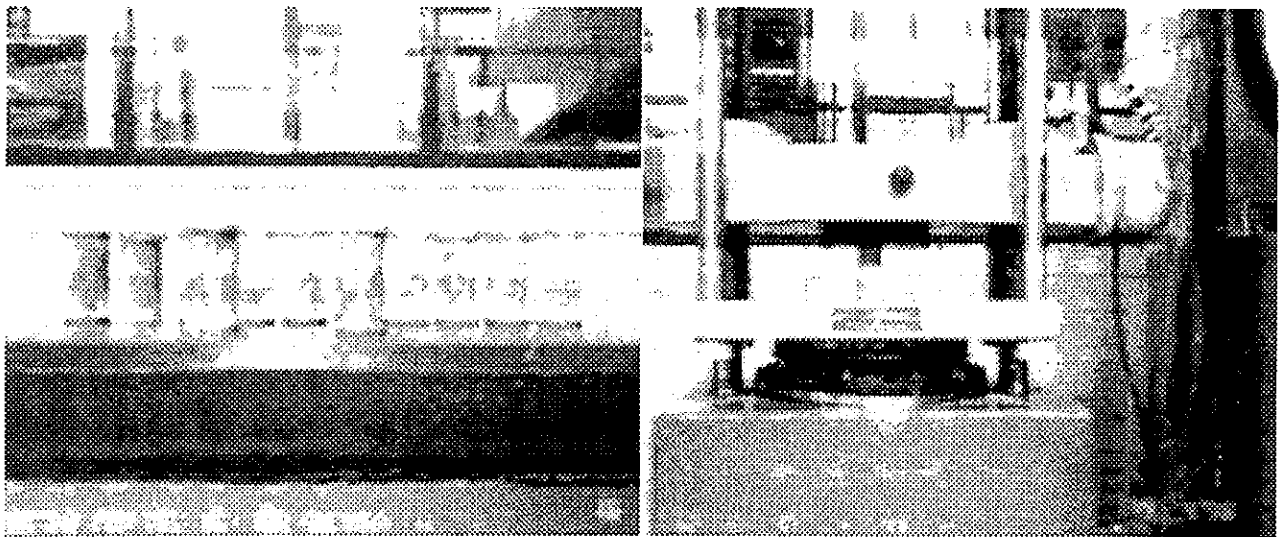


FIGURA III - 5

Se efectuaron 30 ensayos de compresión axial, de los cuales 10 fueron para verificar que la resistencia del microconcreto era la requerida por fines de análisis y diseño, el resto fue para tener un seguimiento del control de calidad del microconcreto durante la construcción de la estructura. Las pruebas se efectuaron a 14 y a 28 días (ver Figura III - 6).



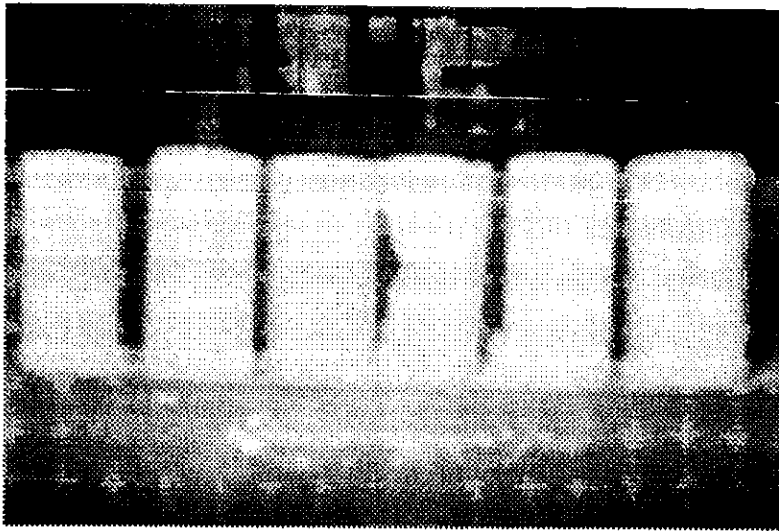


FIGURA III - 6

Otra etapa de este trabajo consistió en buscar el acero adecuado para el refuerzo del microconcreto, pero aunque se encontró material que cumplía con las características de resistencia, no tenía la disponibilidad de diámetros requerida por cuestiones de diseño, por lo que se optó en usar una resistencia más alta y realizar un nuevo diseño de la estructura.

Para reproducir el corrugado se sometieron los alambres a un proceso de moleteado consistente en pasarlos por un juego de dados, los que producían las marcas para mejorar la adherencia con el microconcreto.

Para verificar la resistencia nominal del acero, se realizaron ensayos a la tensión en los alambres.

III.2.2. CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Debido al tamaño del modelo, hubo variaciones en la ejecución del procedimiento constructivo de la estructura, comparándolo con el acostumbrado en una obra a escala real; a grandes rasgos se realizó lo siguiente:

Primero se realizó el habilitado del acero requerido para toda la estructura, lo que implicó ir cortando el alambre a la medida; enderezar con ayuda de pinzas los tramos cortos, y con tornillo y martillo los tramos más largos y de mayor diámetro; para finalmente efectuar los dobleces necesarios por anclaje. En esta etapa el tamaño de los elementos estructurales del modelo representó una ventaja en su armado, porque se pudo cortar el acero de una sola pieza y no fue necesario hacer traslapes.

Se fabricaron los estribos de los diferentes elementos estructurales, para esto fue necesario elaborar moldes de distintos tamaños de la siguiente manera: en una tabla se dibujaba la sección con su armado, posteriormente se colocaron clavos de manera que el alambre al ser doblado adoptara la forma del estribo, se fabricaron moldes para cada tamaño de sección que se tenía en el modelo.

Una vez que se tuvo todo el acero habilitado se procedió a realizar el armado de la cimentación, en un principio se trató de armar de la manera habitual, o sea mediante amarres con la ayuda de un gancho o de pinzas, pero se observó que los estribos se corrían de su lugar independientemente del tipo de amarre, o la fuerza empleada en hacerlo; por lo que se optó por soldar el acero de refuerzo obteniéndose una unión y rigidez adecuados.

De manera conjunta se fueron armando las columnas hasta el 1^{er} nivel; con el objeto de facilitar el montaje de los elementos de la cimentación, se soldaron puntos aislados posteriores

al 1^{er} nivel, y así obtener una pieza manejable; dichos puntos después se desoldaron cuando se efectuó el montaje de los elementos integrantes del 1^{er} nivel (ver Figura III - 7).



FIGURA III - 7

Terminado el armado de la cimentación se fabricó un molde con una plataforma de triplay, sobre la cual se dibujó la geometría en planta de la cimentación, y con ayuda de trozos de madera cortados a la medida de las zapatas y con lámina reforzada con madera para las contratraves se formó una cimbra para la cimentación; terminado el cimbrado se ensamblaron los elementos de la cimentación y las columnas y se efectuó el colado de zapatas, contratraves y dados de columnas (ver Figura III - 8).

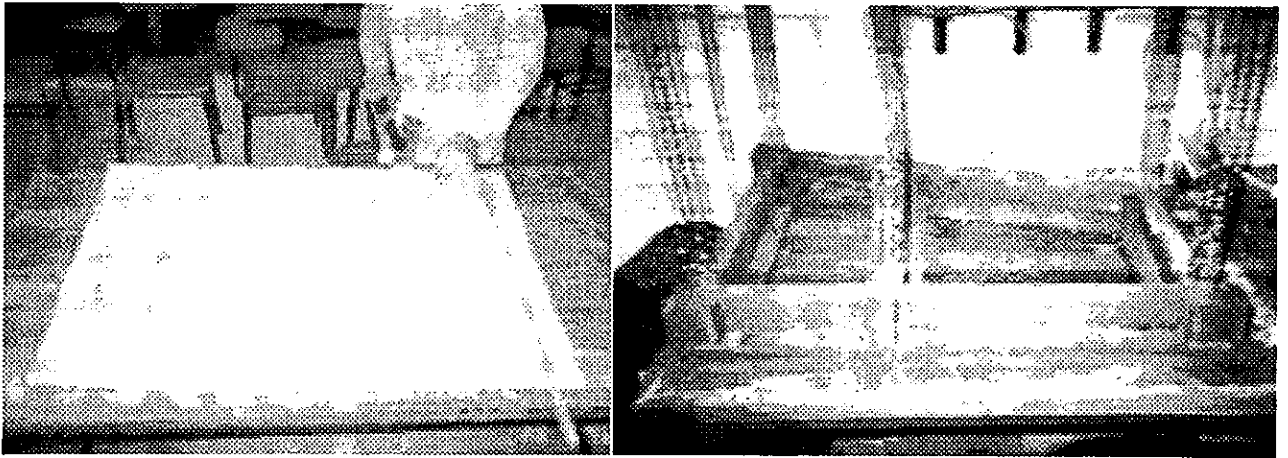


FIGURA III - 8

Durante los diferentes colados efectuados se tuvo cuidado de respetar la dosificación de materiales, de no segregar el microconcreto, de efectuar una compactación adecuada, y de realizar un buen curado; sin embargo por el tamaño de los elementos y la saturación de acero de refuerzo hubo ocasiones que quedaron huecos en las secciones, sobre todo en las uniones viga-columna.

El colado de las columnas del 1^{er} nivel se realizó unos días después del colado de la cimentación, el cimbrado de las columnas se hizo con tubo de cartón y se cuidó de que no hubiera desplome. Hay que aclarar que el armado de las columnas a partir del segundo nivel se realizó mediante amarres debido a la dificultad para soldar (ver Figura III - 9).

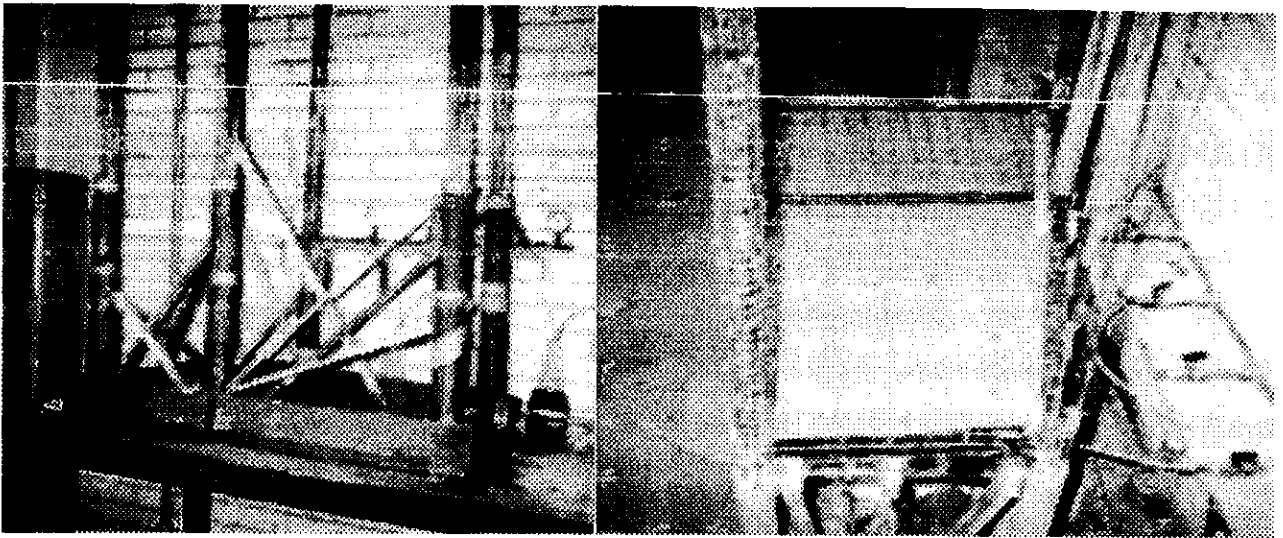


FIGURA III - 9

Efectuado el colado de las columnas del 1^{er} nivel se hizo el cimbrado de la losa y de las trabes del 1^{er} nivel, el material empleado fue: lámina para las trabes y triplay para la losa. La hechura de las cimbras de los sistemas de piso del modelo fue la parte más complicada en el proceso; ya que durante la construcción de los diferentes entresijos se cambió tanto la concepción como el material; porque no se obtenía una cimbra adecuada y funcional. Finalmente la cimbra de los posteriores entresijos se fabricó con madera, haciendo variaciones en la forma y manera de ensamble de la cimbra (ver Figura III - 10).

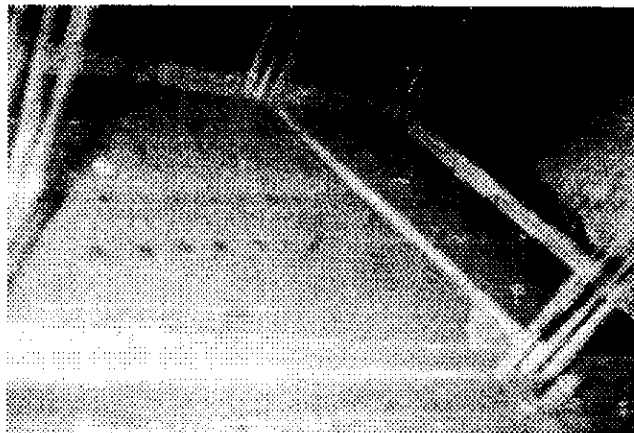


FIGURA III - 10

Como el tamaño de la estructura lo permitió; el armado de las trabes y de las losas se pudo realizar en casa. Conjuntamente al proceso descrito en los anteriores párrafos se efectuó el soldado de todas las trabes, y el armado de las losas se efectuó a la par con los diversos entresijos (ver Figura III - 12).

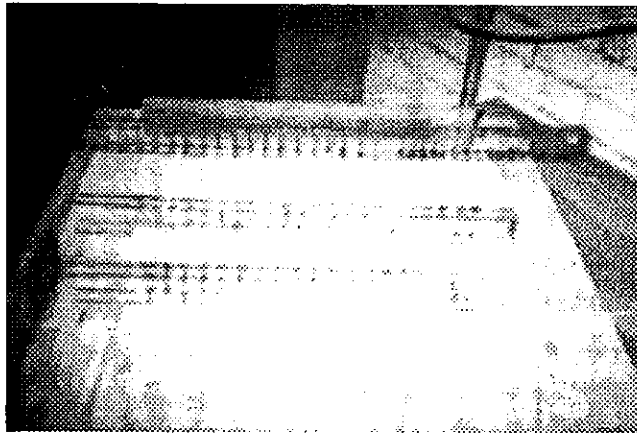


FIGURA III - 11

Terminada la cimbra del 1^{er} nivel se efectuó el montaje de las traves y de la losa; aclarando que una vez montado el sistema de piso se realizaba el armado de las uniones viga columna y de algunas partes de la losa; ya que lo anterior solo podía efectuarse una vez que losa y traves estaban montadas. Hecho lo anterior se realizó el colado del 1^{er} nivel, y días después se procedía al descimbrado, colocando pequeños polines de madera en los puntos de máxima deformación de losa y traves (ver Figura III - 12).

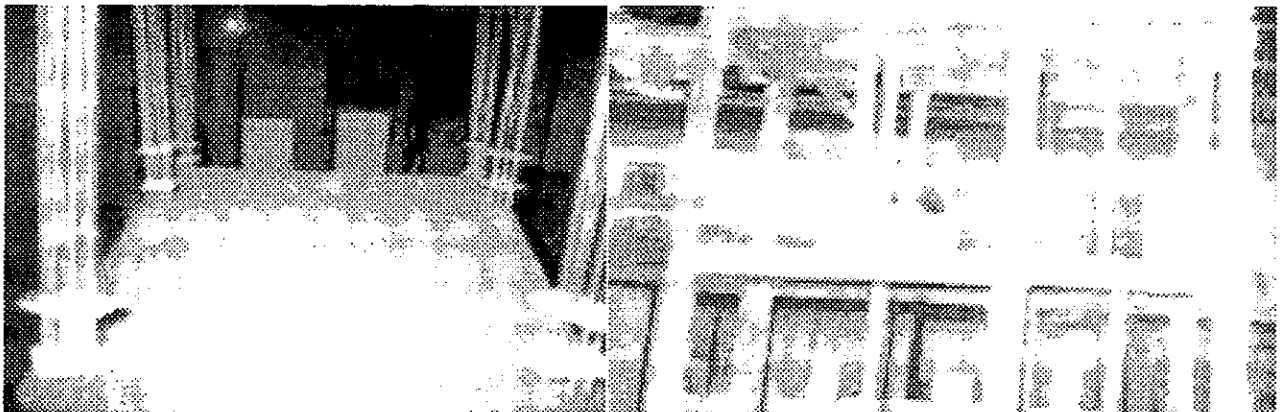


FIGURA III - 12

El proceso anterior se realizó fuera del consolidómetro; fue hasta unos días después de colado el 1^{er} nivel que se realizó la excavación para la cimentación y el montaje de la estructura en el consolidómetro.

Se recordará que el consolidómetro se rellenó con tepetate al ras; así que se trazó la planta de la cimentación y se efectuó la excavación con cuñas teniendo cuidado de no hacer movimientos bruscos para no afectar en exceso a la arcilla remoldeada (ver Figura III - 13).

Teniendo la totalidad de la excavación se efectuó el montaje de la estructura con las debidas precauciones durante su manejo y colocado; hecho esto se comprobó su verticalidad y se procedió al relleno de los huecos de la excavación (ver Figura III - 14).

Ya montada la estructura en el consolidómetro, se continuó con la edificación de la estructura; esto fue un proceso repetitivo de armar, cimbrar y colar columnas, descimbrado de columnas, hacer y montar cimbra de traves y losa, montar traves y losa, armar uniones viga-columna y algunas partes de la losa, verificar la nivelación del sistema de piso, realizar el colado del mismo, para finalmente efectuar el descimbrado y comenzar de nuevo con el siguiente nivel y así hasta concluir con el quinto nivel (ver Figura III - 15).

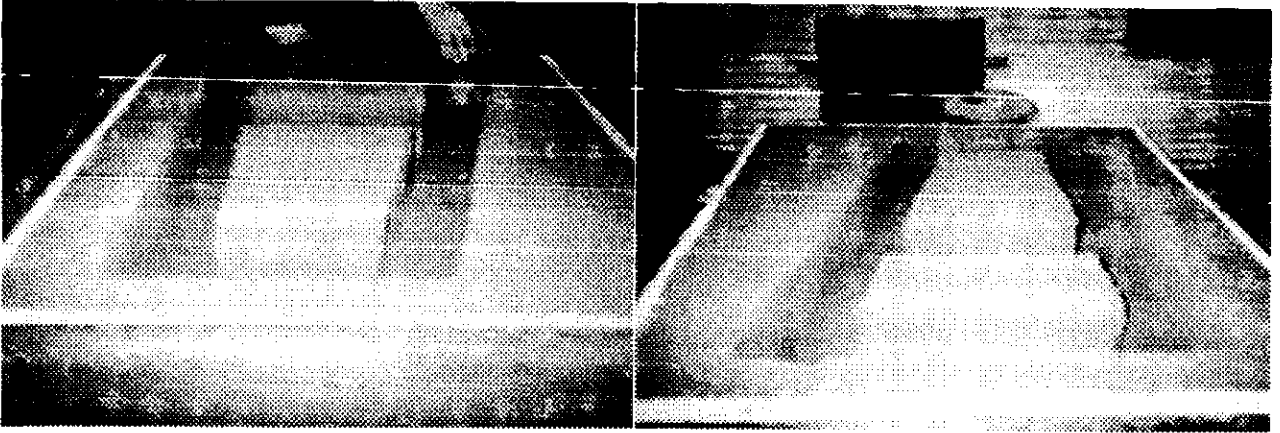


FIGURA III - 13

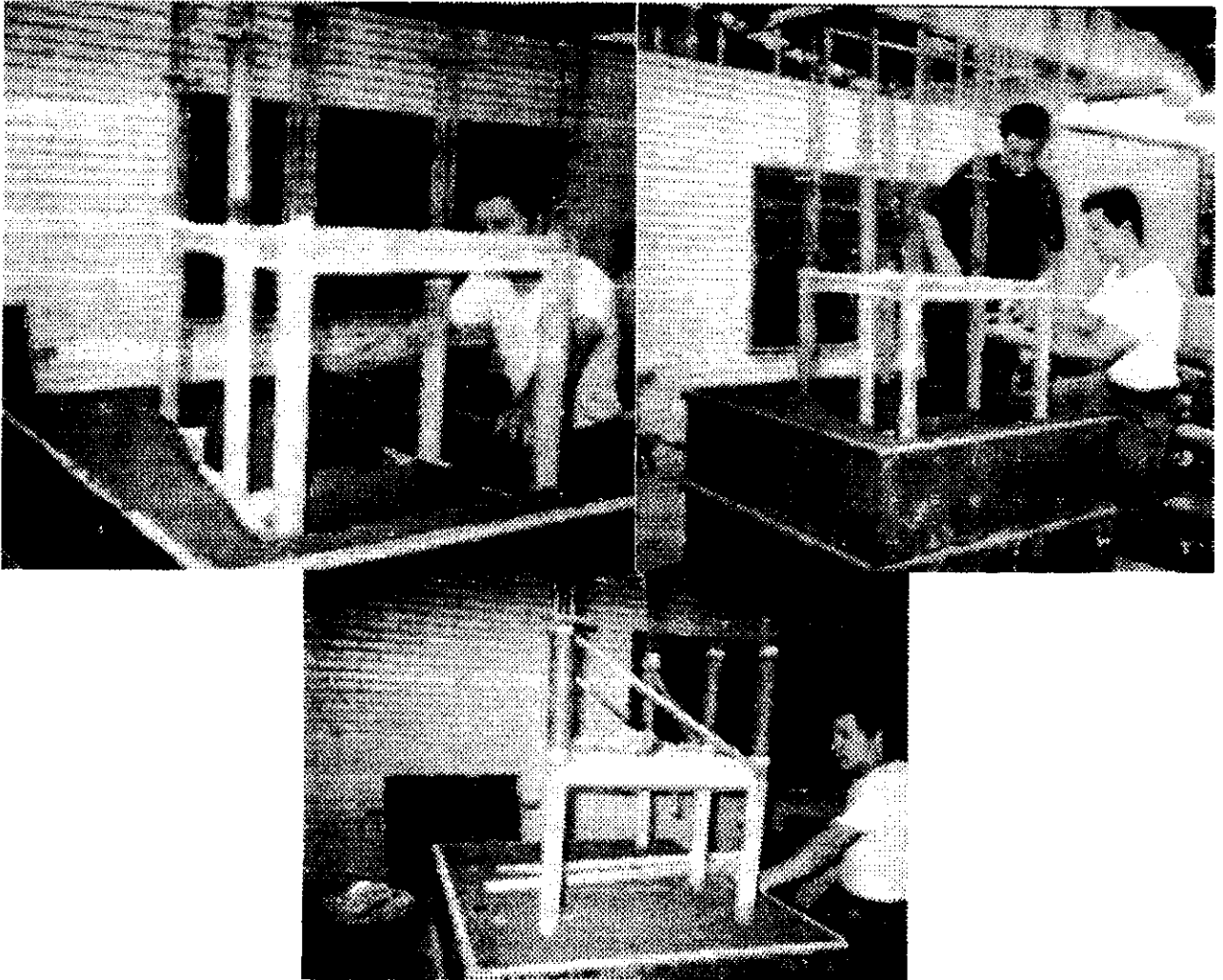


FIGURA III - 14

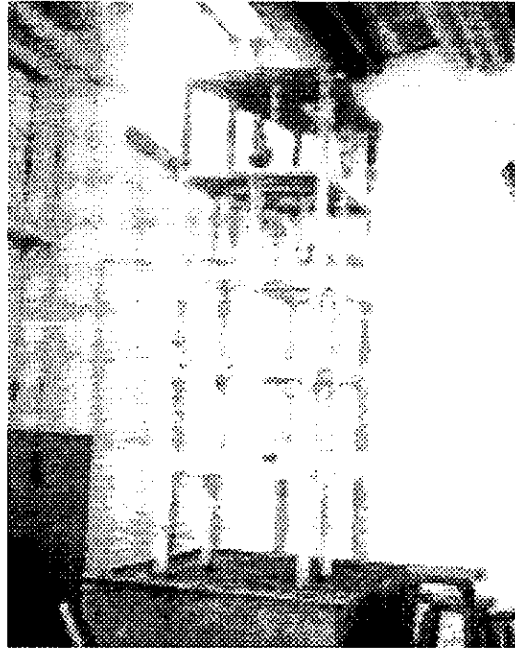


FIGURA III - 15

Finalmente, para tener una mejor visión acerca del comportamiento del modelo se hizo un firme de microconcreto sin reforzar; este firme fue un parámetro del comportamiento del suelo durante la fase de carga (ver Figura III - 16).

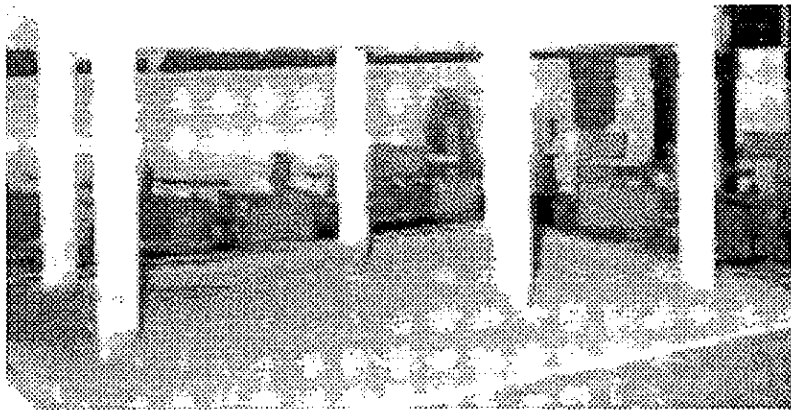


FIGURA III - 16

IV. OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL MODELO

IV.1. INTRODUCCIÓN

La observación del comportamiento del modelo consistió en dos partes, la estática y la dinámica. La parte estática comenzó cuando se montó la estructura en el consolidómetro, continuó durante el resto de la construcción, la etapa de carga y concluyó al momento de aplicar la carga dinámica.

En la etapa estática se puso atención a los hundimientos diferenciales y totales que iban ocurriendo durante la edificación, aunque de manera burda; o sea se hizo una marca guía en la parte inferior de las columnas, y cada día se hacía una nueva marca que proporcionaba el asentamiento parcial conforme se iba hundiendo la estructura. El hundimiento total se obtuvo de la sumatoria de asentamientos parciales registrados; este asentamiento total se comprobaba periódicamente midiendo la distancia de la última señalización con la marca guía. Este proceso se efectuó hasta el día que se le aplicó la excitación dinámica (ver Figura IV - 1).

Debido a limitaciones de tiempo y recursos no se instrumentó el modelo; la observación del comportamiento se limitó a los hundimientos de la estructura, porque las deformaciones y agrietamientos en los elementos estructurales no fueron apreciables a simple vista.

El proceso de carga vertical consistió en colocar 170 kilogramos de arena por entrepiso en bolsas de 10 kilogramos; a excepción del nivel de azotea, al que solo se le pusieron 30 kilogramos. Cada día se cargó un nivel.

La etapa dinámica consistió en inducir desplazamientos horizontales con diferentes frecuencias en la base del modelo mediante una mesa vibratoria.

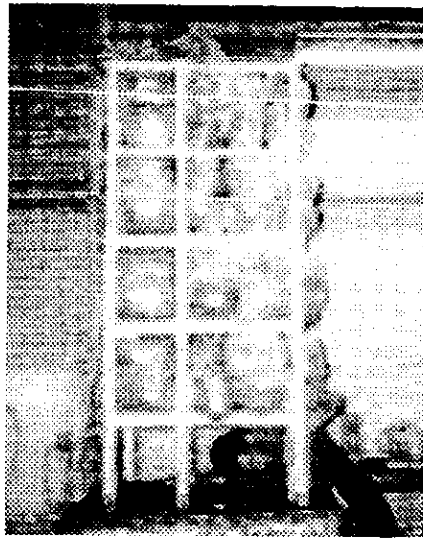
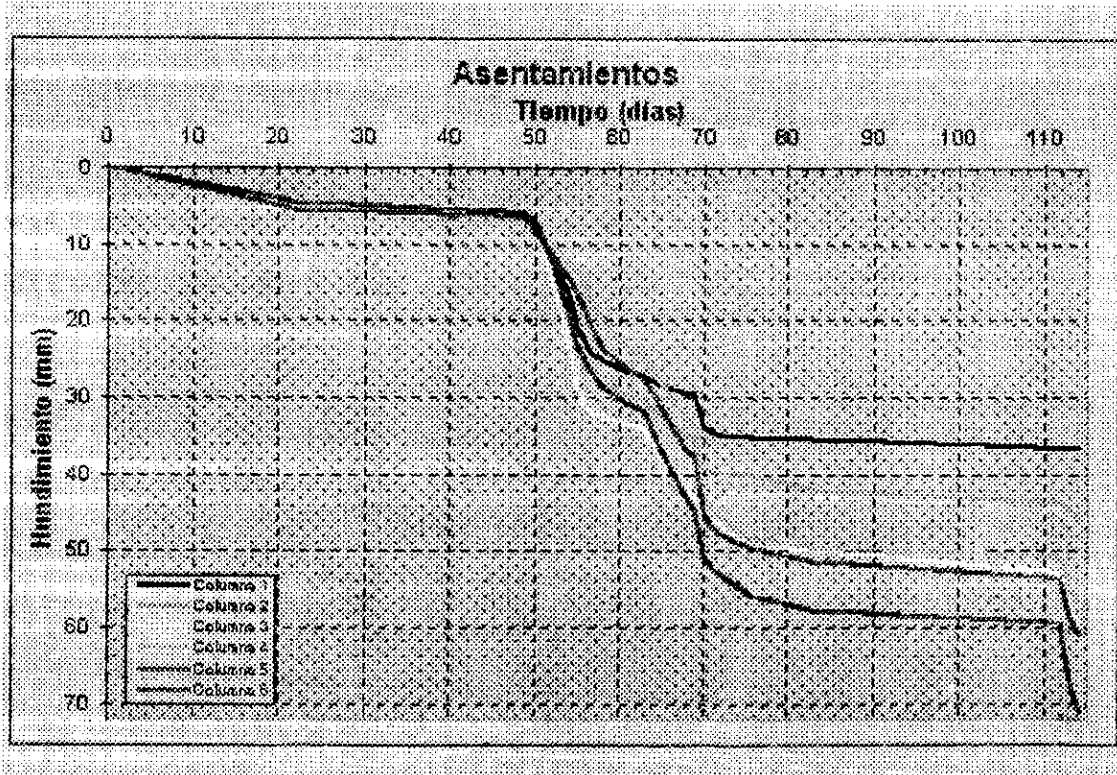


FIGURA IV - 1

IV.2. COMPORTAMIENTO ESTÁTICO

Al concluir la etapa de construcción se tenían los asentamientos indicados en la Gráfica IV - 1; posteriormente en un lapso de 30 días la estructura por efectos de peso propio tuvo un hundimiento uniforme de 1 a 1.5 mm.



GRÁFICA IV - 1

Después de aplicar la carga en el 1^{er} nivel, en aproximadamente 90 minutos la estructura ya había sufrido un hundimiento cercano a un milímetro, el cual se mantuvo constante hasta el día siguiente. Cabe mencionar que este asentamiento en apenas unas horas fue similar al hundimiento de la estructura sin carga en 30 días (ver Figura IV - 2).

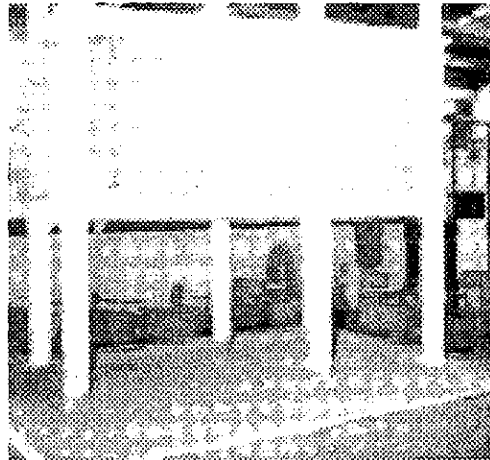


FIGURA IV - 2

Como la carga vertical ocupaba todo el espacio del entrepiso e impedía ver si ocurrían deformaciones y/o fisuras en traveses y losas, se optó por no ir cargando los niveles en forma progresiva, sino de manera alternada.

Se aplicó la carga al tercer nivel y el asentamiento en un lapso de 24 horas fue de 2 mm en promedio; aunque empezó a haber una ligera inclinación hacia las columnas del marco A.

Se procedió a cargar el segundo nivel; hasta este momento la estructura contaba ya con un peso adicional de 510 kilogramos. Al cruzarse el fin de semana el asentamiento ocurrido se midió a las 72 horas; durante este periodo se presentaron grandes hundimientos diferenciales, siendo la columna 4 la de menor hundimiento parcial con 3 mm contra la columna 3 que registró 12.5 mm; esta última en este lapso superó el hundimiento total de la columna 4 de 12 mm (Figura IV - 3).



FIGURA IV - 3

Los efectos provocados por estos asentamientos fueron:

- Sensible baja uniforme del firme.
- Abultamiento del suelo alrededor de la columna 3.
- Abultamiento del suelo en el borde frontal del consolidómetro.
- Fisura del suelo desde la columna 6 hasta el borde del consolidómetro.
- Asentamiento uniforme del suelo.
- Fisura en la unión del suelo con el consolidómetro.

Con el fin de verificar si el edificio seguía hundiéndose bajo la misma carga se retrasó la aplicación de la carga del cuarto nivel; pero después de 8 horas de espera en las que no hubo grandes asentamientos se decidió continuar con el proceso de carga.

Al día siguiente continuaba la tendencia de inclinación del edificio hacia el marco A y el marco 3; y se efectuó la carga del quinto nivel. Como el desplome del edificio era muy considerable hacia la parte frontal, se decidió aplicar esta última carga sobre las dos columnas que tenían el menor hundimiento total (columnas 4 y 5) (ver Figura IV - 4).

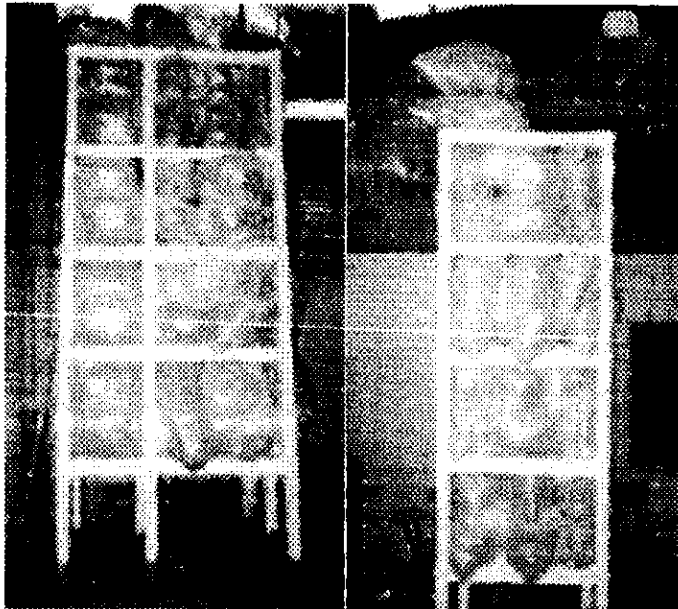


FIGURA IV - 4

Por el excesivo desplome que presentaba la estructura, se decidió intentar corregir la inclinación colocando una carga de 24 kilogramos directamente sobre la columna 4 (la de menor hundimiento total); después de esto se observó que los asentamientos parciales se invirtieron (hacia el marco 1 y el marco B), entonces para acelerar el proceso de nivelación se adicionó una carga de 16 kilogramos sobre la columna 5. Gracias a estas cargas adicionales se consiguió un ajuste importante del desplome en aproximadamente una semana.

Debido a que los mayores hundimientos ocurrían después de las primeras horas de carga y luego tendían a disminuir, en un principio las lecturas se hacían diariamente, posteriormente se hicieron en días alternados.

Como el suelo se veía un poco seco y debía estar saturado se procedió a inyectar agua a través de los drenes y de la superficie, minutos después se observó que las columnas del marco B habían bajado de uno a dos mm aproximadamente, por lo que se quitaron las cargas aplicadas en las columnas 4 y 5.

Ya con el suelo parcialmente saturado la nueva tendencia de los asentamientos fue hacia el marco 3 y el marco B (ver Figura IV - 5).



FIGURA IV - 5

El proceso de inyección de agua se hacía varias veces al día; y se observó que en cada ocasión el nivel del agua en los drenes quedaba a la altura del estrato de arcilla.

Al final de la etapa estática se observó lo siguiente (ver Figura IV - 6):

- El firme se resquebrajó alrededor de las columnas 3 y 6.
- El firme se rompió en el centro del edificio.
- Considerable hundimiento de la estructura.
- Considerable desplome de la estructura hacia el marco B y 3.
- Considerable asentamiento del suelo.
- No se presentaron agrietamientos ni deformaciones en los elementos estructurales.

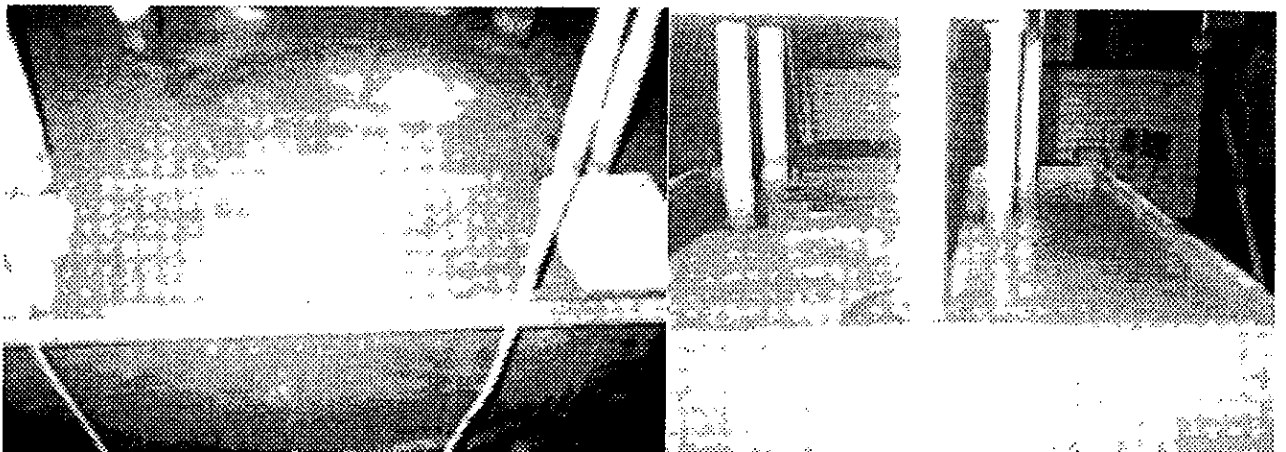


FIGURA IV - 6

IV.3. COMPORTAMIENTO DINÁMICO

Debido a la inclinación que presentaba el edificio; se temía que durante el ensaye sísmico la estructura volteara catastróficamente, por lo que se tomó la precaución de amarrar dos sogas a las columnas del marco 1, pero sin que hubiera tensión que impidiera el libre desplazamiento de la estructura (ver Figura IV - 7).

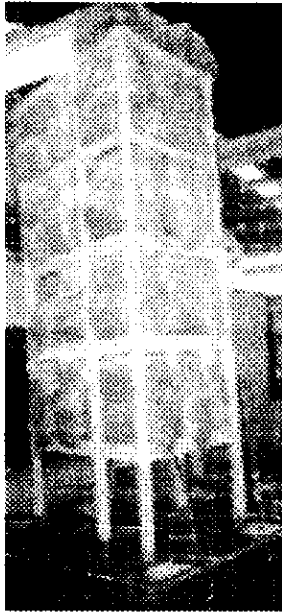


FIGURA IV - 7

Antes de comenzar el ensaye se calibró la mesa vibratoria de la siguiente manera: el volante de desplazamiento se ajustaba a desplazamiento nulo y luego el volante de frecuencia se giraba hasta obtener la frecuencia deseada; así se obtuvo una gama de frecuencias a las que luego se sometió la estructura.

Efectuada la calibración se inició la aplicación de carga dinámica de la siguiente manera: el volante de desplazamiento se giró hasta el punto en donde se obtiene el desplazamiento máximo, luego se giró el volante de frecuencia hasta la frecuencia deseada, hecho esto se encendía el mecanismo de la mesa vibratoria. Se hicieron ensayos para varias frecuencias durante lapsos de 30 segundos, y en ocasiones se llegó a lapsos de 60 y 120 segundos. Al término del ensaye de cada frecuencia se hacía una examinación minuciosa del modelo buscando fisuras y deformaciones. Estos ensayos se efectuaron en dos días consecutivos (ver Figura IV - 8).

A continuación se muestra una tabla con las frecuencias ensayadas y las duraciones de cada una.

Ensayes realizados el primer día	
Frecuencia	Tiempo (seg)
16/min	30
20/min	30
25/min	30
30/min	60
35/min	60
45/min	30
50/min	60
60/min	30
70/min	16
30/min	60
60/min	60
70/min	30
Ensayes realizados el segundo día	
Frecuencia	Tiempo (seg)
30/min	120
50/min	120
70/min	43
30/min	120
50/min	120
70/min	27
100/min	25

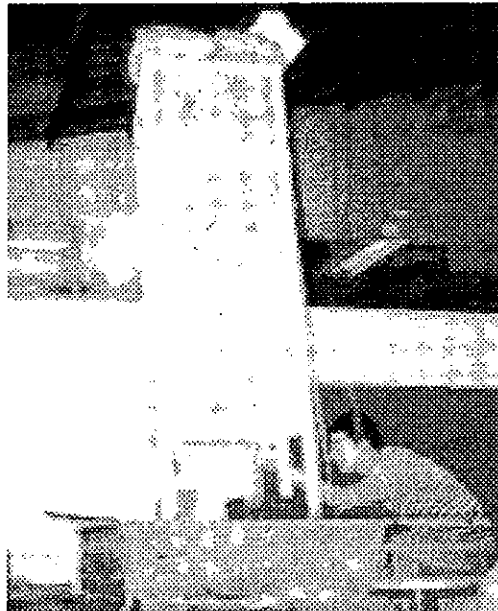


FIGURA IV - 8

Terminada la serie de ensayos; como el volteo de la estructura era inminente; se decidió colocar unos puntales que sostenían el edificio (ver Figura IV - 9).

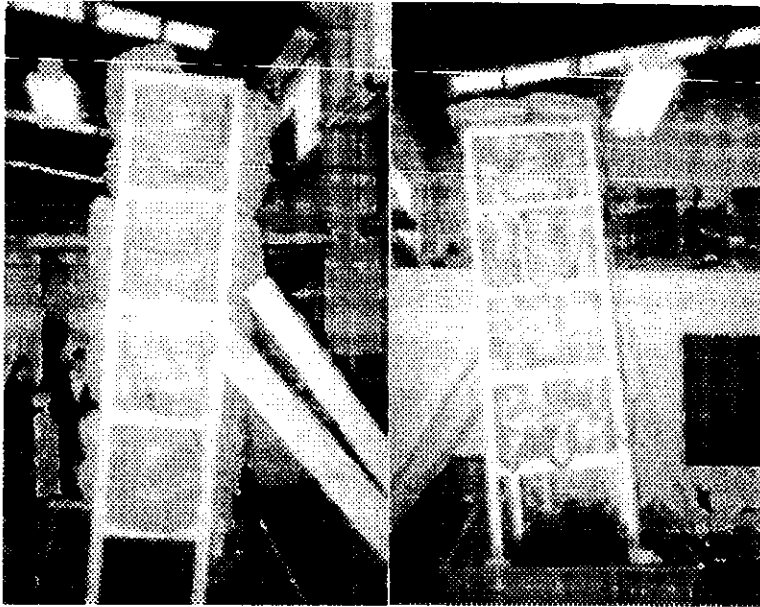


FIGURA IV - 9

Con el objeto de hacer un examen exhaustivo de la superficie del suelo, se procedió a retirar el firme, e interpretar la falla del suelo a través de las grietas que se presentaron. Se observó lo siguiente (ver Figura IV - 10):

- Se formó una cavidad alrededor de la columna 6.
- Abultamiento del suelo en la parte central del edificio.
- Corte del suelo entre las columnas del marco B haciéndose mas pronunciado entre las columnas 4 y 5.
- Múltiples grietas en el suelo.



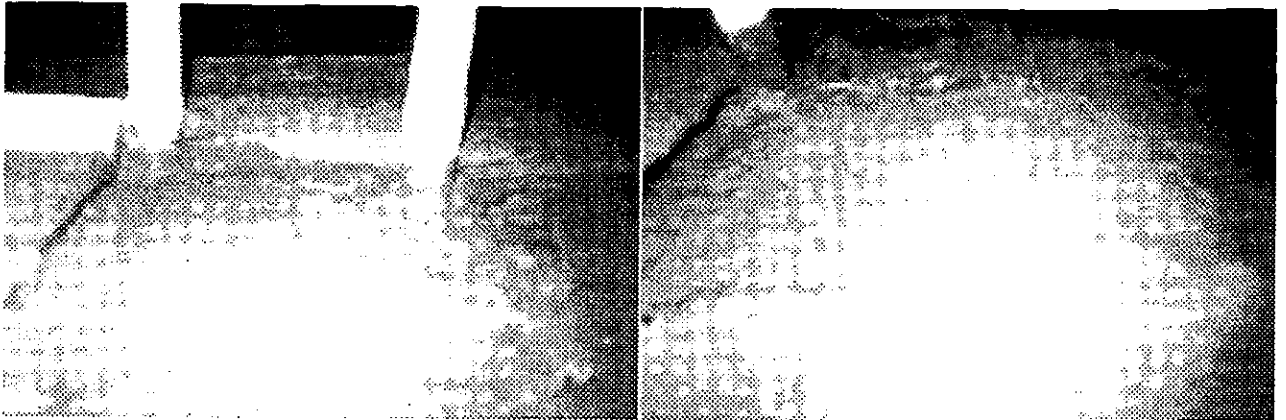


FIGURA IV - 10

Finalmente se realizó la descarga de la estructura, se desmontó y se extrajeron las muestras de suelo para hacer las pruebas de laboratorio (ver Figura IV - 11 y Figura IV - 12).

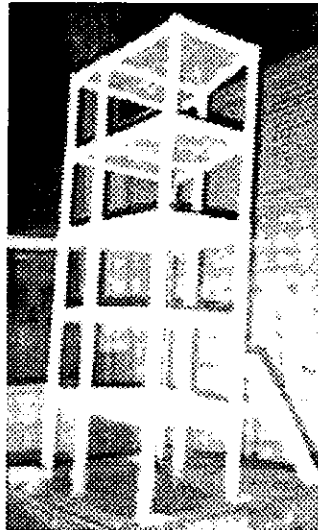


FIGURA IV - 11

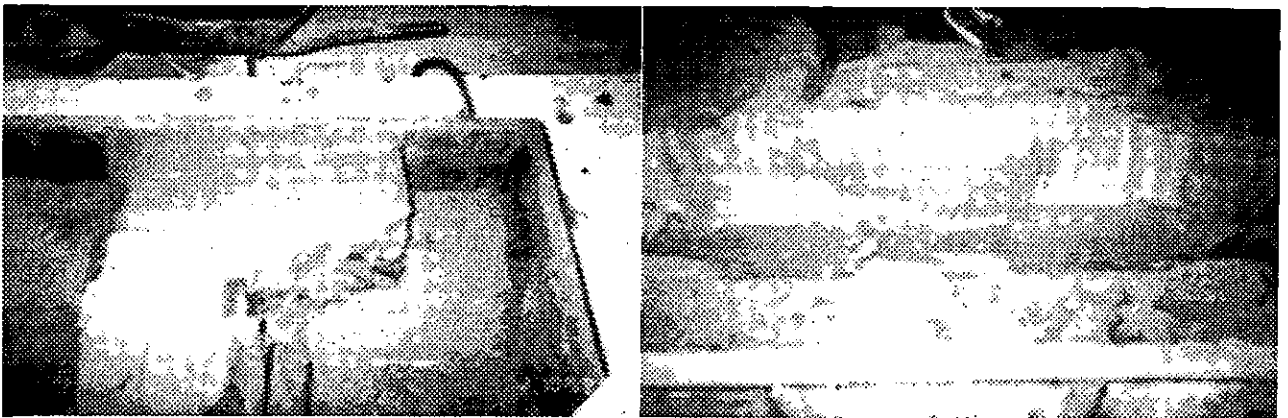


FIGURA IV - 12

V. CONCLUSIONES

La principal finalidad de ensayar modelos a escala reducida es determinar la respuesta de estos a determinados sistemas de carga, medida en términos de desplazamientos o deformaciones; y con la ayuda del Análisis dimensional relacionarlos con el sistema prototipo; sin embargo se recordará que para nuestro caso por las limitaciones de recursos no se llevó a cabo una instrumentación del modelo que permitiera el registro de desplazamientos y deformaciones; por lo tanto las conclusiones emitidas por nosotros son primordialmente cualitativas del comportamiento que se puede presentar en una estructura real.

De los requisitos de similitud se recordará que la densidad del modelo es función del cociente entre el factor de escala de esfuerzos y el factor de escala de longitudes, este cociente multiplicado por la densidad del prototipo proporciona el valor de la densidad del modelo. En nuestro caso el factor de escala de esfuerzos fue de uno y el factor de escala de longitudes fue de diez por lo tanto la densidad del modelo debió ser 10 veces mayor que la densidad del prototipo; tanto para la estructura como para el suelo. Este requisito no se pudo cumplir y fue la principal causa de que no se presentaran agrietamientos apreciables en la estructura durante su fase de carga; ya que la opción que se tenía para poder cumplir con esta condición, era completar el faltante del peso del modelo con carga repartida en la losa; pero para lograr esta equivalencia en pesos hubiera sido necesario emplear un material como placa de acero o varilla como carga, lo cual esta fuera de nuestras posibilidades.

Los únicos agrietamientos apreciables en la estructura fueron unas fisuras horizontales en la parte superior de las columnas⁵; estas fisuras se produjeron hasta que se efectuó la prueba dinámica y se pueden interpretar como el resultado de defectos locales como una baja resistencia del concreto en la parte superior de la columna o por una disposición inadecuada del refuerzo transversal; estos defectos son puestos en evidencia por la acción sísmica. Estas dos causas se presentaron durante la construcción del modelo ya que durante el colado de la columna el refuerzo transversal tendía a moverse por el varillado que se efectuaba y cuando se finalizaba el colado, se presentaron sangrados en las columnas, lo que bien pudo contribuir a que se presentaran zonas de menor resistencia en el concreto.

Como ya es conocido, la solución adecuada de cimentación para la estructura que se modeló en el tipo de suelo que se desplantó debió ser un cajón; sin embargo por las limitaciones de recursos se tuvo que cimentar con zapatas corridas en las dos direcciones, por

⁵ Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado tomo II de J. Calavera

lo que nos limitamos a verificar que el comportamiento de zapatas en suelos altamente compresibles para cargas medias a elevadas no es apropiado.

Durante la fase de carga estática pudimos apreciar que el comportamiento del modelo coincidió con las edificaciones mal cimentadas observadas en la zona; esto es: grandes hundimientos totales provocados por la alta compresibilidad del suelo; marcados asentamientos diferenciales debidos a una o varias causas como son la excentricidad de cargas, la presencia o ausencia de edificaciones cercanas, la historia de cargas del lugar, la variación de propiedades del suelo.

En nuestro caso al ser arcilla reconstituida, prácticamente se podía considerar un suelo homogéneo; pero para poder aplicar la teoría de la consolidación, era necesario conservarlo 100 % saturado; bajo estas condiciones los hundimientos diferenciales fueron de acuerdo a la excentricidad que se tenía; pero al presentarse el periodo de vacaciones ya no se tuvo control del grado de saturación; al reanudar las actividades y saturar de nuevo el suelo la tendencia de hundimientos diferenciales fue diferente de la esperada; esto lo atribuimos a que durante el periodo vacacional se alteraron las condiciones de homogeneidad de la arcilla.

De acuerdo a las teorías de capacidad de carga⁶; el tipo de falla que se presenta en suelos compresibles es por punzonamiento; caracterizada por un patrón de ruptura que no es fácilmente observable. Al incrementar la carga el movimiento vertical de la cimentación se acompaña por la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella. La penetración subsecuente de la zapata se debe a la rotura vertical por corte alrededor de la cimentación; manteniéndose el equilibrio de la cimentación tanto vertical como horizontal. Lo anterior se comprobó al momento de desmontar la estructura del consolidómetro, ya que se pudo apreciar la geometría de la cimentación penetrada en la arcilla.

En cuanto a la estabilidad dinámica, se observó que una estructura con un considerable desplome es más propensa al volteo ante una acción sísmica, produciéndose una falla catastrófica con la consecuente pérdida de recursos humanos y materiales.

Por todo lo antes mencionado se aprecia la trascendencia que tiene el realizar un buen diseño geotécnico; ya que en muchas ocasiones se le resta importancia tratando de ahorrar en el costo total de la edificación; pero al mediano o largo plazo resulta contraproducente; ya que entre las consecuencias están: agrietamientos en elementos estructurales y no estructurales, se afecta la estética de la edificación, provoca inseguridad en ocupantes y peatones, altera el buen funcionamiento de equipo y maquinaria, produce daños a instalaciones y construcciones aledañas; todo lo cual reditúa en el costo.

No obstante las limitaciones que se tuvieron en este proyecto consideramos que los resultados que se pueden obtener de los modelos son representativos de los sistemas reales, sin embargo como la construcción de un modelo implica mucha dedicación, paciencia y esfuerzo solo son recomendables para estructuras de cierta importancia en las que se tenga incertidumbre acerca de su comportamiento.

⁶ Análisis de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales de Aleksandar Sedmak Vesic.

APÉNDICE A. DISEÑO ESTRUCTURAL

A. INTRODUCCIÓN

Este apéndice surge de la necesidad de tener una base que sustente a la estructura prototipo y al modelo físico de ésta (en la estructuración elegida, la determinación de las acciones de diseño, el análisis que se llevó a cabo, y las dimensiones de la estructura); sin embargo no se pretende que el apéndice sea un tratado de las diversas disciplinas que se usaron como: Ingeniería sísmica, Análisis estructural, etc.; por lo que solo se ofrecen algunas recomendaciones básicas del proceso de diseño y no se ofrece toda la base teórica de las disciplinas mencionadas anteriormente; así pues si el lector de esta tesis requiere información sobre algún tema particular se sugiere que consulte literatura especializada, se ofrecen algunos textos en la bibliografía de esta tesis.

En la parte denominada "DESARROLLO DEL PROBLEMA" de este apéndice se ofrece una breve explicación de los pasos que se siguieron y las decisiones que se tuvieron que tomar; cabe hacer notar que lo anterior es para este caso particular y no se debe de tomar como una solución general.

El diseño estructural abarca las diversas actividades que desarrolla el proyectista para determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura, o sea de aquella parte de una construcción que tiene como función absorber las sollicitaciones que se presentan durante las distintas etapas de su existencia.

El diseño estructural se encuentra dentro del proceso mas general del proyecto de una obra civil, en el cual se definen las características que debe tener la construcción para cumplir de manera adecuada las funciones que está destinada a desempeñar. Un requisito esencial para que la construcción cumpla sus funciones es que no sufra fallas o mal comportamiento debido a su incapacidad para soportar las cargas que sobre ella se imponen. Junto con éste, deben cuidarse otros aspectos como los relativos al funcionamiento y la habitabilidad, que en general son responsabilidad de otros especialistas.

Evidentemente, dada la multitud de aspectos que deben considerarse, el proceso mediante el cual se crea una construcción moderna es de gran complejidad.

El diseño es un proceso creativo en el que se definen las características de un sistema de manera que cumpla en forma óptima con sus objetivos. El objetivo de un sistema estructural

es resistir las fuerzas a las que va a estar sometido, sin colapso o mal comportamiento. Las soluciones estructurales están sujetas a las restricciones que surgen de la interacción con otros aspectos del proyecto y a las limitaciones generales de costo y tiempo de ejecución.

Cualquier intento de clasificación o subdivisión del proceso de diseño estructural resulta hasta cierto punto arbitrario, sin embargo, es útil para entender su esencia considerar tres aspectos fundamentales:

- Estructuración.
- Análisis.
- Dimensionamiento.

La distinción de las tres partes anteriores que indican una secuencia lógica no debe llevar a pensar que en el diseño se sigue un proceso unidireccional en el que primero se imagina una estructura, luego se analiza y finalmente se dimensiona. El proceso real es mucho más completo e iterativo; implica pasar varias veces por cada etapa a medida que la estructura evoluciona hacia su forma final.

B. ESTRUCTURACIÓN

En esta parte del proceso se determinan los materiales de los que va a estar constituida la estructura, la forma global de ésta, el arreglo de sus elementos constitutivos y sus dimensiones y características más esenciales. De la correcta elección del sistema o esquema estructural depende más que de ningún otro aspecto la bondad de los resultados.

Elegido un sistema estructural es posible optimar la configuración geométrica de los distintos elementos que lo constituyen, así como las dimensiones de cada uno de ellos, pudiendo aceptar como criterio de optimización el hacer mínimo el peso total de la estructura.

Es difícil dar recomendaciones de validez general para la selección del sistema estructural. En cada caso intervienen aspectos particulares que deben ser evaluados por el proyectista con base en sus conocimientos sobre la eficiencia de diferentes materiales, elementos estructurales y arreglos de éstos, ante diversas condiciones de carga y sobre las consecuencias que produce la elección de cada posible sistema estructural en los otros aspectos del proyecto de la construcción.

C. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se incluyen bajo esta denominación las actividades que llevan a la determinación de la respuesta de la estructura ante las diferentes acciones exteriores que pueden afectarla. Se trata de determinar los efectos de las cargas que pueden afectar a la estructura durante su vida útil. Para esta determinación se requiere lo siguiente:

- Modelado de la estructura.
- Determinación de las acciones de diseño.
- Determinación de los efectos de las acciones de diseño en el modelo de estructura elegido.

1. MODELO TEÓRICO

Se tiene que modelar la estructura, o sea idealizar la estructura real por medio de un modelo teórico factible de ser analizado con los procedimientos de cálculo disponibles. Se puede idealizar un edificio de columnas, vigas y losas de concreto por medio de un sistema de marcos

planos formados por barras de propiedades equivalentes. En la idealización se debe tener cuidado de no cometer errores como: ignorar elementos que contribuyen a la respuesta de la estructura, o emplear un modelo demasiado simplista que no represente adecuadamente la respuesta estructural.

La modelación incluye la definición de diversas propiedades de los elementos que componen al modelo. Esto implica la recolección de diversos datos y la suposición de otras propiedades, como son las propiedades elásticas de los materiales, incluyendo el suelo de cimentación y las propiedades geométricas de las distintas secciones. Los valores supuestos en etapas iniciales del proceso para estas propiedades, pueden tener que modificarse e irse refinando a medida que se obtienen los resultados del análisis.

2. ACCIONES

En muchas situaciones las cargas y otros agentes que introducen esfuerzos en la estructura están definidos por los códigos y la obligación del proyectista es sujetarse a ellos. Sin embargo, es frecuente que quede como responsabilidad del proyectista la determinación del valor de diseño de alguna carga, o al menos la obtención de datos locales que definen la acción de diseño; lo anterior abarca la elección del criterio con que se deben definir los valores de diseño de una acción dada, la forma de obtener un modelo de ésta, generalmente a través de un sistema de fuerzas estáticas de efecto equivalente y la forma de combinar estas fuerzas con las correspondientes a otras acciones. Cabe notar que en esta etapa suele haber incertidumbres que lleven a cometer errores graves que modifiquen la precisión que se pretende tener.

El diseño estructural tiene como objeto proporcionar soluciones que, por medio del aprovechamiento óptimo de los materiales y de las técnicas constructivas disponibles y cumpliendo con las restricciones impuestas por los otros aspectos del proyecto, den lugar a un buen comportamiento de la estructura en condiciones normales de funcionamiento de la construcción y que tenga estabilidad contra la ocurrencia de algún tipo de falla

i. ESTADOS LÍMITE

Se llama estado límite de una estructura a cualquier etapa de su comportamiento a partir de la cual su respuesta se considera inaceptable. Se distinguen dos tipos de estados límite; aquéllos relacionados con la estabilidad, se denominan estados límite de falla; el otro tipo relaciona aquellas situaciones que, sin poner en juego la seguridad de la estructura, afectan el correcto funcionamiento de la construcción y se denominan estados límite de servicio.

La reglamentación⁷ indica que toda estructura y cada una de sus partes deben diseñarse para tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible; ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse en su vida esperada, y para no rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

El reglamento considera como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga; según este criterio las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las resistencias de diseño deben incluir el

⁷Reglamento de construcciones del departamento del Distrito Federal, en su capítulo III (Criterios de diseño estructural) del título VI (Seguridad estructural de las construcciones).

correspondiente factor de resistencia, (F_R); las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados bajo las diferentes combinaciones de acciones.

En el diseño de toda cimentación, se considerarán los siguientes estados límite de falla, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

- a) Flotación.
- b) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación.
- c) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

El reglamento considera como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero no perjudiquen su capacidad para soportar cargas. En el diseño de toda cimentación, se tomarán en cuenta los estados límite de servicio siguientes:

- a) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión, con respecto al nivel del terreno circundante.
- b) Inclinación media.
- c) Deformación diferencial.

En cada uno de estos movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres.

ii. ACCIONES

El Reglamento de Construcciones considera tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras:

- a) Las Acciones Permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta, el empuje estático de tierras y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a preesfuerzos o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.

Se consideran como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente.

Para estas acciones se toma en cuenta la variabilidad de las dimensiones de los elementos, de los pesos volumétricos y de las otras propiedades relevantes de los materiales, para determinar un valor máximo probable de la intensidad. Cuando el efecto de la acción permanente sea favorable a la estabilidad de la estructura, se determina un valor mínimo probable de la intensidad.

- b) Las Acciones Variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva, los efectos de temperatura, las deformaciones impuestas, los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenaje.

Se consideran cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente.

Para estas acciones se determinan las intensidades siguientes que correspondan a las combinaciones de acciones para las que deba revisarse la estructura:

- La intensidad máxima se determina como el valor máximo probable durante la vida esperada de la edificación.
- La intensidad instantánea se determina como el valor máximo probable en el lapso en que pueda presentarse una acción accidental, como el sismo.

- La intensidad media se estima como el valor medio que puede tomar la acción en un lapso de varios años.
 - La intensidad mínima se emplea cuando el efecto de la acción sea favorable a la estabilidad de la estructura y se toma, en general, igual a cero.
- c) Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas, los efectos del viento, los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios.

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de varias acciones; el reglamento considera dos categorías de combinaciones:

- a) Combinaciones que incluyen acciones permanentes y acciones variables. En éste caso se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.
- b) Combinaciones que incluyen acciones permanentes, variables y accidentales. Para este tipo de combinaciones se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados.

El factor de carga se determinará de acuerdo con las reglas siguientes:

- a) Para combinaciones de acciones permanentes y variables, se aplicará un factor de carga de 1.4.
- b) Para combinaciones de acciones permanentes, variables y accidentales se considerará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación.
- c) Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9; además, se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable.
- d) Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

3. ANÁLISIS

En esta etapa se determina la respuesta estructural que las acciones de diseño producen en la estructura, o sea las fuerzas internas actuantes en las diferentes secciones de la estructura como lo son: los momentos flexionantes y de torsión, las fuerzas axiales y cortantes; para su posterior comparación con las fuerzas internas resistentes a fin de verificar si se cuenta con la seguridad adecuada. También se obtienen las deformaciones verticales y horizontales de la estructura para su comparación con los valores límite que marca el reglamento. Los métodos de análisis suponen en general un comportamiento elástico-lineal.

El gran desarrollo alcanzado por el análisis estructural en los últimos años a la par con las computadoras hace posible analizar cualquier tipo de estructura por compleja que ésta sea en poco tiempo y con la precisión deseada; pero debe tenerse en cuenta que se está trabajando con modelos analíticos que representan a la estructura y a las acciones que sobre ésta se ejercen, y que por muy precisa que sea la solución, los resultados solo serán indicativos de la respuesta de la estructura real en la medida en que el modelo analizado represente fielmente

sus propiedades esenciales; sin olvidar que la manipulación de una gran cantidad de datos y operaciones que pueden inducir errores de signo y punto decimal difíciles de encontrar. Por lo anterior es recomendable realizar un análisis con algún método aproximado para cotejar los resultados que arroje el análisis refinado; se haya hecho de manera manual o con la ayuda de algún programa de cómputo.

D. DIMENSIONAMIENTO

En esta etapa se define en detalle la estructura y se revisa si cumple con los requisitos de seguridad y servicio adoptados. Además, se elaboran los planos y especificaciones de construcción de la estructura. Nuevamente, estas actividades están con frecuencia muy ligadas a la aplicación de uno o más reglamentos que rigen el diseño de la estructura en cuestión. Los reglamentos y procedimientos son peculiares del material y sistema de construcción elegido.

E. DESARROLLO DEL PROBLEMA

Cabe mencionar que en el capítulo II del presente trabajo se definieron varias características de la estructura prototipo como: tipo de material, la resistencia del mismo y su geometría (planta, altura de la estructura y disposición de claros); y se dan las razones de dicha elección.

En un principio se pensó en una estructuración a base de marcos rígidos de concreto reforzado compuestos por vigas y columnas rectangulares; pero para facilitar la construcción del modelo se optó por una solución de losa plana y columnas circulares; sin embargo al realizar análisis preliminares para definir una sección de columna, las dimensiones de ésta se fueron incrementando a consecuencia de la falta de rigidez del sistema, que ocasionaba unos desplazamientos relativos de entrepiso mayores a los permitidos por el reglamento. La sección que finalmente cumplía con este requisito era de 90 cm. de diámetro; pero visualizando el prototipo con esta sección se vio que las distancias de paño a paño de columnas eran muy pequeñas y no concordaban con las que se pueden encontrar en estructuras semejantes, y además la sección de la columna sobresalía del resto de la estructura. A consecuencia de lo anterior se buscó dar mayor rigidez a la estructura y esto se logró colocando vigas de sección rectangular dado el mayor momento de inercia que tienen respecto a la viga equivalente que el reglamento determina tomar en estructuras a base de losa plana, conservándose las columnas circulares.

Finalmente con esta nueva estructuración se hicieron análisis preliminares y prediseños proponiendo diversas secciones de columnas y vigas sin que éstas variaran en los diferentes entrepisos, hasta llegar a columnas de 50 cm. de diámetro y vigas de 25 cm. de base y 50 cm. de altura; pero se observó que los elementos de los últimos entrepisos se encontraban sobrados de resistencia; por tanto se decidió disminuir las secciones de columnas y vigas de los últimos dos entrepisos quedando las columnas de 40 cm. de diámetro y las vigas de 20 x 40 cm. Del capítulo II se recordará que es requisito de las leyes de similitud conservar la semejanza geométrica entre modelo y prototipo de acuerdo a un factor de escala que en este caso es de 1:10; y considerando que para facilidad de construcción del modelo el cimbrado de las columnas es a base de tubos de cartón, los diámetros que se fueron proponiendo en los diferentes análisis que se hicieron correspondían a los diámetros comerciales del tubo.

Para efectos de análisis, la estructura se idealizó como un conjunto de marcos planos compuestos por barras de propiedades equivalentes empotrados en su base. Regularmente una idealización de este tipo no representa fielmente a una estructura, ya que para simplificar el problema se ignoran elementos como: aberturas y losas de escalera, cubos de elevadores,

pretilos, entre otros; y por lo regular, la influencia de estos elementos en la respuesta estructural del sistema es mínima o resulta conservador no tomarlos en cuenta. Para facilidad de construcción del modelo, éste no contará con los elementos mencionados anteriormente; por esta razón se espera tener una mayor semejanza entre el modelo físico y el modelo analítico.

Se realizó el análisis y diseño tanto del prototipo como del modelo; los resultados que se muestran a continuación son producto del análisis y diseño del modelo.

Para efectuar la bajada de cargas se determinaron las áreas tributarias Figura A - 1. La integración de los valores de las acciones permanentes y variables en sus diferentes intensidades se muestra en el Tabla A - 1; esta integración se efectuó basándose en los lineamientos que marca el RCDDF considerando que es un edificio de oficinas ubicado en la zona del lago; posteriormente en base a estas intensidades se obtuvieron las diferentes combinaciones de acciones para cada marco, de acuerdo al reglamento.

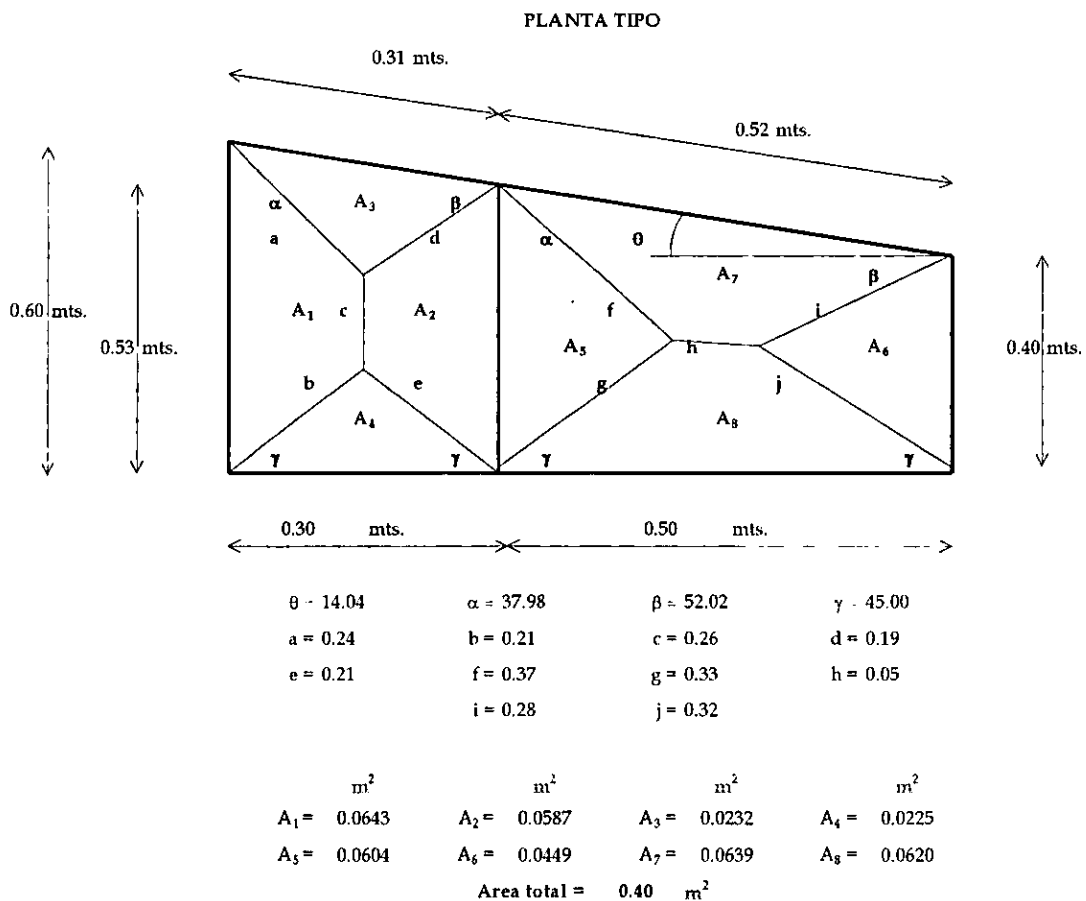


FIGURA A - 1

Para el cálculo de las fuerzas equivalentes por sismo se realizó un análisis dinámico modal espectral; después los cortantes de entrepiso obtenidos se distribuyeron entre los elementos resistentes de la estructura.

Para realizar el análisis sísmico es necesario conocer los pesos y las rigideces de entrepiso.

El peso del edificio se encuentra distribuido en toda su altura, sin embargo por simplicidad se supone que los pesos se concentran en cada piso. Los valores de los pesos de cada elemento se muestran en la Tabla A - 2; dichos valores están afectados por el factor de carga correspondiente a la combinación de acciones permanentes, variables y sismo.

TABLA A - 1

CARGAS MUERTAS				
	Intensidad máxima		Intensidad mínima	
PLANTA TIPO				
Losa de concreto	28.8		26.4	
Carga adicional por losa	20		0	
Firme de mortero de 3cm	63		57	
Carga adicional por firme	20		0	
Loseta vinílica	10		5	
Instalaciones y plafones	50		35	
Paredes divisorias	82		41	
Total (kg/ m²)	273.8		164.4	
AZOTEA				
Losa de concreto	28.8		26.4	
Carga adicional por losa	20		0	
Instalaciones y plafones	50		35	
Relleno e impermeabilización	0		0	
Total (kg/ m²)	98.8		61.4	
Columnas de concreto				
Entrepiso 1	5 kg/ml		4 kg/ml	
Entrepiso 2	5 kg/ml		4 kg/ml	
Entrepiso 3	5 kg/ml		4 kg/ml	
Entrepiso 4	3 kg/ml		3 kg/ml	
Entrepiso 5	3 kg/ml		3 kg/ml	
Vigas de concreto				
Entrepiso 1	3 kg/ml		3 kg/ml	
Entrepiso 2	3 kg/ml		3 kg/ml	
Entrepiso 3	3 kg/ml		3 kg/ml	
Entrepiso 4	2 kg/ml		2 kg/ml	
Entrepiso 5	2 kg/ml		2 kg/ml	
Muro de panel	0 kg/m ² de muro		0 kg/m ² de muro	
Fachada de vidrio	0 kg/m ² de vidrio		0 kg/m ² de vidrio	
ACCIONES VARIABLES				
CARGAS VIVAS				
	Intensidad máxima	Intensidad instantánea	Intensidad media	Intensidad mínima
	(kg/ m ²)	(kg/ m ²)	(kg/ m ²)	(kg/ m ²)
PLANTA TIPO	250	180	100	0
AZOTEA	40	20	5	0

TABLA A - 2

Ent.	W _i por losa (kg)	W por columnas (kg)	W por paredes (kg)	W por fachada (kg)	W por vigas (kg)	W total por entrepiso (kg)
1	200	11	0	0	10	221
2	200	11	0	0	10	220
3	200	11	0	0	10	221
4	200	7	0	0	6	213
5	52	3	0	0	6	62

Las rigideces se obtuvieron para cada marco de la siguiente manera: aplicando a los marcos un sistema de fuerzas laterales concentradas en los nudos que varía linealmente de cero toneladas en la base a 0.178 toneladas en el último piso, se resolvieron los marcos y se encontraron los desplazamientos horizontales totales, relativos y los cortantes de entrepiso; obteniéndose las rigideces de entrepiso con Ecuación A - 1.

$$K_1 = \frac{V_1}{\Delta_1}$$

ECUACIÓN A - 1

La rigidez global de entrepiso es la suma de las rigideces paralelas a la dirección de análisis en el entrepiso considerado; el marco B al no ser paralelo a alguna de las direcciones de análisis, se proyecta su rigidez en ambas direcciones.

Las características dinámicas de la estructura se obtuvieron por el método de Holzer; a continuación se muestran los resultados del análisis dinámico en ambas direcciones.

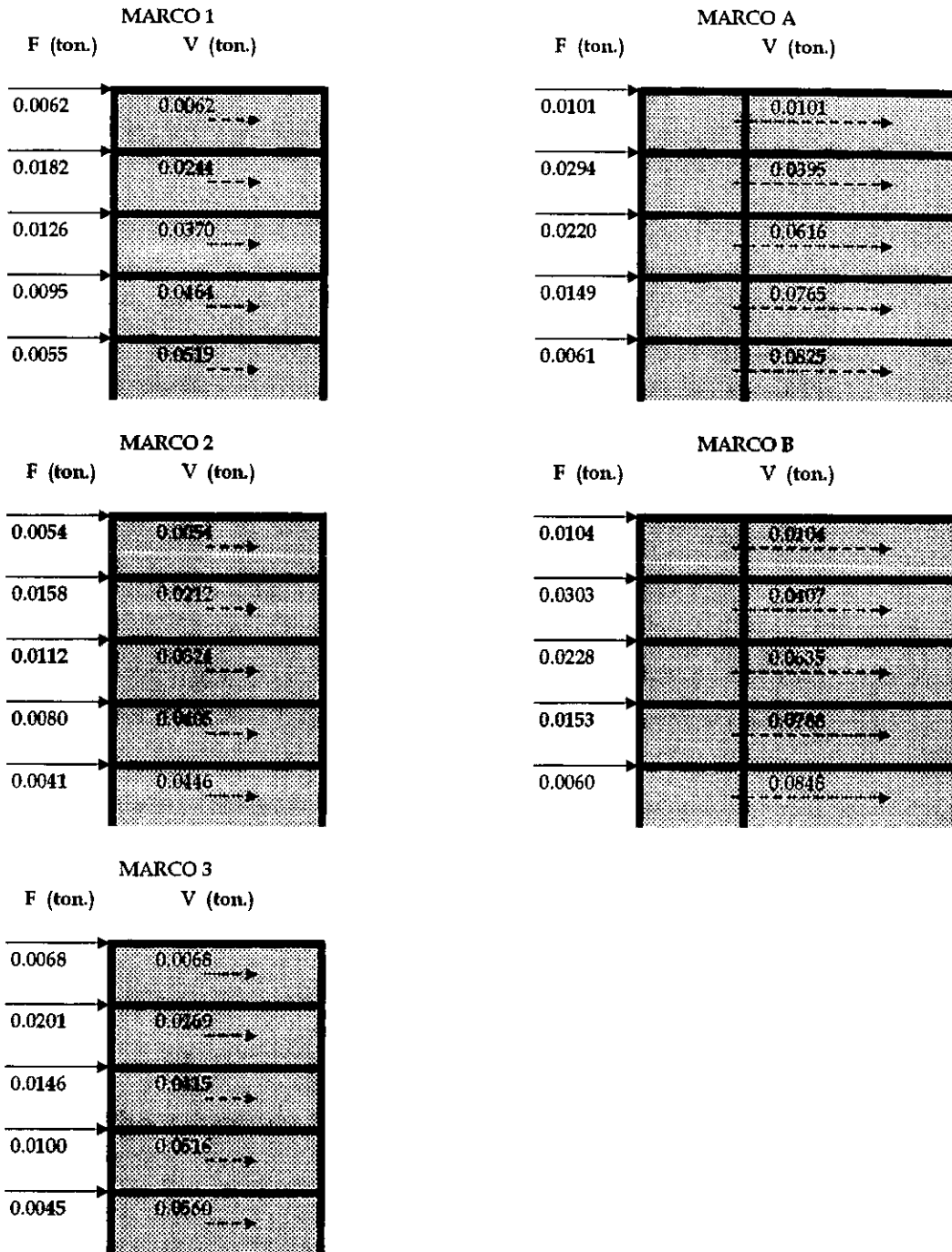
RESUMEN DE RESULTADOS

FUERZAS EQUIVALENTES, CORTANTES DE ENTREPISO, DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS Y DESPLAZAMIENTOS TOTALES

SENTIDO X				SENTIDO Y			
F (ton.)	V (ton.)	Δ(cm)	y (cm)	F (ton.)	V (ton.)	Δ(cm)	y (cm)
0.017	0.017	0.02	0.23	0.018	0.018	0.02	0.26
0.051	0.058	0.05	0.21	0.051	0.059	0.06	0.23
0.087	0.105	0.05	0.15	0.087	0.106	0.06	0.17
0.026	0.131	0.06	0.10	0.026	0.132	0.06	0.11
0.013	0.144	0.05	0.05	0.012	0.144	0.05	0.05

A continuación se muestran las fuerzas de diseño para cada marco, que se obtienen de la distribución de los cortantes de entrepiso en los elementos resistentes de la estructura.

FUERZAS DE DISEÑO PARA CADA MARCO



Como los resultados arrojados por el análisis estructural son muy extensos solo se muestran las propiedades del marco A; y las gráficas de elementos mecánicos de algunos de los miembros del marco A para las combinaciones de: carga vertical, carga vertical mas sismo y

carga vertical menos sismo. Cabe mencionar que el método de análisis empleado fue el de rigideces basado en matrices donde la presentación de las ecuaciones en forma matricial es la siguiente:

$$[K][\Delta]=[F]$$

donde:

[K] = matriz de rigideces.

[Δ] = vector de desplazamientos angulares y lineales.

[F] = vector de fuerzas externas.

PROPIEDADES DE LA ESTRUCTURA

Material de la estructura: concreto armado

$f_c = 250$

$f_y = 7000$

$E = 221359$

$E_y = 2000000$

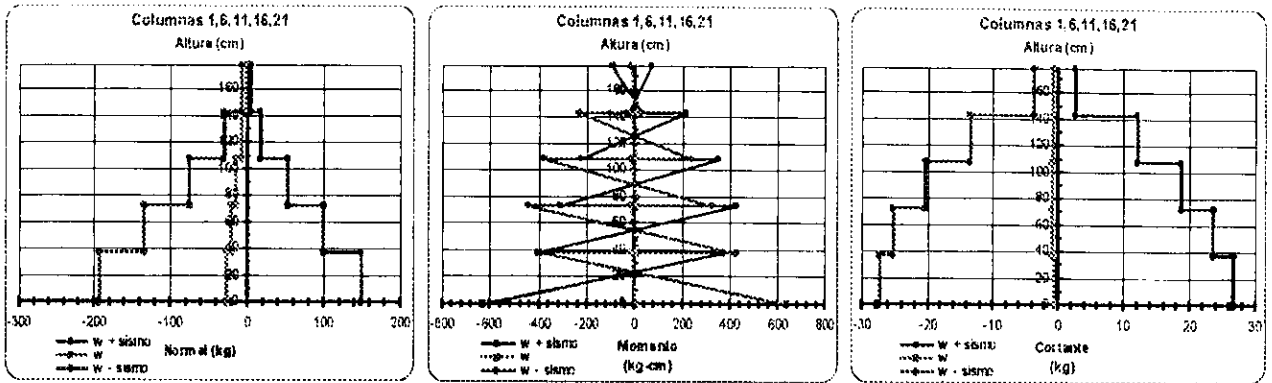
COLUMNAS CIRCULARES									
		Diámetro	Area	Momento de inercia	Altura de entrepiso	4 I / L	2 I / L	6 I / L ²	12 I / L ³
		cm	cm ²	cm ⁴	cm				
Columna 1		5.00	19.63	30.68	37.50	3.27	1.64	0.13	0.01
Columna 2		5.00	19.63	30.68	37.50	3.27	1.64	0.13	0.01
Columna 3		5.00	19.63	30.68	37.50	3.27	1.64	0.13	0.01
Columna 6		5.00	19.63	30.68	35.00	3.51	1.75	0.15	0.01
Columna 7		5.00	19.63	30.68	35.00	3.51	1.75	0.15	0.01
Columna 8		5.00	19.63	30.68	35.00	3.51	1.75	0.15	0.01
Columna 11		5.00	19.63	30.68	35.00	3.51	1.75	0.15	0.01
Columna 12		5.00	19.63	30.68	35.00	3.51	1.75	0.15	0.01
Columna 13		5.00	19.63	30.68	35.00	3.51	1.75	0.15	0.01
Columna 16		4.00	12.57	12.57	35.50	1.42	0.71	0.06	0.00
Columna 17		4.00	12.57	12.57	35.50	1.42	0.71	0.06	0.00
Columna 18		4.00	12.57	12.57	35.50	1.42	0.71	0.06	0.00
Columna 21		4.00	12.57	12.57	35.00	1.44	0.72	0.06	0.00
Columna 22		4.00	12.57	12.57	35.00	1.44	0.72	0.06	0.00
Columna 23		4.00	12.57	12.57	35.00	1.44	0.72	0.06	0.00

TRABES									
	Base	Altura	Area	Momento de inercia	Claro de entrepiso	4 I / L	2 I / L	6 I / L ²	12 I / L ³
	cm	cm	cm ²	cm ⁴	cm				
Trabe 4	2.50	5.00	12.50	26.04	27.50	3.79	1.89	0.21	0.02
Trabe 5	2.50	5.00	12.50	26.04	47.50	2.19	1.10	0.07	0.00
Trabe 9	2.50	5.00	12.50	26.04	27.50	3.79	1.89	0.21	0.02
Trabe 10	2.50	5.00	12.50	26.04	47.50	2.19	1.10	0.07	0.00
Trabe 14	2.50	5.00	12.50	26.04	27.50	3.79	1.89	0.21	0.02
Trabe 15	2.50	5.00	12.50	26.04	47.50	2.19	1.10	0.07	0.00
Trabe 19	2.00	4.00	8.00	10.67	27.50	1.55	0.78	0.08	0.01
Trabe 20	2.00	4.00	8.00	10.67	47.50	0.90	0.45	0.03	0.00
Trabe 24	2.00	4.00	8.00	10.67	27.50	1.55	0.78	0.08	0.01
Trabe 25	2.00	4.00	8.00	10.67	47.50	0.90	0.45	0.03	0.00

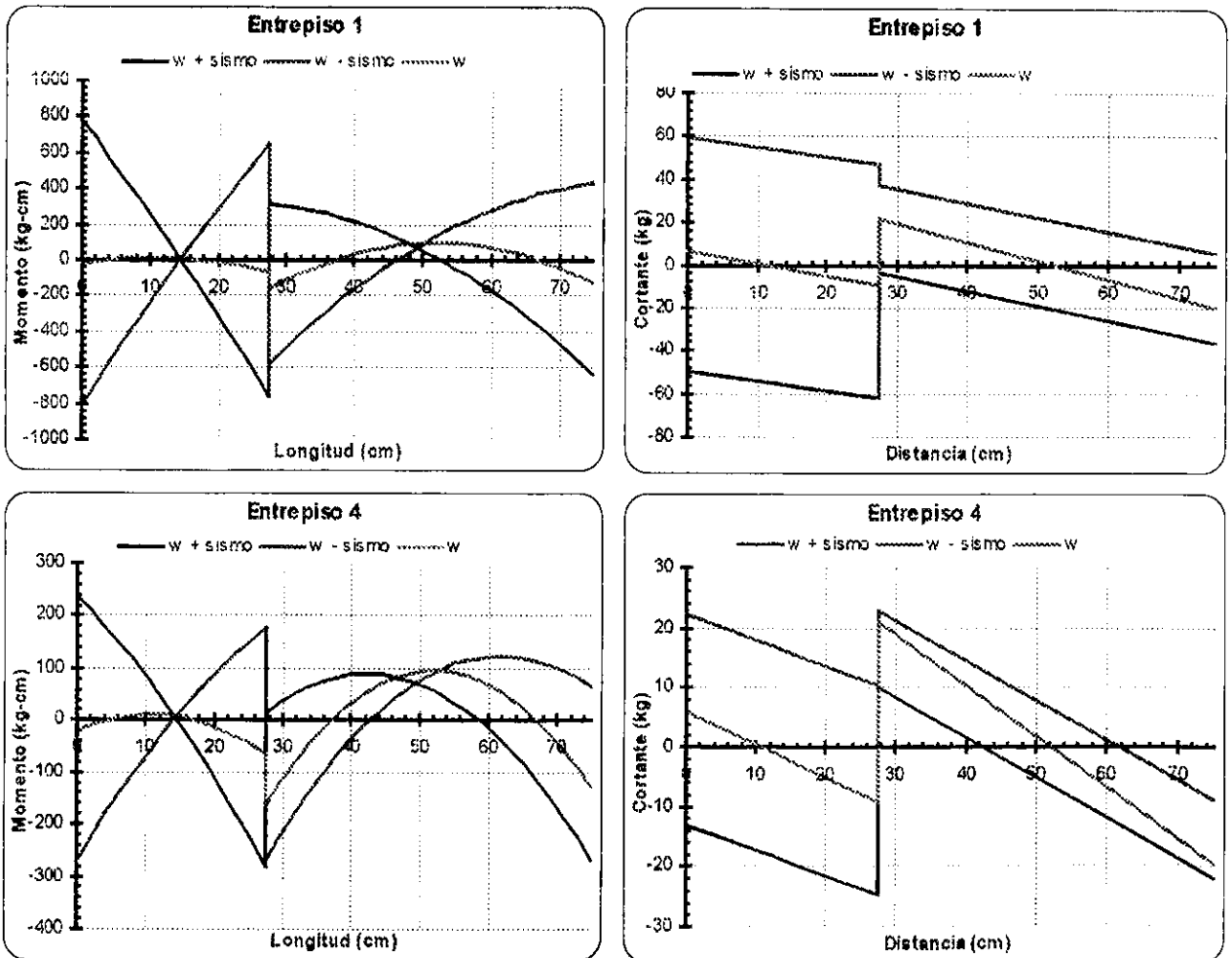
La variación en los valores de las alturas de entrepiso que se muestran en la tabla anterior, son el resultado del cambio en la altura de las traves de las últimas dos plantas, y de una mayor altura de entrepiso en la planta baja.

GRAFICAS DE ELEMENTOS MECANICOS

Gráficas de normal, momento y cortante en columnas.



Gráficas de momento y cortante en traves



La tabla que sigue muestra el calibre de los alambres que se usaron en el diseño del modelo; y su equivalente con el número de barra con que se denomina la varilla de refuerzo; así como las propiedades del alambre.

CALIBRE DEL ALAMBRE	No BARRA	DIAMETRO (cm)	AREA (cm ²)
22	2	0.074	0.0043
20	3	0.088	0.0061
18	4	0.122	0.0117
16	5	0.160	0.0201
15	6	0.183	0.0263
13	8	0.234	0.0430
11	10	0.307	0.0740
9	12	0.376	0.1110

A continuación se muestran los resultados del diseño estructural de los diferentes elementos de la estructura.

TRABES				
Marcos 1, 2 y 3				
Entrepiso	Sección (cm)	Ubicación del refuerzo	Refuerzo longitudinal	Refuerzo transversal
1, 2 y 3	2.5 x 5.0	-----	4 # 6 corridas	# 3 @ 2
4 y 5	2.0 x 4.0	-----	4 # 6 corridas	# 3 @ 2
Marcos A y B				
Entrepiso	Sección (cm)	Ubicación del refuerzo	Refuerzo longitudinal	Refuerzo transversal
1, 2 y 3	2.5 x 5.0	Orillas M (-) Centro M (+)	4 # 6 corridas + 1 # 6 1 # 6	# 3 @ 2
4 y 5	2.0 x 4.0	-----	4 # 6 corridas	# 3 @ 2

COLUMNAS			
Entrepiso	Sección (cm)	Refuerzo longitudinal	Refuerzo transversal
1, 2 y 3	5.0 de diámetro	8 # 8 corridas	Zuncho # 3 @ 1
4 y 5	4.0 de diámetro	8 # 8 corridas	Zuncho # 3 @ 1

LOSAS		
Entrepiso	Espesor (cm)	Refuerzo
1, 2, 3, 4 y 5	1.2	# 3 @ 3.5 en todas

	las franjas de ambas direcciones
--	-------------------------------------

CONTRATABES		
Sección (cm)	Refuerzo longitudinal	Refuerzo transversal
3.0 x 8.0	4 # 6 corridas	# 3 @ 3.5

ZAPATAS	
Espesor (cm)	Refuerzo
1.5	# 3 @ 2.2 en ambas direcciones

Los armados anteriores se obtuvieron de un análisis previo, que se efectuó antes de construir y probar el modelo; pero como durante la etapa de carga no se pudo completar el total del peso determinado; se tuvo que realizar otro análisis global de la estructura para poder efectuar las comparaciones necesarias con el comportamiento observado en el modelo. Cabe señalar que los resultados mostrados a lo largo de este capítulo en forma de tablas, figuras y gráficas son producto del análisis posterior; a excepción de las tablas de armados.

APÉNDICE B. DISEÑO GEOTÉCNICO

A. CONSIDERACIONES DE MECÁNICA DE SUELOS

1. SUPERFICIES DE FALLA

Para elegir el tamaño del modelo y el tipo de cimentación; era necesario apoyarnos en las teorías de capacidad de carga Terzaghi (Terzaghi, 1945) y Zeevaert (Zeevaert, 1972) para obtener unas gráficas con las que se pueden obtener las características geométricas de una superficie de deslizamiento supuesta en función del ángulo ϕ y el tamaño de la base de la cimentación.

Se analizaron las siguientes superficies de deslizamiento:

- a) Para base de cimentación rugosa, propuesta por Terzaghi, (Terzaghi, 1945).
- b) Para base de cimentación lisa, propuesta por Terzaghi, (Terzaghi, 1945); Vesic retomó esta superficie de deslizamiento para su análisis de capacidad de carga, (Vesic, 1971).
- c) Adaptación para cimentaciones superficiales de la propuesta de Zeevaert para cimentaciones profundas, (Zeevaert, 1972).

Los dos primeros casos están contenidos en la teoría de capacidad de carga de Terzaghi, que cubre el caso más general de suelos con cohesión y fricción; su utilización mas práctica es para el caso de cimientos poco profundos; entenderemos como poco profundos aquellos en que el ancho "B" del cimiento es igual o mayor que la profundidad de desplante D_f (ver Figura B - 1).

En estas condiciones Terzaghi despreció la resistencia al esfuerzo cortante del suelo arriba del nivel de desplante del cimiento, considerándola solo de dicho nivel hacia abajo. Se supone que el terreno sobre la base del cimiento solo produce un efecto que puede representarse por una sobrecarga, $q = \gamma D_f$, actuando en un plano horizontal que pase por la base del cimiento.

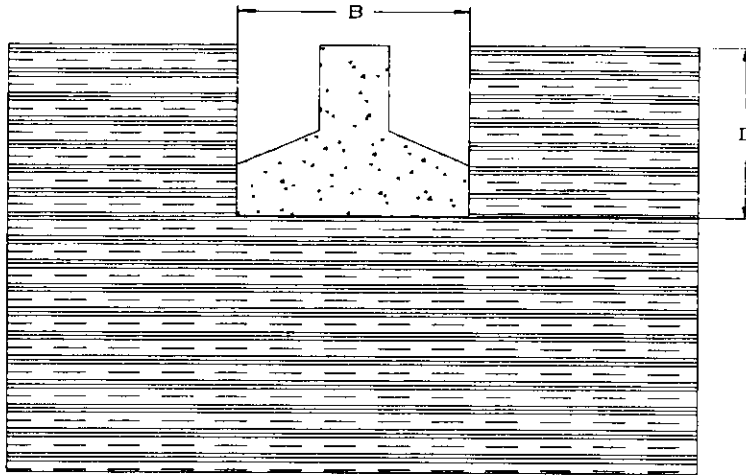


FIGURA B - 1

Terzaghi propuso el mecanismo de falla siguiente para un cimiento de base rugosa, poco profundo de longitud infinita normal al plano del papel para un medio "cohesivo y friccionante" (ver Figura B - 2).

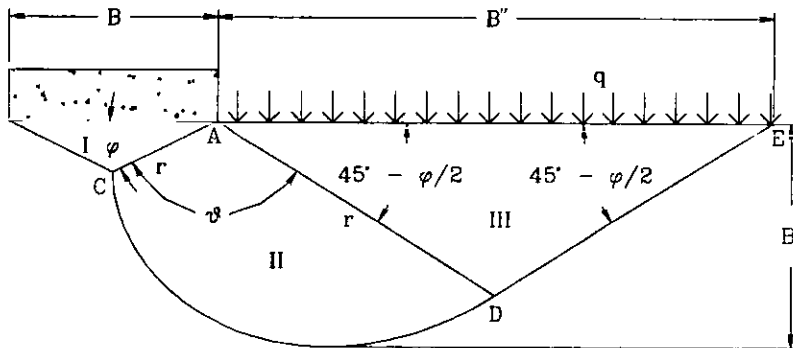


FIGURA B - 2

La zona I es una cuña que se mueve como cuerpo rígido con el cimiento, verticalmente hacia abajo. La zona II es de deformación tangencial radial; la frontera AC de esta zona forma con la horizontal un ángulo igual a ϕ . La frontera AD forma un ángulo de $45^\circ - \phi/2$ con la horizontal. La zona III es una zona de estado plástico pasivo de Rankine.

La zona II está limitada por un arco de espiral logarítmica, cuya ecuación es:

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi}$$

ECUACIÓN B - 1

donde:

r = radio vector .

r_0 = radio vector de inicio.

θ = ángulo central en radianes, formado entre la línea AC y el radio vector r .

ϕ = ángulo de fricción interna del material.

Con ayuda de la Figura B - 2 se observa que:

El ángulo θ varía de 0° hasta $135^\circ - \phi/2$.

B'' = distancia horizontal máxima a partir de la orilla del cimiento al final de la superficie de falla.

B' = profundidad máxima de desarrollo de la superficie de falla.

Dado que nos interesa conocer la profundidad B' y la distancia B'' en función del ancho B de la cimentación y del ángulo de fricción interna; y en la bibliografía consultada no se menciona como obtener dichos valores nosotros los encontramos con ayuda de la geometría analítica.

Para un ángulo $\theta = 135^\circ - \phi/2$ se tiene el radio vector que coincide con la línea AD y que la distancia B'' es igual a 2 veces su componente horizontal; esto da la siguiente expresión:

$$B'' = 2r \cos\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

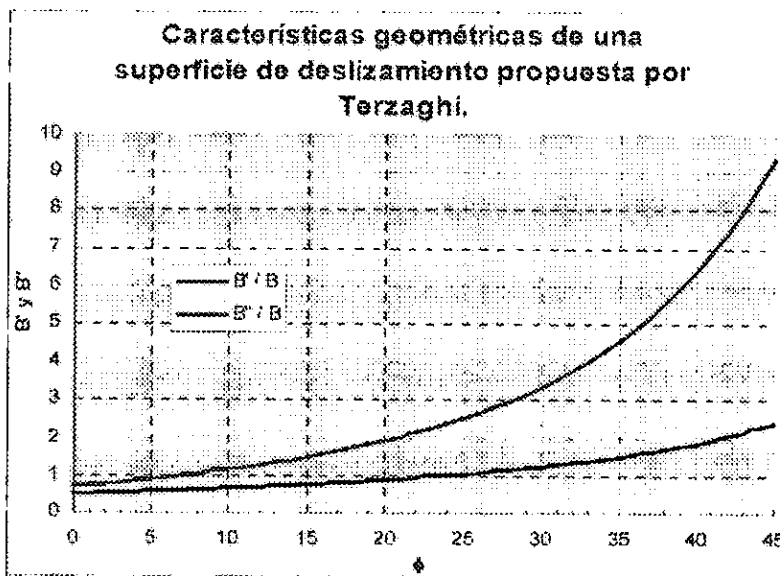
[Ecuación B - 2]

De las propiedades de la espiral logarítmica se tiene que la profundidad B' se presenta cuando $\theta = 90^\circ$, por lo que se obtiene el radio vector para el ángulo antes mencionado y B' será igual a la componente vertical de dicho radio vector cuyo valor queda dado por la siguiente expresión:

$$B' = r \operatorname{sen}(90^\circ - \phi)$$

[Ecuación B - 3]

Con base en las dos expresiones anteriores variamos el valor de ϕ , obteniendo sus respectivos valores de B' y B'' para posteriormente graficarlos; de lo que resultó la Gráfica B - 1.



GRÁFICA B - 1

Para el caso de cimentaciones de base lisa, poco profundos, de longitud infinita y para un suelo cohesivo y friccionante Terzaghi propuso la superficie de deslizamiento de la Figura B - 3

La variación de esta supuesta superficie de deslizamiento con la anterior expuesta es el ángulo que forma la frontera AC con la horizontal, siendo ahora de $45^\circ + \phi/2$.

Analizando la Figura B - 3 se observa que el ángulo θ va de 0° hasta 90° , cuando θ es máximo (90°) el radio vector "r" coincide con la línea AD y al igual que en el caso anterior B'' vale 2 veces la componente horizontal de dicho radio vector, por lo tanto B'' se calculará con la Ecuación B - 2.

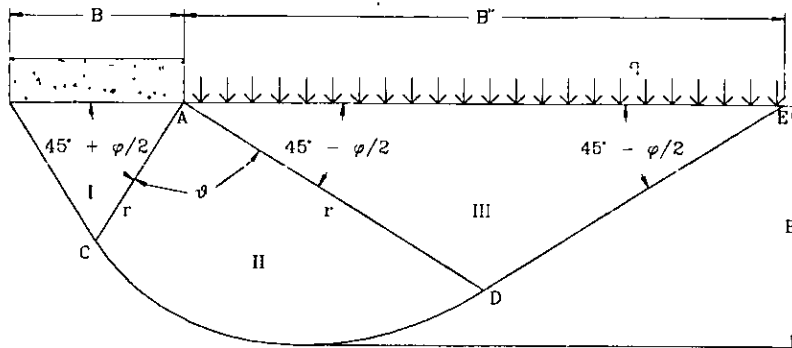


FIGURA B - 3

La profundidad máxima en esta ocasión se presenta cuando el ángulo $\theta = 45^\circ + \phi/2$; con este valor se calcula el radio vector "r" y B' será igual a su componente vertical, coincidiendo con la Ecuación B - 3

Cabe aclarar que los valores de B' y B'' encontrados para esta superficie de falla, a pesar de ser obtenidos con las mismas ecuaciones que para la superficie de falla anterior son diferentes; ya que los valores del radio vector de inicio r_0 y el ángulo θ que se utilizan en la Ecuación B - 1 para encontrar el valor del radio vector "r" son diferentes.

Para el caso de cimentaciones profundas, Zeevaert propone la siguiente superficie de falla:

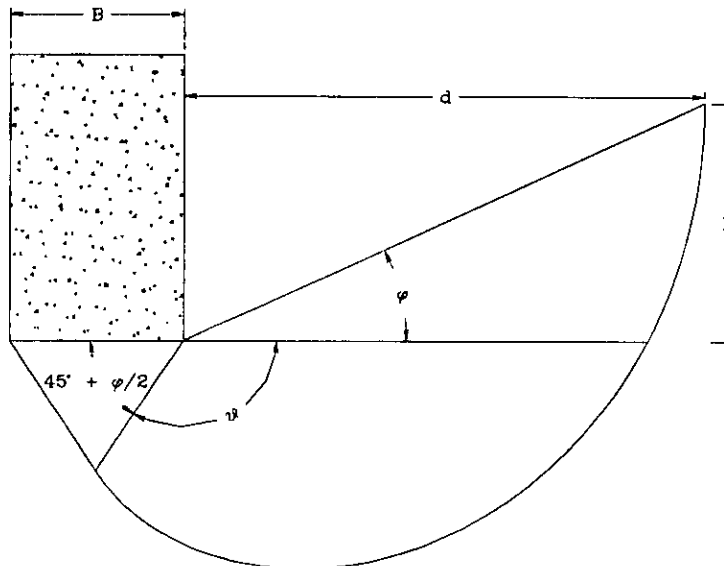


FIGURA B - 4

En este caso el ángulo que forma la frontera AC con la horizontal es igual a $45^\circ + \phi/2$; y la espiral logarítmica empieza bajo la cimentación y termina con su tangente vertical.

Adaptando esta superficie de falla para una cimentación superficial, queda la Figura B - 5:

Al igual que en la teoría de Terzaghi se despreciará la resistencia al esfuerzo cortante del suelo arriba del nivel de desplante, tomando a este solo como una sobrecarga. El arco de la espiral logarítmica se extiende hasta el nivel de desplante de la cimentación; por lo tanto se observa que el ángulo θ varía de 0° hasta $180^\circ - (45^\circ + \phi/2)$; cuando θ llega a este último valor se tiene r_{\max} que es el valor buscado de B''; así queda la Ecuación B - 4.

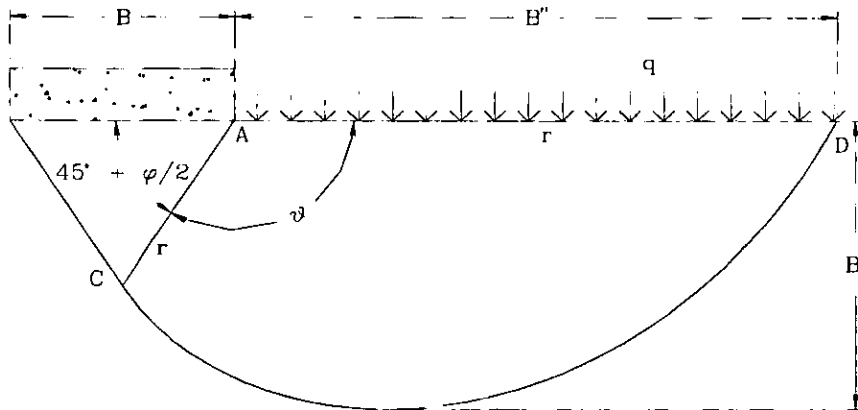


FIGURA B - 5

$$B'' = r_{\max} = r_0 e^{\theta \tan \phi}$$

ECUACIÓN B - 4

Con la Ecuación B - 4 se obtienen los diferentes valores de $B'' = r_{\max}$ para diferentes ángulos de fricción interna.

Para obtener la profundidad B' esta se obtiene igual que en el caso de Terzaghi para cimentaciones de base lisa antes expuesto; ya que el ángulo que forma la frontera AC con la horizontal es el mismo.

2. ELABORACIÓN DE LA ARCILLA RECONSTITUIDA

El problema de elaborar un suelo reconstituido es que se tiene un material con un contenido de agua promedio; y al momento de romper su estructura se tiene que agregar cierta cantidad de agua para hacerlo más fácilmente; pero la cantidad de agua que se debe agregar es con la finalidad de llegar a un determinado contenido de humedad; para esto se recurrió a las relaciones granulométricas que existen en una masa de suelo de donde:

$$w_{(\%)} = \frac{W_w}{W_s} * 100 \quad \text{y} \quad W_w = W_T - W_s$$

En donde:

$w_{(\%)}$ = contenido de agua en porciento.

W_s = peso de los sólidos.

W_w = peso del agua.

W_T = peso del material.

Se considera que los vacíos que existen en la masa de suelo están ocupados íntegramente por el agua y que el peso volumétrico del agua es de una tonelada sobre metro cúbico.

Sustituyendo y despejando W_s se obtiene la siguiente expresión:

$$W_s = \frac{W_T}{\left(\frac{w_{(\%)}}{100} + 1 \right)}$$

Finalmente para una cantidad de material con un contenido de humedad se obtenían los pesos de sólidos y los pesos de agua; Ejemplo para 20 kilogramos de material con un contenido de agua del 160 % se tiene que:

12.3 kilogramos son de agua y

7.7 kilogramos son de sólidos.

Considerando que el peso de sólidos es constante independientemente del contenido de humedad del material; la cantidad de agua a agregar será la diferencia entre las cantidades de agua que presenta el material para los distintos contenidos de agua.

$$W_w = W_s * \frac{W(\%)}{100}$$

Retomando el ejemplo anterior si se quiere llegar a un contenido de agua de 450 % se tiene que el peso del agua para dicho contenido de humedad es de 34.7 kilogramos y la cantidad de agua a agregar es de 22.4 kilogramos que equivalen a 22.4 litros.

Finalmente se obtuvieron unas relaciones en función del volumen y la altura del consolidómetro; esto porque necesitábamos saber cuanto material reconstituido cabría en el consolidómetro; y también porque al irse consolidando la arcilla por efectos de su peso propio era necesario conocer que contenido de humedad tenía el suelo para determinada altura que ocupaba el material dentro del consolidómetro.

B. DISEÑO GEOTÉCNICO

Lo ideal en el diseño geotécnico de una cimentación es que en base a la información geotécnica disponible y obtenida del sitio donde se va a ubicar la estructura; proponer una solución de cimentación acorde a las características del sitio donde se construirá la edificación y también del tipo y uso de la estructura. Hecho lo anterior se revisan los estados límite de falla y de servicio en condiciones estáticas y dinámicas de la cimentación adoptada para verificar que esta sea correcta y si no repetir el proceso hasta obtener una solución adecuada.

Como ya se comentó la cimentación ideal para nuestro caso particular es un de cimentación; pero por las limitaciones que se tienen se optó por usar zapatas corridas. Para realizar un diseño correcto mediante zapatas lo ideal es primero proponer zapatas aisladas, revisar los estados límite de falla y de servicio y si estos no se cumplen proponer una dimensión diferente de zapata, procurando que el área cubierta por las zapatas sea inferior al 20 o 25 % del área en planta de la estructura, si no proponer zapatas corridas en una dirección y si los estados límite no se cumplen proponer otra dimensión de zapata o en su defecto zapatas corridas en las dos direcciones procurando que el área cubierta por las zapatas sea inferior al 50 % del área en planta de la estructura.

En nuestro caso para que el área de la cimentación no rebasara el 50 % del área de la estructura se tendría una base de la zapata de 7.5 cm en el modelo; como esta dimensión es muy pequeña para el tipo de carga y de estructura se eligió un ancho de zapata de 10 cm, aunque el área cubierta fuera del 60 %.

De lo anterior se observa que realmente nunca se realizó un diseño geotécnico, ya que debido a las condiciones que se fueron presentando se tuvo que partir con una cimentación definida, así que solo se presentará una parte de la revisión geotécnica efectuada posteriormente a la prueba del modelo; esto porque antes de montar la estructura en el consolidómetro no se podían obtener las muestras de suelo necesarias para obtener los parámetros de resistencia y deformabilidad del suelo indispensables para realizar la revisión (o el diseño en su caso).

Para efectuar la revisión primero se obtuvieron muestras de suelo inalteradas para realizar las siguientes pruebas:

- 4 pruebas triaxiales rápidas.
- 2 ensayos de consolidación.

La envolvente de los círculos de falla obtenida de las pruebas triaxiales es la siguiente:

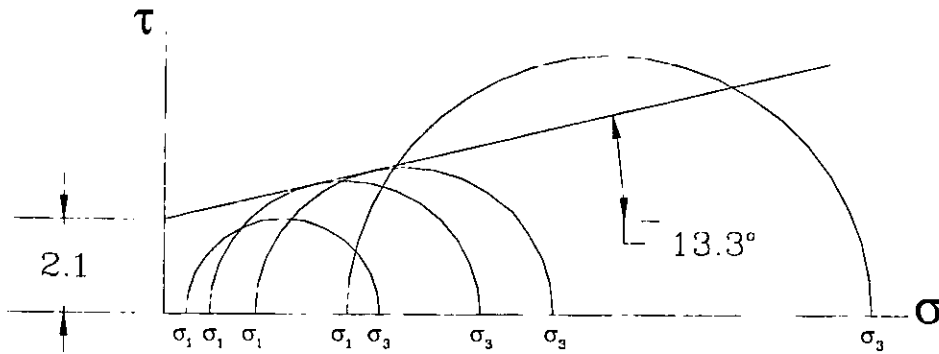
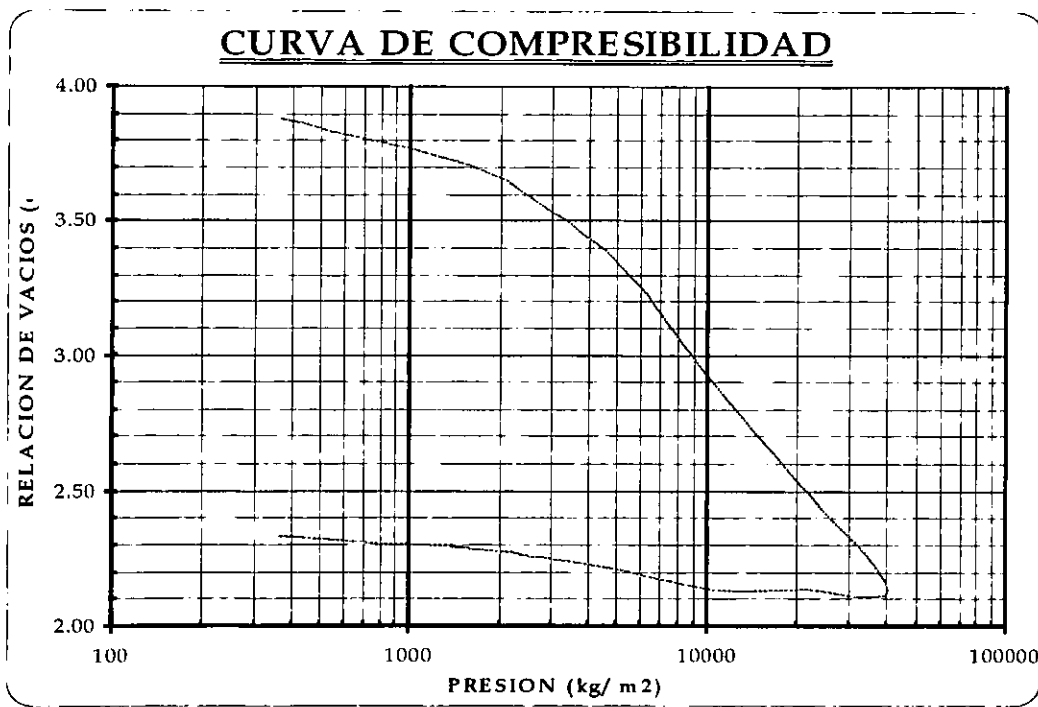


FIGURA B - 6

De los ensayos de consolidación realizados solo uno se utilizó para fines de cálculo, la otra prueba se desechó porque hubo deficiencias durante la lectura de datos, a continuación se muestra la curva de compresibilidad obtenida:



GRÁFICA B - 2

Una vez obtenidos los parámetros de resistencia y deformabilidad se revisaron los estados límite de falla (capacidad de carga) y de servicio (asentamientos) del modelo en condiciones estáticas y dinámicas; para realizar los cálculos anteriores se recurrió a las teorías clásicas de la Mecánica de suelos sobre Capacidad de carga y Consolidación; dichas teorías se pueden consultar en literatura especializada, el apéndice solo presenta algunos de los cálculos efectuados. Enseguida se muestra el centro de cargas, el centro geométrico de la cimentación y la revisión bajo condiciones estáticas de la capacidad de carga de la zapata con condiciones mas desfavorables

CALCULO DEL CENTRO DE CARGAS A NIVEL DE CIMENTACION					
	Carga (W) (kg)	Coordenadas (mts)		Productos	
		x	y	Wx	Wy
Columna 1	187.70	0.000	0.000	0.00	0.00
Columna 2	223.01	0.275	0.000	64.08	0.00
Columna 3	128.87	0.750	0.000	96.65	0.00
Columna 4	108.34	0.000	0.538	0.00	58.29
Columna 5	225.73	0.275	0.469	64.82	110.56
Columna 6	130.84	0.750	0.350	98.13	45.79
Σ	944.49			323.68	214.64
Coordenadas del centro de cargas					
	x	0.34	mts		
	y	0.23	mts		

CALCULO DEL CENTRO GEOMETRICO DE LA SUPERFICIE DE CONTACTO SUELO-CIMENTACION							
ZAPATA	Base	Altura	Area (A)	Coordenadas (mts)		Productos	
EJE	m	m	(m ²)	x	y	Ax	Ay
1	0.100	0.438	0.044	0.000	0.269	0.00	0.01
2	0.100	0.369	0.037	0.275	0.235	0.01	0.01
3	0.100	0.250	0.025	0.750	0.175	0.02	0.00
A	0.850	0.100	0.085	0.375	0.000	0.03	0.00
B	0.873	0.100	0.087	0.375	0.444	0.03	0.04
Σ			0.28			0.09	0.06
Coordenadas del centro geométrico en:							
	x	0.34	mts				
	y	0.23	mts				

$$L = 0.47 \text{ m}$$

$$B = 0.10 \text{ m}$$

$$D_f = 0.15 \text{ m}$$

$$N.A.F. = 0.2 \text{ m}$$

$$\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma' = 800 \text{ kg/m}^3$$

$$q = 270 \text{ kg/m}^2$$

$$c = 2100 \text{ kg/m}^2$$

$$\phi = 13.30^\circ$$

$$N_c = 7.79$$

$$N_q = 2.19$$

$$N_\gamma = 0.97$$

$$c^* = 0.67c = 1407 \text{ kg/m}^2$$

$$\phi^* = \tan^{-1}(0.67 \tan \phi) = 9.00^\circ$$

$$q_0 = cN_c + qN_q + 1/2\gamma BN_\gamma = 11590.63 \text{ kg/m}^2$$

De acuerdo al reglamento:

$$\Sigma QF_c / A < c_u N_c F_R + p_v \text{ donde:}$$

$$\Sigma Q = 258 \text{ kg}$$

$$F_c = 1$$

$$A = 0.0469 \text{ m}^2$$

$$c_u = 1407 \text{ kg/m}^2$$

$$D_f / B = 1.5$$

$$B / L = 0.21$$

$$N_c = 5.14(1 + 0.25D_f / B + 0.25B / L) = 7.34$$

$$F_R = 0.7$$

$$p_v = 270 \text{ kg/m}^2$$

$$\Sigma QF_c / A \quad c_u N_c F_R + p_v$$

$$5501.07 \quad 7500.63$$

Después de calcular la capacidad de carga se calcularon los asentamientos, con lo cual termina la revisión geotécnica y que son los siguientes:

Asentamientos totales en las diferentes columnas debidos a cada etapa de carga						
	Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4	Columna 5	Columna 6
Peso Propio	12.58	19.43	12.79	12.31	17.66	13.58
Nivel 1	8.45	14.06	9.62	8.22	14.66	9.74
Nivel 2	6.99	10.12	7.57	6.83	10.43	7.65
Nivel 3	5.76	8.16	6.24	5.63	8.35	6.30
Nivel 4	5.15	6.73	5.42	5.05	6.86	5.47
Nivel 5	0.81	1.12	0.88	0.80	1.14	0.89
Totales	39.76	59.63	42.51	38.83	59.10	43.63

Asentamientos totales acumulados en las diferentes columnas debidos a las distintas etapas de carga						
	Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4	Columna 5	Columna 6
Peso Propio	12.58	19.43	12.79	12.31	17.66	13.58
Nivel 1	21.04	33.49	22.41	20.52	32.32	23.32
Nivel 2	28.03	43.61	29.97	27.35	42.75	30.97
Nivel 3	33.79	51.78	36.21	32.98	51.10	37.27
Nivel 4	38.94	58.50	41.63	38.04	57.96	42.74
Nivel 5	39.76	59.63	42.51	38.83	59.10	43.63

ESTA TESIS Nº DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

APÉNDICE C. EQUIPO E INSTRUMENTACIÓN

A. INTRODUCCIÓN

Debido a las simplificaciones que se fueron haciendo sobre la marcha, no se realizó instrumentación alguna en el modelo, en cuanto al equipo, se usó el empleado comúnmente para realizar los ensayos de Mecánica de suelos y Mecánica de materiales. A excepción de la mesa vibratoria que por sus características se incluye una breve descripción de sus partes y su funcionamiento, del resto del equipo se puede encontrar informa

Básicamente se utilizó el siguiente equipo:

- Mesa vibratoria (ver Figura C - 4 y Figura C - 5).
- Máquina universal (ver Figura C - 1).
- Cámara triaxial (ver Figura C - 2).
- Consolidómetro (ver Figura C - 2).
- Revolvedora de concreto (ver Figura C - 1).
- Herramienta en general (ver Figura C - 3).

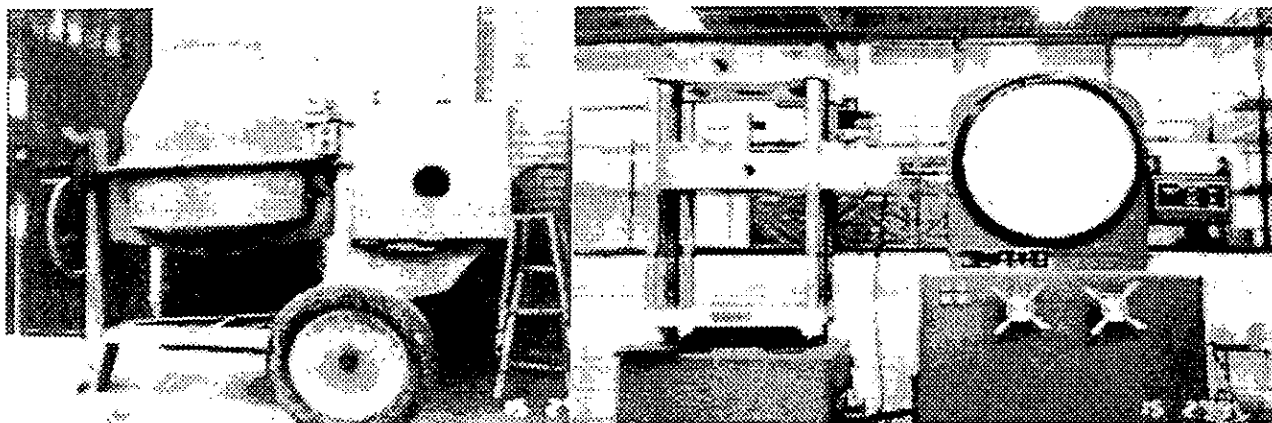


FIGURA C - 1

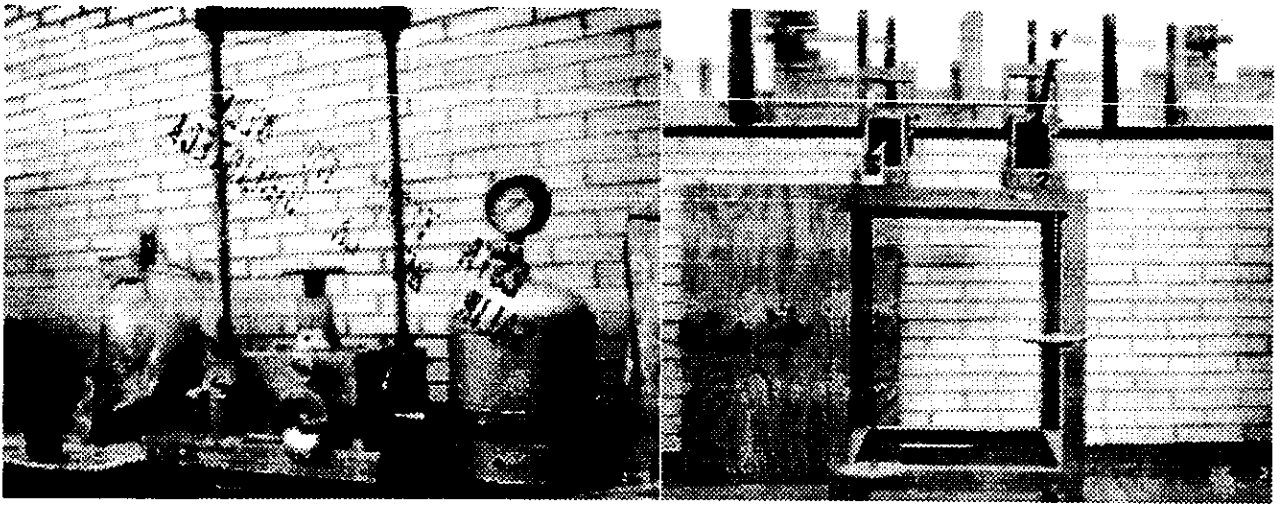


FIGURA (-2)

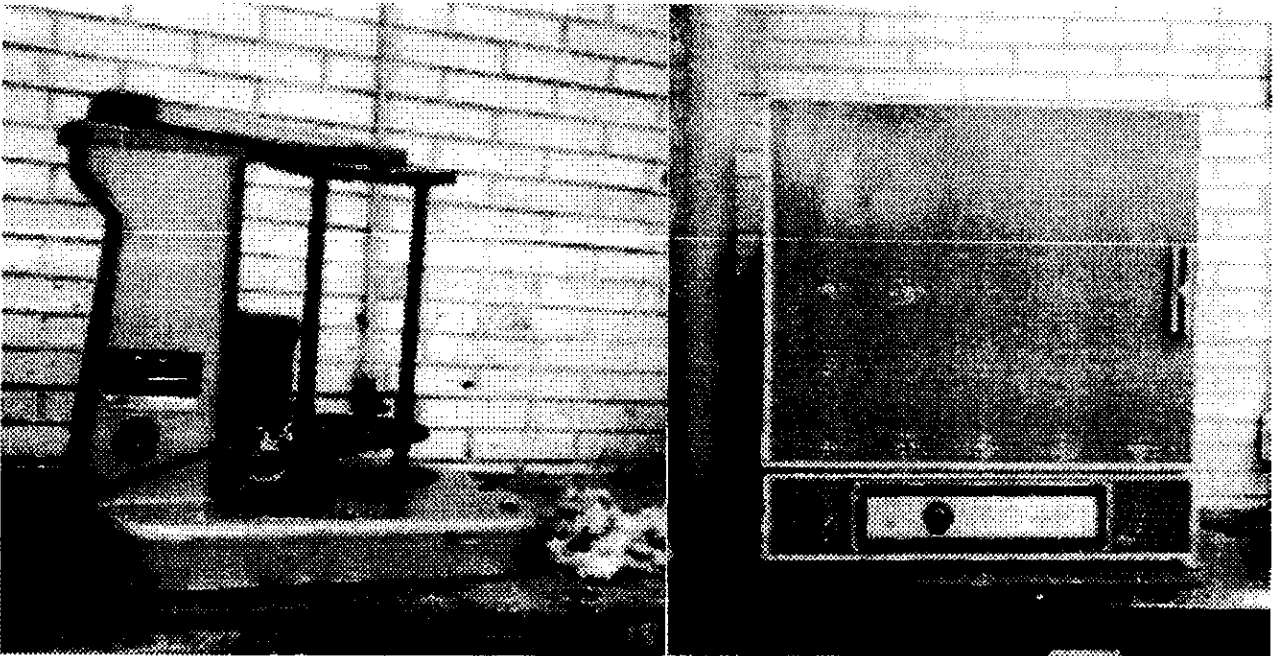


FIGURA (-3)

B. MESA VIBRATORIA

La mesa vibratoria que se tiene en los laboratorios de construcción de la E.N.E.P. Aragón es una máquina hechiza, construida en la empresa "Maquinaria de alta calidad"; y para su buen funcionamiento fue cimentada en una losa de concreto reforzado de un espesor aproximado de 40 cm.

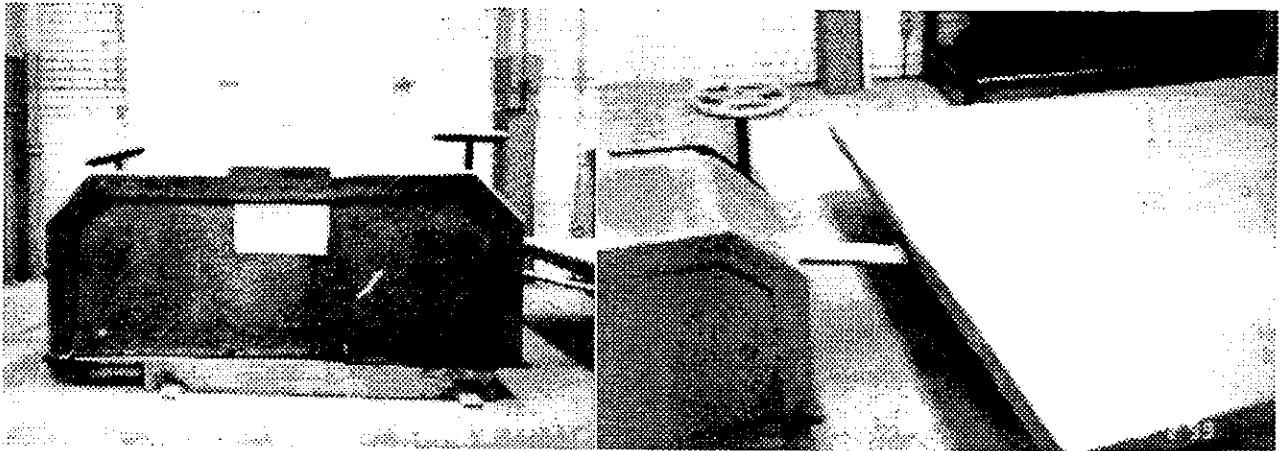


FIGURA (- 4)

La función de la mesa es simular en forma aproximada los efectos que produce un sismo, para así desarrollar investigaciones encaminadas a estudiar las propiedades dinámicas de diferentes estructuras mediante modelos a escala reducida de los prototipos reales.

La mesa vibradora está compuesta de 6 partes principales:

- Motor eléctrico.
- Sistema de poleas.
- Eje excéntrico.
- Volante de control de la frecuencia.
- Volante de control del desplazamiento.
- Placa de acero.

El motor eléctrico es la parte principal del sistema, ya que es el que produce el movimiento de la mesa vibratoria, este se encuentra unido al sistema de poleas por medio de una banda de hule.

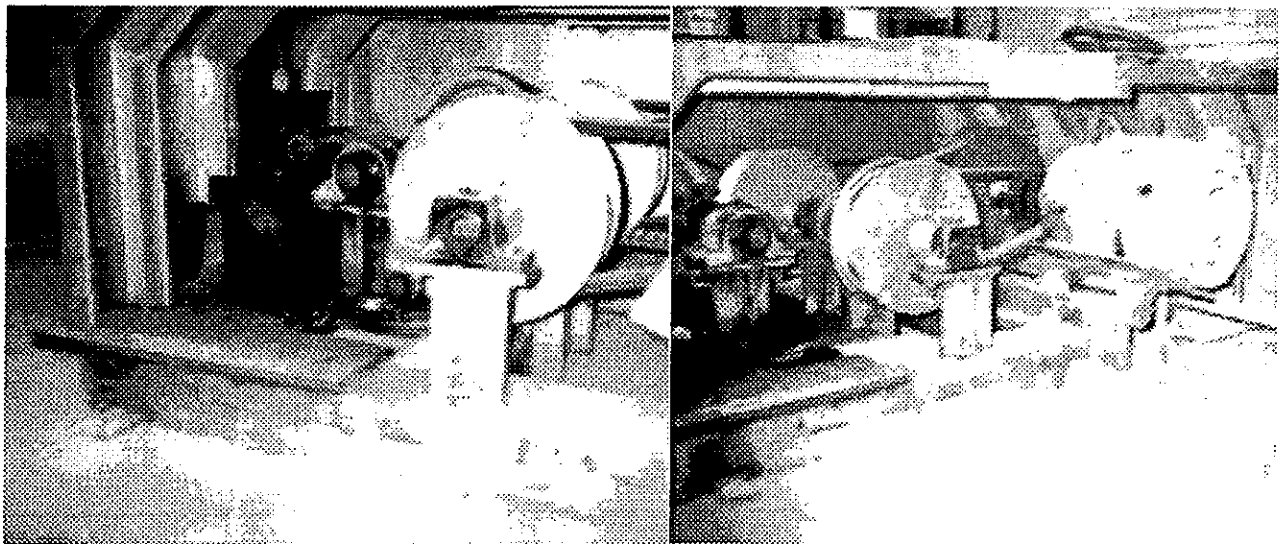


FIGURA (- 5)

Las poleas están construidas en acero y tienen la función de reducir el número de revoluciones por minuto que produce el motor eléctrico y transmitir dicho movimiento al eje excéntrico. La reducción en el número de RPM se realiza mediante tres poleas conectadas entre sí por bandas de hule de aproximadamente 10 cm de ancho.

El eje excéntrico es la parte del sistema mecánico en donde se transmite el movimiento que proviene del sistema de poleas en un movimiento de tipo senoidal y el cual lo transmite a la placa de acero por medio de una biela. La biela se encuentra conectada al volante que controla el desplazamiento; el eje excéntrico se apoya por medio de 4 chumaceras movibles, colocadas dos a cada lado de la biela.

El control de la frecuencia se realiza mediante un volante que al girarlo en sentido antihorario provoca un aumento en el valor de la frecuencia hasta llegar a un máximo; caso contrario sucede si se hace girar el volante en sentido horario provocando se aflojen las bandas de unión y en consecuencia disminuir el número de RPM que se le proporciona al eje excéntrico y en esta forma disminuir el valor de la frecuencia de la mesa vibratoria.

El eje transversal del volante del control del desplazamiento es el punto de referencia para aumentar o disminuir el desplazamiento proporcionado a la mesa vibratoria; el desplazamiento se controla al girar en cualquier sentido el volante ocasionando que suba o baje la posición del brazo que une a la placa de acero. Se tendrá un desplazamiento nulo aunque se tenga un valor de la frecuencia cuando se haga coincidir el brazo de la placa metálica con el eje transversal antes mencionado; y se tendrá un máximo desplazamiento cuando se tenga en una posición mas alta o mas baja del eje transversal el brazo de la placa de acero. Cabe mencionar que antes los desplazamientos que se obtenían de girar el volante en cualquier dirección eran simétricos; pero cuando nosotros hicimos uso de la mesa se tenían valores máximos del desplazamiento diferentes, según se girara el volante hacia la izquierda o a la derecha.

La mesa vibratoria está formada por una placa de acero de forma rectangular con dimensiones de 1.82 x 3.01 m. Es en esta placa de acero donde se colocan los modelo a escala de los cuales se estudian sus propiedades dinámicas; el peso aproximado que soporta la mesa para poder trabajar en óptimas condiciones es de 3 toneladas. La placa de acero tiene un movimiento horizontal y unidireccional que es producido por el eje excéntrico, la placa se apoya en una serie de baleros que a su vez se apoyan en rieles de acero.

La mesa vibratoria es hechiza, por lo que se desconocían las frecuencias y desplazamientos que esta arroja. Al momento de ser usada para probar nuestro modelo, los resultados obtenidos no correspondían a los resultados de dos calibraciones efectuadas anteriormente; por lo que se decidió que a la hora de ensayar el modelo se obtendrían las frecuencias y desplazamientos que se pueden obtener de la mesa vibratoria.

BIBLIOGRAFÍA

Arnal, Luis y Betancourt, Max

1994 Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal - Trillas

Bazán, Enrique y Meli, Roberto

1985 Manual de Diseño Sísmico de Edificios - Limusa

Calavera Ruiz José

1996 Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado - Instituto técnico de materiales y construcciones

González, Oscar y Robles, Francisco

1985 Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado - Limusa

Harris, Harry G., Sabnis, Gajanan M., y White, Richard N.

1966 Small Scale Direct Models of Reinforced and Prestressed Concrete Structures - Ithaca, New York, Cornell University, School of Civil Engineering, Department Structures 378 p

Harris, Harry G.

1982 Dynamic Modeling of Concrete Estructures - Detroit, Michigan ACI 242 p

Hernández, O.

1976 Tecnología del Microconcreto - Folleto No. 380 Instituto de Ingeniería, UNAM

- Juárez, Eulalio y Rico, Alfonso
1979 Mecánica de Suelos Tomo II - Limusa
- McCormac, Jack y Elling, Rudolf
1994 Análisis de Estructuras - Alfaomega
- Meli, Roberto
1985 Diseño Estructural - Limusa
- Preece, Brian Wilfred y D. Davies
1964 Models for Structural Concrete - London CR Books Limited 252 p
Seway.
Física Tomo I - Mc Graw-Hill
- Terzaghi, Karl.
1956 Mecánica Teórica de los Suelos - Capítulo VIII - Buenos Aires ACME
- Vesic, Aleksandar
1971 Análisis de la Capacidad de Carga de Cimentaciones Superficiales - Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Zeevaert, Leonardo.
1942 El uso de los Modelos de Alambre en el Análisis de Estructuras Indeterminadas - Artículo de la Comisión Nacional de Irrigación, Departamento de Proyectos
1972 Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions - Capítulo III.4 - New York, Van Nostrand Reinhold
1980 Interacción Suelo-Estructura de cimentación - Limusa