

40
2a.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ENEP - ACATLÁN

1978 JUN 18 PM 8 49

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE
PILOTES VERTEBRADOS

TESIS PROFESIONAL

PRESENTADA POR EL PASANTE

LUIS JAVIER PARGAS PEDROZA

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

ASESOR: DR. EDUARDO ROJAS GONZALEZ



MEXICO, D. F.

1997.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



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
AVANZADA DE
MÉXICO


ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

SR. FARGAS PEDROPAULUS JAVIER
ALUMNO DE LA CARREPA DE INGENIERIA CIVIL
PRESENTE

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha de 27 de Noviembre de 1995, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa le ha asignado el siguiente tema de trabajo profesional titulado "ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE PILOTEO VERIFICADOS", el cual se desarrollará como sigue:

- TEMAS DE TRABAJO:
1. DESCRIPCIÓN DE LOS PILOTEOS VERIFICADOS
 2. MÉTODOS DE VERIFICACIÓN DE LOS PILOTEOS VERIFICADOS
 3. RESULTADOS DE VERIFICACIÓN DE PILOTEOS VERIFICADOS
 4. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PILOTEOS VERIFICADOS
 5. EVALUACIÓN DE PILOTEOS VERIFICADOS
- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Así mismo fue designado como asesor de tesis el Dr. EDUARDO ROJAS GONZALEZ, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares del trabajo profesional, el título del trabajo realizado. Este trabajo no deberá publicarse en el interior del trabajo profesional.

ACERTAMENTE
"POR LA RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
Acatlan Edo. de México a 11 de Agosto de 1995

JEFE DEL PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL



JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERIA

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ENEP-ACATLAN**

ESQUEMA DE TESIS

ALUMNO: PARGAS PEDROZA LUIS JAVIER
No. DE CUENTA: 9257602-1
GENERACIÓN: 1992-1996
DOMICILIO: 3a. CERRADA DE CEDRO No. 10
COL. STA. MA. LA RIBERA
DEL. CUAUHTÉMOC
MÉXICO, D. F.
C. P. 06400

TELÉFONO: 5-41-17-79

México, D. F., 31 de Octubre de 1995

ESQUEMA GENERAL DE TESIS:

Título: Estudio del Comportamiento de Pilotes Vertebrados

Objetivo General: Crear un programa de Cómputo para el análisis de interacción suelo-estructura en cimentaciones a base de pilotes y aplicarlo al caso de pilotes vertebrados.

LISTA DE SIMBOLOS.

INTRODUCCION

1. CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA EN PILOTES.

OBJETIVO: Estudio de la teoría de capacidad de carga última en pilotes desarrollada por el Dr. Leonardo Zeevaert W.

1.1 PILOTES DE PUNTA

1.2 PILOTES DE FRICCIÓN.

1.2.1 Fricción negativa.

1.2.2 Fricción positiva.

2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE CIMENTACIONES.

OBJETIVO: Proporcionar las bases necesarias para la comprensión y acertada estimación de la respuesta de las cimentaciones sujetas a movimientos del suelo producidos por los sismos.

2.1 CIMENTACIONES DE EDIFICIOS.

2.2 CIMENTACIONES PILOTEADAS

3. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA DE PILOTES VERTEBRADOS.

OBJETIVO: Obtener la información existente sobre los conceptos generales de los pilotes vertebraados y su análisis.

3.1 CARACTERISTICAS.

3.2.1 PILOTES CON JUNTAS RÍGIDAS.

3.2.1.1 EMPOTRE PERFECTO EN LA PUNTA.

3.2.1.2 PUNTA ARTICULADA.

3.2.2 PILOTES CON JUNTAS FLEXIBLES.

3.2.3 CONCLUSIONES.

4. ANÁLISIS ESTÁTICO DE PILOTES VERTEBRADOS.

OBJETIVO: Obtener la capacidad de carga última de los pilotes vertebraados aplicando carga axial principalmente, así como los asentamientos originados por esta carga.

4.1 CARACTERÍSTICAS DEL SITIO DONDE SE VAN A HINCAR .

4.2 CAPACIDAD DE CARGA.

4.3 ASENTAMIENTOS.

5. ANÁLISIS DINÁMICO DE PILOTES VERTEBRADOS.

OBJETIVO: Crear un programa de cómputo que realice el análisis dinámico de los pilotes vertebraados, con el cual se obtengan los desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos flexionantes.

- 5.1 CREACIÓN DEL PROGRAMA DE CÓMPUTO.
- 5.2 DISEÑO DEL PILOTE.
- 5.3 MANTENIMIENTO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.

ANEXOS:

- 1 BANCO DE DATOS (CHUY.DAT)
- 2 PROGRAMA (CHUY.FOR)
- 3 RESULTADOS DEL PROGRAMA (CHUY.RES)
- 4 VALORES QUE DIFIEREN EN LA COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

BIBLIOGRAFÍA

AGRADECIMIENTOS

A DIOS:

**POR DARLE LA VIDA A MIS PADRES Y FORMAR ESTA UNIÓN DE LA CUAL
PROVENGO.**

A MIS PADRES:

**POR GUIARME SIEMPRE POR EL MEJOR CAMINO Y BRINDARME LO MEJOR
DE SI. DESDE NIÑO FUI FORMÁNDOME BASTANTES SUEÑOS, LOS CUALES
POCO A POCO COMIENZAN A REALIZARSE, ESTE PEQUEÑO LOGRO SE LOS
DEDICO, ES POR USTEDES.**

A MI PADRE :

**ALBERTO PARGAS MARTÍNEZ
POR SUS ENSEÑANZAS, RESPONSABILIDAD, FUERZA DE
VOLUNTAD, ORACIONES, REGAÑOS Y SU CONFIANZA EN MI.**

A MI MADRE:

**MARÍA LUISA PEDROZA PEDROZA
POR DARME EL SER, SU AMOR, ENTEREZA, RESPONSABILIDAD, ORACIONES,
POR NO FLAQUEAR EN ESOS MOMENTOS DIFÍCILES.**

A MIS HERMANOS :

**JOSE SANTOS, ENRIQUE, JOSÉ LUIS, PATRICIA, MARÍA GUADALUPE
POR SU TOLERANCIA, CARIÑO, APOYO, RESPETO Y POR ESOS GRANDES
MOMENTOS QUE HEMOS PASADO.**

A MIS TIOS:
FAUSTO ATILANO PEDROZA
RAMONA SANDOVAL DE ATILANO
POR SU INVITACIÓN, APOYO, CARÍÑO Y CONFIANZA.

A LAS FAMILIAS:
HERNÁNDEZ PARGAS
ALVARADO GÓMEZ
ROSAS ESTRADA
JACOME PEÑA
VENEGAS AGUILAR
POR SU COMPRENSIÓN, APOYO, AMISTAD Y ORACIONES.

A MIS AMIGOS:
GERARDO, ANGÉLICA, JOSÉ MANUEL, ALEJANDRO, ALFREDO,
GUILLERMO, ANDRES, JUAN, LORENA, CARLOS A., FERNANDO A.,
MANUEL, ZENAIDO, (VÍCTOR MANUEL), CIRO, NEMESIO, IVAN, SANDRA,
NOE, JOSÉ LUIS, PORFIRIO JAVIER, IÑIGO
POR SU AMISTAD, TOLERANCIA Y APOYO.

EN MEMORIA DE MI COMPAÑERA Y AMIGA:
AMPARO BIBRIFSCA TORRES
HASTA DONDE ESTES TE DEDICO ESTE LOGRO, SE QUE TU TAMBIÉN LO
HUBIERAS LOGRADO Y ESTARIAS CON NOSOTROS.

A MIS COMPAÑEROS DE LA CASA DURANGO:
POR SU AMISTAD, APOYO, COMPAÑERISMO, RESPETO Y CONFIANZA.
EN ESPECIAL A MI CUATE WICHO

A MI PUEBLO:
POBLADO LA POPULAR, MUNICIPIO DE GÓMEZ PALACIO, DURANGO Y
PUEBLOS CIRCUNVECINOS
POR LA AMISTAD, CONFIANZA Y RESPETO BRINDADO A LA FAMILIA
PARGAS PEDROZA.

A MIS PROFESORES:
POR SU ESFUERZO, PACIENCIA Y DEDICACIÓN.

A MI ASESOR:
DR. EDUARDO ROJAS GONZÁLEZ
POR SU APOYO.

LISTA DE SÍMBOLOS

LETRAS LATINAS

a	Profundidad a la que se aplica una fuerza horizontal unitaria sobre el pilote
\bar{a}	Área tributaria de un pilote de espaciamiento λ y β
\bar{a}_0	Área tributaria nominal del pilote
a_{ef}	Área efectiva
a'_{ef} y a_e	Área trazada
a_p	Área del pilote
A_{cim}	Área de cimentación
A_{ce}	Cortante que puede absorber cada sección del pilote
A_s	Área de acero
b	Profundidad a la cual se desea determinar el desplazamiento
B	Ancho del cajón de cimentación
c	1.5 para suelos de la Cd. de México
C	Cohesión
C_{cu} y ϕ_{cu}	Parámetros de esfuerzo cortante aparente
C_r	Consistencia relativa de la arcilla
C_{pm}	Factor de participación
C_s	Cohesión del suelo remoldeado y reconsolidado en la flecha del pilote
d	Peralte efectivo
d_i	Altura de piso
D_r	Factor de reducción de los valores N_6 y N_{60} por la compresibilidad del suelo
D	Diámetro del pilote
e	Relación de vacíos
e_d	Coefficiente, factor
E	Módulo de elasticidad
E_p	Presión pasiva total sobre las paredes
f_c	Resistencia especificada del concreto a la compresión, kg/cm ²

f'_c	Resistencia nominal del concreto a la compresión
$f'_c{}^{**}$	$1.05 - (f'_c/1250) f'_c \leq 0.85 f'_c$
F	Finos
F.S.	Factor de seguridad
g	Aceleración de la gravedad
G	Rigidez dinámica horizontal del subsuelo
G	Grado de saturación
h_u	Profundidad de la superficie del suelo a la cabeza del pilote
h_m	Centro de gravedad del edificio
h_u	Centro de gravedad del edificio (si el bastidor estructural fuera infinitamente rígido)
I_p	Fuerza de inercia en el centro de masa del edificio
i_{bc}, i_{zc}	Valores de influencia obtenidos de la figura 5.1.2.
I	Momento de inercia
K	Factor de modificación por peralte
K_o	Constante de salto rotacional
K_u	Constante de salto del bastidor estructural
K_{11}	Rigidez
l_p	Longitud de penetración en el estrato duro
l	Longitud del pilote
LL	Límite de consistencia líquido
LQ	Límite de consistencia plástico
M	Masa del edificio
m_i	Masa concentrada en el nivel "i"
m_{in}	Coefficiente de influencia para los momentos en los puntos "i"
m_v	Coefficiente de compresibilidad de la unidad de volumen
M	Momento de diseño
M_b	Momento en la base del pilote
M_i	Momentos sobre el pilote
M_p	Momentos sobre el pilote debido a otras fuerzas

M_T	Momento total en la punta del pilote
M_u	Momento último
M_r	Modulo de deformación
n	Porosidad del suelo
N	Número de golpes
N_i, N_a	Parámetro en función del ángulo de fricción interna, forma y longitud de deslizamiento
$(NF)_i$	Fricción negativa en el estrato "i"
$(NF)_{i-1}$	Fricción negativa en el estrato "i-1"
O_{T_u}	Momento de volteo en la masa del edificio
P	Carga de diseño
P_r	Factor de recompresión
P_p	Peso del pilote
P_u	Carga última
p_1 y p_2	Presiones pasivas unitarias
p_{z1} y p_{z2}	Presiones totales a la profundidad z,
PCA1, PCA2	Pozos a cielo abierto
P-2, P-3	Piezómetros
$(PF)_i$	Fricción positiva en el estrato "i"
$(PF)_{i-1}$	Fricción positiva en el estrato "i-1"
q	$p f_r / f' c$
q_{ad}	Carga
Q_1	Carga de la losa
Q_{1u}	Carga por unidad de longitud de la pila
Q_{1a}	Capacidad de carga por fricción
Q_p	Carga que absorberán los pilotes
Q_{pu}	Capacidad de carga última por punta
Q_{pa}	Capacidad de carga admisible
Q_c	Carga por compensar
r_p	Radio del pilote

\bar{r}_e	(1.05) (r_e)
R	Rigidez de entrepiso
R_{ps}	Valor de respuesta obtenido del espectro de pseudoaceleración para un valor T_n
R_e	Radio equivalente
S_{av}	Esfuerzo cortante promedio
S_e	Peso específico relativo
S_u	Fuerza cortante última
S_{av}	Fuerza cortante
S_{qs}	Resistencia a la compresión simple
SM1 , SM2	Sondeos mixtos
T_e	Periodo total del edificio
T_n	Periodo natural de vibración
T_e	Periodo del edificio
V_b	Fuerza cortante
V_c	Cortante que absorbe la losa de cimentación por la fricción de ésta con el suelo
V_{bm}	Cortante en la base
V_f	Cortante que absorbe la cimentación
V_r	Velocidad de respuesta del suelo para cada estrato
W	Contenido natural de agua
\bar{W}	Perímetro del pilote
W_n	Frecuencia
X_i	Fuerza ejercida sobre los pilotes
z	Distancia de la cabeza del pilote a la profundidad de cada estrato, profundidad de la cabeza del pilote
z_i	Distancia de la cabeza del pilote a la de cada estrato

LETRAS GRIEGAS

α_1	Factor de forma, es una medida del ancho del canal de falla
$\&$	Peso específico
γ_1	Peso volumétrico del suelo afectado por la movilización del esfuerzo cortante, (a lo largo de la superficie cilíndrica vertical)
γ_2	Peso volumétrico del suelo bajo la punta del pilote
δ_c	Asentamiento debido a la reaplicación de la carga por compensación
δ_h	Desplazamiento horizontal causado por la deflexión elástica del bastidor estructural del edificio
δ_m	Deformación horizontal en el piso "i"
δ_m	$\delta_m - \delta_p$
δ_p	Desplazamiento del pilote a la profundidad "i"
δ_u	Desplazamiento del suelo a la profundidad "i"
δ_{10}	Desplazamiento en la base del pilote
δ_{1p}	Desplazamiento en la punta del pilote
δ_T	Asentamiento total
δ_{11}	Asentamiento por la sobrecarga (impuesta por la cimentación)
δ_{12}	Asentamiento bajo la punta del pilote
δ_{10}	Desplazamiento máximo de la superficie
δ_p	Deformación horizontal causada por la rotación de la cimentación
δ_{10}	Coefficientes de Maxwell's (coordenadas del pilote)
Δ	Incremento o decremento
Δh	Deformación total del pilote
$\Delta h_{concreto}$	Deformación del concreto
$\Delta h_{neopreno}$	Deformación del neopreno
ΔT	Periodo natural de cada estrato
$\Delta \sigma_{med}$	Incremento promedio de esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote

θ	Ángulo de amplitud del fenómeno oscilante
λ	Coefficiente de flexibilidad
μ	Rigidez del suelo
ν	Radio de Poisson
π	Constante igual a 3.1416
ρ	densidad de piso
σ_1	Esfuerzo vertical efectivo de confinamiento en el estrato "i"
σ_0	Esfuerzo vertical inicial promedio en Δ_1
σ_{d-d}	Esfuerzo vertical efectivo de confinamiento en el nivel del plano horizontal d-d correspondiente a la punta del pilote
σ_r	Disminución promedio del esfuerzo vertical inicial
τ_1	Esfuerzo cortante, parámetro de suelo
ω_0	Frecuencia circular del sistema bastidor estructural-cimentación
ω_0	Frecuencia circular del sistema bastidor estructural-cimentación, sin efecto oscilante
ω_0	Frecuencia circular del sistema bastidor estructural-cimentación

INTRODUCCIÓN.

Esta tesis fue elaborada partiendo de la teoría de capacidad de carga última y la del comportamiento sísmico de cimentaciones, desarrolladas por el Dr. Leonardo Zeevaert W., así como de la interpretación e investigación desarrollada por el Dr. Eduardo Rojas González, quien ha tenido gran interés en la investigación y desarrollo del comportamiento sísmico de cimentaciones y en particular de los pilotes vertebrales; además de los años de estudio en cimentaciones profundas (comportamiento) que han dedicado estos dos investigadores a la Cd. de México

El Dr. Rojas resolvió en su tesis de licenciatura un problema real del año de 1978, en el cual crea un programa que calcula la fricción negativa en los pilotes; para la tesis actual se utiliza el mismo problema, puesto que lo más importante en este caso es la creación del programa que determine los esfuerzos, a los que estarán sujetos los pilotes vertebrales durante el sismo.

En el capítulo 1 se describe la teoría de capacidad de carga última en pilotes por punta desarrollada por el Dr. Zeevaert, comentándose dos fenómenos que afectan la capacidad de carga del pilote como son la fricción negativa y la positiva.

En el capítulo 2 se da una breve reseña de sismología; incluyendo el comportamiento sísmico de cimentaciones de edificios en el cual se habla del procedimiento para estimar el periodo libre de vibración del edificio, momento de volteo, coeficientes de participación, presiones pasivas unitarias y totales; así también del comportamiento sísmico de cimentaciones piloteadas dentro del cual se habla del procedimiento para obtener los desplazamientos del suelo y del pilote, coeficientes de Maxwells, momento total y momento base en el pilote.

En el capítulo 3 se describen las características de los pilotes vertebrales; incluyendo el análisis del comportamiento del pilote con juntas rígidas, considerando dos condiciones de apoyo comunes: empotre perfecto en la punta (cabeza libre y la punta empotrada), y punta articulada (cabeza articulada y la punta empotrada), y por otro lado el análisis del comportamiento del pilote con juntas flexibles; para finalizar con algunas conclusiones.

En el capítulo 4 se realiza el análisis estático de los pilotes vertebrales. Primero se describen las características del sitio donde se van a lincar, incluyendo datos de proyecto y de mecánica de suelos, trabajos de campo, ensayo de laboratorio, estratigrafía y propiedades, y solución de la cimentación, después se realiza el cálculo de la capacidad de carga que incluye la determinación del estrato portante, del número de pilotes requeridos, estimación de la fricción negativa y se realiza el cálculo de los asentamientos.

En el capítulo 5 se realiza el análisis dinámico de los pilotes vertebrales en el cual se crea el programa de cómputo. El desarrollo del programa incluye la adecuación de dos métodos de ingeniería estructural, el de Newmark y el de Holzer, además de dos subrutinas programadas en el Dpto. de Simulación del Instituto de Investigaciones Eléctricas por el Lic. en Matemáticas Jorge López López; también se diseña estructuralmente el pilote; y finalmente se dan las recomendaciones y conclusiones pertinentes.

Pilote vertebrales: Es aquel integrado por un conjunto de piezas prefabricadas, que se van ligando entre sí, conforme se van introduciendo en el suelo. Al centro llevan un cable que al final es tensionado para dar continuidad al pilote por medio de sus juntas (para este caso serán de neopreno). Así también constan de un armado estructural a lo largo del pilote y un dispositivo de control en la cabeza, el hueco de 20 cm que tienen los piezas del pilote en el centro se colará al momento de introducirse.

1 CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA EN PILOTES.

Los problemas de cimentaciones con pilotes pueden ser divididos en dos partes: el problema de estabilidad y el problema de elasticidad.

El primero concierne a la falla de un pilote o un grupo de pilotes en el subsuelo, por el exceso de esfuerzo cortante aplicado al suelo que lo soporta, el segundo problema concierne al asentamiento total y diferencial de un pilote o un grupo de pilotes en el campo.

La capacidad de carga última de un pilote (estabilidad) está compuesta por dos elementos:

- a) Por la capacidad de carga última por punta
- b) Por la capacidad de carga última por fricción.

a) La capacidad de carga última de punta se determina en función de: las dimensiones geométricas, forma y rugosidad de la punta, esfuerzo cortante, densidad y compresibilidad del suelo alrededor y bajo la punta del pilote, después del hincado. En el caso de pilas o pilotes hincados, la posible alteración de las propiedades mecánicas del material durante la excavación (previa al hincado de los pilotes), puede no ser considerada.

b) La capacidad de carga última por fricción está en función del esfuerzo cortante aplicado al suelo, a lo largo del fuste del pilote. En arcillas el tiempo es un elemento importante. Los esfuerzos efectivos horizontales que aparecen después del hincado del pilote debido a los desplazamientos volumétricos del suelo, y a la consolidación del suelo alrededor del pilote pueden sufrir cambios apreciables debido a estos fenómenos.

1.1 PILOTES DE PUNTA.

Las teorías sobre la estimación de la capacidad de carga última por punta en pilas y pilotes no tienen un 100% de efectividad. De cualquier modo, las teorías pueden ser usadas convenientemente si las adecuamos a las condiciones del subsuelo y propiedades mecánicas del sitio en cuestión, bajo el entendido que un factor de seguridad puede ser seleccionado para compensar la posible inseguridad de las teorías como son: variación de las propiedades del suelo y cambios en las condiciones hidráulicas.

Un pilote se muestra en la fig. 1-1.1, donde solamente se mide la resistencia por punta.

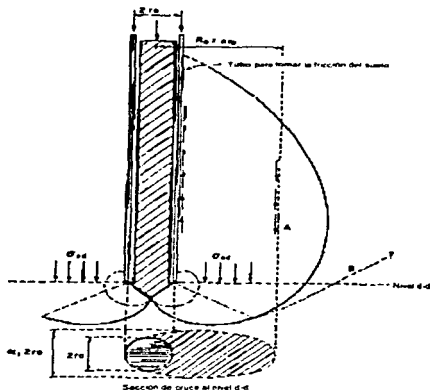


Fig. 1-1.1 Capacidad de apoyo última

Se puede partir de la propuesta aproximada de Terzaghi, sobre la capacidad de carga última por punta, para una pila o un pilote dentro de una cimentación profunda que da la siguiente expresión:

$$Q_{pu} = \pi r_p^2 [1.3CN_c + \gamma_1 D_1 N_q + 0.6\gamma_2 N_c \epsilon_c] \quad (1.1)$$

γ_2 = Peso volumétrico del suelo bajo la punta del pilote

γ_1 = Peso volumétrico del suelo afectado por la movilización del esfuerzo cortante, a lo largo de la superficie cilíndrica vertical, limitado por la flecha y por un cilindro de radio "nr".

El efecto de la forma y dimensiones de la punta del pilote, han sido investigadas tanto teórica como experimentalmente en modelos de prueba. La fórmula de capacidad de carga última por punta, sobre bases semiempíricas para pilotes, puede ser escrita de la siguiente manera:

$$Q = \alpha_1 \pi r_p^2 (C N_c + \sigma_w N_q) (D_1 + 0.1)$$

D_1 = Factor de reducción de los valores N_c y N_q por la compresibilidad del suelo.

N_c , N_q = Parámetro en función del ángulo de fricción interna, forma y longitud de la superficie de deslizamiento.

σ_w = Esfuerzo vertical efectivo de confinamiento en el nivel del plano horizontal d-d correspondiente a la punta del pilote.

α_1 = Factor de forma, es una medida aproximada del ancho del canal de falla.

r_p = Radio del pilote.

C = Cohesión del suelo.

La mecánica de falla de un pilote dentro de un grupo (de pilotes) ver fig. 2.1.1, puede ser visualizado de diferente manera, que la de un pilote simple (aislado). Se puede hacer la suposición de que un pilote en el grupo, muestre un esfuerzo mínimo produciendo un canal de falla, de un espesor aproximado de: $\alpha_s(2r_s)$ localizado dentro del grupo de pilotes como lo muestra la fig. 3-1.1., el pilote con un espaciamento continuo más pequeño que tres veces el diámetro, podrá no ser afectado sensiblemente por la presencia de los otros pilotes apoyados de punta; tal como lo especifica la fórmula 2.1.1. Las fuerzas de fricción positiva en el fuste del pilote y alrededor de la punta, incrementan los esfuerzos efectivos de confinamiento y se obtiene mayor capacidad de apoyo en los referidos pilotes.

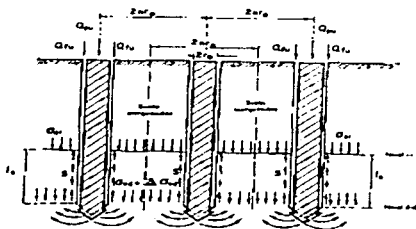


Fig. 2.1.1 Comportamiento pilotes

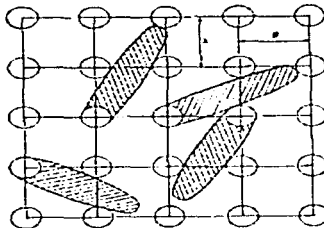


Fig. 3.1.1 Puntos críticos de falla de un pilote en grupo

La capacidad última de carga por punta de un pilote, hincado dentro de un grupo a través de un estrato de arena, para una longitud de penetración l , es:

$$Q_{pu} = a_p \left[1.2 \left[cN_c + (\sigma_w + \Delta\sigma_w) N_s \right] \right] (D_p + 0.1) \quad 3.1.1$$

y la capacidad total de un pilote es:

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{fu} \quad 4.1.1$$

$$\Delta\sigma_w = \frac{Q_{fu}}{a} \quad 5.1.1$$

donde a_p = Área del pilote

\bar{a} = Área tributaria de un pilote de espaciamiento λ y β .

$\Delta\sigma_w$ = Incremento promedio de esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote.

Q_{fu} = Capacidad última de carga por fricción.

Usando la fig. 5.1.1 se podrán hacer las proposiciones que nos llevarán a la siguiente fórmula:

$$\Delta\sigma_{uz} = (\sigma_u + \sigma_{uz}) \frac{\bar{a}}{1-m} + C_s \frac{\bar{n}}{1-m}$$

6.1.1

$$\bar{m} = \left(\frac{l_s}{2}\right) \left(\frac{\bar{w}}{a}\right) K_s$$

7.1.1.

$$\bar{n} = \left(\frac{\bar{w}}{a}\right) l_s$$

8.1.1.

$$\bar{W} = 2\pi r_s$$

9.1.1.

\bar{w} = Perímetro del pilote

C_s = Cohesión del suelo remoldeado y reconsolidado en la flecha del pilote.

l_s = Longitud de penetración en el estrato duro.

Será necesario para calcular un valor aproximado de $\Delta\sigma_{uz}$ en el fuste de un un pilote simple (aislado). Considerarlo sujeto a fricción negativa, fig. 2.1.1.

$$\bar{a}_{ez} = \frac{(2h_s + z)}{(z\bar{i}_{sz} + h_s\bar{i}_{rc})} \pi z^2$$

10.1.1

$\bar{i}_{sz}, \bar{i}_{rc}$ = Valores de influencia, obtenidos de la figura 5.1.2

z = Profundidad de la cabeza del pilote

h_s = Profundidad de la superficie del suelo a la cabeza del pilote.

\bar{a}_{ez} = Área efectiva del pilote.

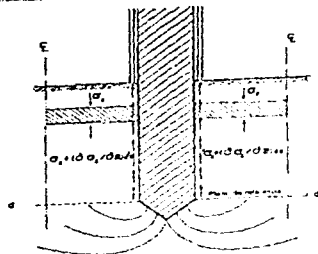
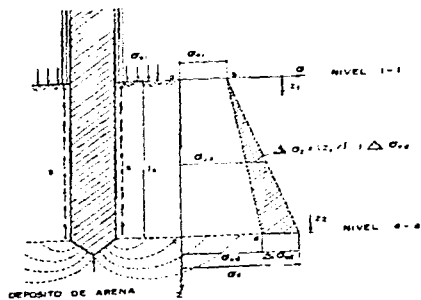


Fig. 4.11 Cambios de tensiones producidos al cargar un pilote



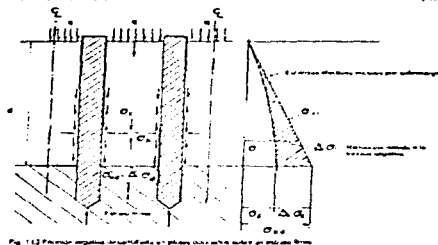
1.2 PILOTES DE FRICCIÓN.

1.2.1 FRICCIÓN NEGATIVA.

Los pilotes de punta o pilas, frecuentemente están soportados por un estrato firme sobrepuesto por depósitos de suelo compresible, que contienen sedimentos areno-arcillosos, encontrándose bajo consolidación debido a la filtración de agua, la cual produce fuerzas descendentes o cargas colocadas en la superficie del suelo. En este caso se produce un movimiento relativo continuo entre el pilote y el suelo, y el esfuerzo cortante último junto al fuste del pilote, se moviliza totalmente (ver fig. 1-1-2) Parte del peso del suelo circundante, puede ser transferido a los pilotes, por la fricción del suelo mismo, desarrollada en el fuste

El fenómeno antes mencionado se conoce como fricción negativa; ésta introduce serios problemas en la capacidad de carga de pilas y pilotes. Este fenómeno aparece como un decremento del esfuerzo vertical efectivo en la masa del suelo, debido a la carga transferida a los pilotes, resultando con ello una doble acción

- 1) Un incremento de carga en el pilote, y
- 2) Una reducción del esfuerzo efectivo de confinamiento en el nivel de desplante de la punta, con una correspondiente reducción en la capacidad última de carga por punta.



En la fig. 2.1.2. se observará la reducción de los esfuerzos verticales a una distancia "r" del centro del pilote y sobre un plano horizontal la profundidad "z" porque la carga elemental puede ser calculada aproximadamente si se utiliza la distribución de esfuerzos en el subsuelo propuesta por Westergaard y usando el método propuesto por Terzaghi.

En las figs. 3.1.2 y 4.1.2 se representan los esfuerzos efectivos inducidos por la fricción negativa del suelo, en un elemento "Δz" de un sistema suelo-pilote, a una profundidad "z":

$$(NF)_1 = (\sigma_v + \alpha_v) \bar{a} \quad 1.1.2$$

$$(NF)_{-1} = (\sigma_v - \alpha_v) \bar{a}_{-1} \quad 2.1.2$$

$$\alpha = \frac{\sigma_v \bar{a} [(NF)_{-1} + m \alpha_{-1} \Delta z]}{\bar{a} + m \Delta z} \quad 3.1.2$$

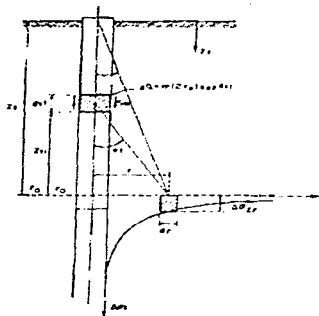


Fig. 2.12 Reducción de esfuerzo lateral debido a la fricción lateral a lo largo del pilote

Si $m_i = \pi \bar{r}_0 K_0$ y asumiendo que la integración parte de la superficie del suelo donde $(NF)_i = 0$ y $\sigma_{v1} = \sigma_{v0} = q$, y puesto que los valores de σ_{v0} , m_i y \bar{a}_i son conocidos a partir de la profundidad, enseguida se obtiene la fórmula 3.1.2.

La carga de fricción negativa en el nivel "i-th", puede ser calculado para cada paso por medio de la fórmula 1.1.2, con el valor de " σ_{v1} " previamente calculado de la fórmula 2.1.2. El proceso parte de la superficie del suelo y se repite paso por paso hasta alcanzar la profundidad "z" requerida.

El esfuerzo de confinamiento promedio, es usado para calcular la capacidad de carga última por punta de los pilotes, al nivel de desplante de ésta (punta):

$$\sigma_{v1} = \sigma_{v0} - \frac{(NF)_i}{\bar{a}_i} \quad 4.1.2$$

\bar{a}_n = Área tributaria nominal del pilote (considerado en el campo del referido pilote o grupo).

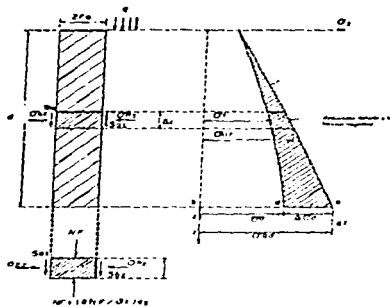


Fig. 3-12 Fricción negativa tributaria sobre un pilote

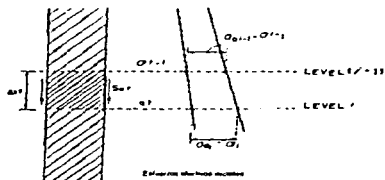


Fig. 4-12 Disminución de esfuerzos verticales debido a la fricción negativa.

1.2.2 FRICCIÓN POSITIVA EN PILOTES.

La capacidad de carga última de fricción positiva de un pilote, se calcula con hipótesis simplificadas y similares, a las establecidas en los problemas de fricción negativa. Cuando un pilote es cargado con fricción positiva, la masa del suelo soportará el pilote por fricción, al mismo tiempo la fricción desarrollada inducirá un incremento en los esfuerzos verticales en el suelo circundante. Entonces, un pilote con fricción positiva es reconocido por el incremento de los esfuerzos iniciales. Las fuerzas y los referidos esfuerzos se muestran en la fig 6 1.2. Bajo la capacidad de carga última de un pilote, al ser establecidas las ecuaciones de equilibrio.

Los valores de " I_p " para el pilote en cuestión de " z/z " en el sistema real pueden ser obtenidos de la fig. 5.1 2, curva A_4 .

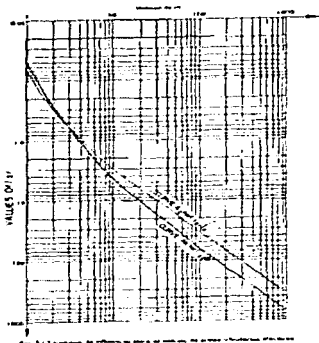
El esfuerzo cortante promedio sobre el elemento " Δz " a la profundidad " z " tiene un valor:

$$S_w = C_w + K_w \frac{(\sigma_v - \sigma_{v1})}{2} \quad 5.12$$

El cortante último transferido a través de la masa del suelo es:

$$(\sigma_v - \sigma_{v1}) \bar{a} - (\sigma_{v1} - \sigma_{v11}) \bar{a}_1 = \bar{w} S_w \Delta z \quad 6.12$$

$\sigma_v - \sigma_{v1}$ = Diferencia de esfuerzos verticales efectivos.



La fricción positiva y la interacción de los esfuerzos verticales está dada por:

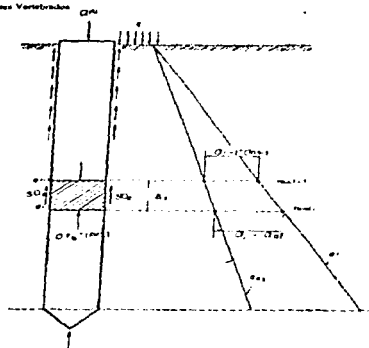
$$(PF)_{z_1} = (\sigma_{z_1} - \sigma_{z_0}) \bar{a}_z \quad 7.1.2$$

$$(PF)_{z_2} = (\sigma_{z_2} - \sigma_{z_1}) \bar{a}_z \quad 8.1.2$$

La forma de resolver "σ" es similar a la desarrollada en el caso de pilotes con fricción negativa, la integración puede partir de z = 0, donde (PF)_{z=0} = 0, σ_{z=0} = σ_{z=0} = q.

Substituyendo las expresiones 5.1.2 y 7.1.2 en 8.1.2 y solucionando para σ, obtenemos la siguiente expresión:

$$\sigma_z = \frac{(PF)_{z_1} + \sigma_{z_1} \bar{a}_z + (\bar{w}C_z + m\sigma_{z_1})\Delta z}{(a_z - m\Delta z)} \quad 9.1.2$$



Después que el valor de " α " es conocido, es usado para encontrar la fricción positiva (PF)_i, y este valor es substituido en 9.1.2, para calcular los nuevos valores de $\sigma_{s,i}$ y (PF)_{s,i}, respectivamente. El proceso se repite hasta la integración numérica total paso por paso; y se lleva hasta una profundidad "d", donde (PF)_s = Q_s es obtenida. Los valores de \bar{a} , y m_i a la profundidad $z = i$ tienen el mismo significado que en el caso de problemas de fricción negativa, por lo tanto se da por terminado este subcapítulo.

2 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE CIMENTACIONES.

2.1 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE CIMENTACIONES DE EDIFICIOS.

En este tema, se realizará una aplicación práctica para el cálculo de los esfuerzos producidos en el subsuelo por la acción los sismos, para casos en los cuales las condiciones estratigráficas del subsuelo, son similares a las que existen en la Ciudad de México, fig. 1.II.1. y fig.2.II.1.

Primeramente se mencionará una reseña de Sismología y unas definiciones básicas para la clara comprensión de este tema:

El origen de los sismos de gran magnitud se explican por una teoría llamada "Tectónica de placas". La litosfera esta subdividida en varias placas. La fig. 3.II.1. muestra una representación de las principales placas.

El corrimiento en la zona de contacto entre dos placas se produce en una forma brusca y liberando súbitamente una gran cantidad de energía. Este deslizamiento ocurre en cierta longitud a lo largo de la falla. Mientras mayor es la longitud afectada por el movimiento, mayor será la cantidad de energía liberada. La energía liberada produce ondas en la corteza terrestre, las que se transmiten a grandes distancias y provocan la vibración de la superficie del suelo. Los epicentros de terremotos ocurridos anteriormente se encuentran en franjas bien definidas, las principales son el "cinturón circumpacífico" y "el cinturón alpino".

En México la mayoría de los sismos de gran magnitud ocurren por la subducción de la "placa de cocos" por debajo de la "placa de Norteamérica".

El movimiento del terreno puede considerarse constituido por la superposición de vibraciones armónicas con distintas frecuencias.

Las aceleraciones que producen mayores daños en las estructuras alejadas del epicentro son las horizontales. Otro parámetro importante en el movimiento del suelo que influye en la respuesta de las estructuras es la velocidad del movimiento del terreno.

Un sismo de pequeña magnitud, registrado cerca del epicentro, tiene periodos dominantes cortos, y producirá los efectos mayores en estructuras cuyo periodo fundamental es corto (estructuras rígidas). En un sismo a gran distancia y en terreno blando, predominan movimientos de periodo grande y, por lo tanto, afectan mayormente estructuras altas y flexibles.

Para estructuras de edificios urbanos para la mayoría de las estructuras industriales, es aceptable considerar un amortiguamiento del sistema (5%).

La mayor parte de la energía del sismo se absorbe por oscilaciones en los primeros modos de vibración.

El efecto neto de la interacción suelo-estructura es prácticamente en todos los casos una reducción en las fuerzas que se inducen en la estructura; por consiguiente en estructuras comunes se ignoraba este tipo de interacción, conscientes de que se estaban obteniendo resultados conservadores.

El diseño estructural de la cimentación incluye:

- a) El análisis del sistema suelo-cimentación-superestructura y la determinación de las fuerzas internas y deformaciones que se generan por esa interacción.
- b) La revisión de la capacidad de carga del suelo y de los hundimientos que se producen debido a las cargas sobre el suelo.
- c) El dimensionamiento de la cimentación y la consideración en la superestructura de las solicitaciones debidas a los movimientos de los apoyos.

12 de noviembre de 1982.

GACETA OFICIAL DEL DEPARTAMENTO DEL D.F.

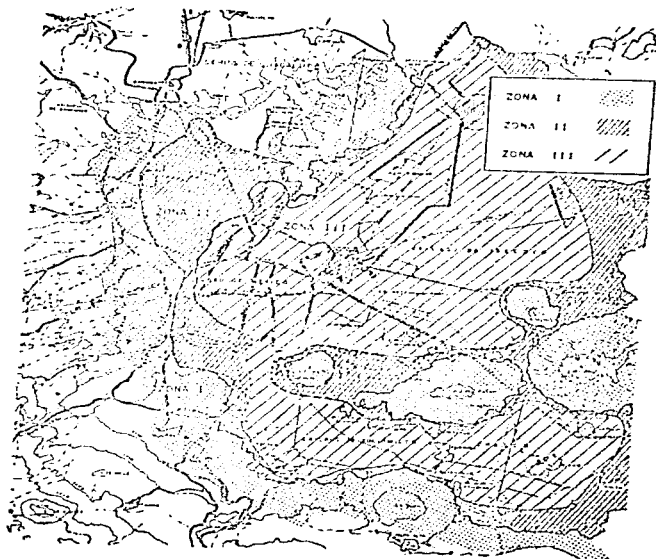


Fig. 2 III Zonas administrativas gubernamentales de la Confederación Mexicana



El programa, objetivo principal de esta tesis resuelve una parte del diseño estructural de la cimentación.

Sistema - Todo cuerpo o conjunto de cuerpos que posean masa y elasticidad, y que sea susceptible a vibrar u oscilar.

Sistema discreto - Si las masas y elasticidades están segregadas y concentradas en distintos elementos

Sistema continuo - Si las propiedades de masa y elasticidad se encuentran distribuidas dentro del cuerpo oscilante.

Período.- Es el tiempo que tarda el sistema en completar un ciclo.

Frecuencia natural.- Es el número de ciclos en la unidad de tiempo.

Amortiguación viscosa.- Cuando el sistema vibra dentro de un fluido, tal como aire, aceite, etc.

Amortiguación estructural.- La energía se disipa por fricciones internas en el material, o en las conexiones entre los elementos de la estructura. Las fuerzas amortiguadoras son proporcionales a las deformaciones de la estructura, las que a su vez, en el caso de un sistema elástico son proporcionales a las fuerzas elásticas internas.

Grados de libertad.- Son coordenadas independientes que describen la posición de un sistema oscilatorio, desde el punto de vista dinámico, las coordenadas que interesan son en los que se consideran fuerzas generalizadas de inercia.

Las ondas golpeadoras del elemento a una cierta profundidad del suelo suave producen nuevas ondas irrotacionales y cortantes. También se puede determinar que las ondas compresibles tienen un efecto menor comparado con las ondas cortantes. Las ondas inducidas en la superficie del suelo pueden tener varios efectos, cuando el foco es somero y cerrado y el depósito del suelo blando es poco profundo.

El movimiento subterráneo, sin embargo, tiene que entrar continuamente en la estructura de cimentación del edificio diseñada con armadas de cimentación, cimentaciones compensadas, y bases compensadas con pilotes de fricción, el movimiento subterráneo puede ser transmitido al edificio por fuerzas cortantes desarrolladas en la entrecara, con la losa de cimentación y el suelo. La magnitud de estas fuerzas están en función de la respuesta de la masa del edificio a cualquier movimiento sísmico. Por otro lado, en caso de cimentaciones piloteadas, se pueden presentar dos tipos de transmisión del movimiento subterráneo.

1.- Si la estructura cimentada es superficial, las pilas y pilotes toman el esfuerzo cortante generado del movimiento subterráneo.

2.- Cuando la estructura de cimentación está asentada a una gran profundidad en la masa del suelo blando, el movimiento subterráneo es transmitido por la presión pasiva del suelo, a las paredes de retención, fig. 4.H.1.

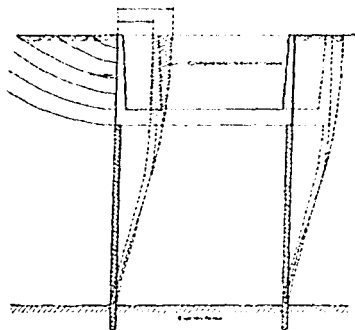


Fig. FUERZA CONTRAINDUCIDA POR LA PRESIÓN PASIVA DE LA TIERRA A LAS PAREDES DEL CAJÓN, EN UNA ESTRUCTURA DE CIMENTACIÓN PROFUNDA.

Las fuerzas de respuesta inducidas en el edificio, permanecen por algún tiempo, en función del comportamiento de la cimentación. En edificios esbeltos y pesados, las estructuras de cimentaciones rígidas son comúnmente usadas en áreas sísmicas. Durante el movimiento subterráneo, la cimentación del edificio es forzada a desplazarse horizontalmente y a rotar en la base. Estos efectos son importantes para evaluar aproximadamente la respuesta del edificio, a una fuerza del movimiento subterráneo. La cuantificación de este fenómeno, sin embargo, depende de la precisión en la investigación del espectro de respuesta que representa los movimientos sísmicos del suelo. En nuestro

estado de conocimiento actual, desde el punto de vista de la ingeniería de cimentaciones, la solución de los problemas puede ser obtenida en la mayoría de los casos con una precisión adecuada. Esta es una opinión de algunos investigadores: que la manera de tratar estos problemas es de una forma simple, pues todavía no son justificados los sistemas de solución complicados. El Ingeniero de cimentaciones, puede estar satisfecho con la precisión de la magnitud de las fuerzas involucradas que fueron estimadas, y que posteriormente se usarán para el diseño de cimentaciones en condiciones difíciles del subsuelo, y finalmente poder reportar los resultados al ingeniero estructural para el diseño de la armadura estructural.

Se debe conocer el periodo libre de vibración de un edificio, incluida la estructura de su cimentación, para estimar la respuesta de la cimentación y el edificio sujetos al fuerte movimiento del suelo. Especialmente importante es el fenómeno oscilante de la cimentación debido a los momentos de volteo, originados por las fuerzas horizontales de inercia en la masa del edificio, causados por el sismo. La oscilación de la cimentación, incrementa los esfuerzos de contacto al suelo sobre el nivel de desplante de la cimentación. El incremento de esfuerzos tiene que ser investigado, para asegurar que la respuesta no exceda el comportamiento elástico del suelo, de lo contrario puede resultar una inclinación pronunciada y permanente. La probable inclinación, también puede ser estimada.

El problema puede ser discutido bajo la suposición de que los momentos de volteo incrementan linealmente el valor de los esfuerzos cortantes, en el nivel de desplante de la cimentación, lo cual es obtenido con la respuesta elástica. Después que ha pasado el sismo, el edificio quizá pueda conservar su verticalidad, o la inclinación permanente puede ser inapreciable, porque toman lugar los efectos plásticos menores en el suelo en forma inevitable, entonces, éstos pueden esperarse en un cierto grado.

Considerando un edificio grande con algún tipo de cimentación rígida, el sistema suelo-cimentación, tiene una constante de salto rotacional: K_r . Por definición:

$$O_r = K_s \theta \quad 1.11.1$$

en el cual " O_r " es el momento de volteo inducido por la fuerza de inercia en la masa del edificio, y aplicado en el centro de masa localizado con peso " h_m " del nivel de desplante de la cimentación. El valor de " θ " es el ángulo de amplitud del fenómeno oscilante. En el centro de masa, donde pueden ser reconocidas dos deformaciones horizontales: " δ_s " por la rotación de la cimentación, y " δ_e " causado por la deformación elástica del bastidor estructural del edificio, producido por la fuerza cortante:

$$V_s = K_s \delta_e \quad 2.11.1.$$

La cantidad " K_s " representa la constante de salto del bastidor estructural.

El efecto compresible sobre las paredes de retención, puede ser insignificante. En la mayoría de los casos naturales, una capa rígida puede ser encontrada en la parte más alta del estrato de suelo blando; bajo estas condiciones la fuerza de inercia en el centro de masa es:

$$I_r = M\omega_s^2(\delta_s + \delta_e) \quad 3.11.1.$$

en la cual " ω_s " es la frecuencia circular del sistema bastidor estructural-cimentación, en el nivel de desplante de la misma (cimentación):

$$O_r = M\omega_s^2(\delta_s + \delta_e) h_m$$

de la cual:

$$\omega_s^2 = \frac{K_s}{Mh_m^2} \left(\frac{\delta_e}{\delta_s + \delta_e} \right) \quad 4.11.1.$$

Tenemos finalmente el radio de las deformaciones que está dado por:

$$\frac{\delta_o}{\delta_o^*} = \frac{K_o}{K_o^*} h_o^2 \quad 5.H.1.$$

Substituyendo la fórmula 5.H.1 a través de 4.H.1. obtenemos:

$$\frac{1}{\omega_o^2} = \frac{Mh_o^2}{K_o} + \frac{M}{K_o} \quad 6.H.1$$

Los términos en el segundo miembro, representan los valores opuestos de las frecuencias circulares inversas del sistema, especialmente:

a) El bastidor estructural sin efecto oscilante:

$$\frac{1}{\omega_o^2} = \frac{M}{K_o} \quad 7.H.1$$

b) El efecto oscilante como si el bastidor estructural fuera infinitamente rígido:

$$\frac{1}{\omega_o^2} = \frac{M}{K_o} h_o^2 \quad 8.H.1$$

Substituyendo a través de 6.H.1. obtenemos:

$$\frac{1}{\omega_o^2} = \frac{1}{\omega_o^2} + \frac{1}{\omega_o^2}$$

o en términos del período de vibración:

$$T_o = T_o^2 + T_o^2 \quad 9.H.1.$$

de la cual se puede concluir que el oscilamiento de la cimentación incrementa, el período de vibración del bastidor estructural en la proporción:

$$\sqrt{1 + \frac{T_1^2}{T_2^2}}$$

Esta conclusión es importante, dependiendo de la respuesta del **espectro pseudoaceleración** que puede ser incrementado o disminuido en contraste con ésta, obtenida con " T_1 " dependiendo de la ubicación del punto con referencia al pico en la curva espectral de respuesta. Asumiendo un espectro similar de pseudoaceleración de respuesta para la Ciudad de México, si el período " T_1 " es localizado por un lado del pico, la aceleración de respuesta se incrementa cuando el fenómeno oscilante es considerado. Por otro lado, la aceleración de respuesta decrece considerablemente a causa del fenómeno oscilante, cuando el valor de " T_1 " es localizado justo en el pico del espectro de pseudoaceleración. La segunda condición, puede ser considerada benéfica cuando las fuerzas inducidas en el bastidor estructural, sean pequeñas. Para los más altos valores armónicos, de los edificios, la ecuación 9.11.1 también puede ser aplicada.

Del espectro de respuesta de pseudoaceleración, obtenemos para " T_1 " un valor " R_m ", y así el cortante de la base tiene un valor:

$$V_{b_0} = MR_m \quad (10.11.1)$$

donde el momento de volteo para ese período es:

$$O_{b_0} = MR_m b_m \quad (11.11.1)$$

Diciendo que " C_m " es el factor de participación para el cortante base, inducido por el espectro de respuesta en cada tramo de período " T_m ", por consiguiente, el cortante total en la base es:

aquí $\sum C_{pi} = 1$. El momento total de volteo es:

$$O_i = V_n h_n$$

Para los propósitos de ingeniería de cimentaciones prácticas, generalmente se obtiene la suficiente exactitud en los cálculos considerando únicamente el modo fundamental "T₁" y los dos subsiguientes, correspondientes para "T₂" y "T₃" del edificio.

La respuesta de los tres modos considerados, no toman lugar al mismo tiempo exactamente, sin embargo, se puede usar el lado seguro.

$$V_n = M[C_{n1} R_{n1} + C_{n2} R_{n2} + (1 - C_{n1} - C_{n2}) R_{n3}] \quad 13.11.1.$$

Los valores C_{pi} pueden ser calculados por medio de la siguiente fórmula:

$$C_{pi} = \frac{(\sum m_i \delta_{ni})^2}{(\sum m_i \delta_i^2)} M \quad 14.11.1.$$

En la cual "m" es la masa concentrada al nivel del piso "i-th", "δ_n" es el desplazamiento horizontal en el mismo piso, producido por el modo de vibración "n-th", y "M" es la masa total del edificio.

Derivando la ecuación 14.11.1, obtenemos:

$$(C_{pi})_n = \frac{\left(\sum_i p_i d_i \delta_{ni} \right)^2}{\left(\sum_i p_i d_i \delta_i^2 \right) \left(\sum_i p_i d_i \right)} \quad 15.11.1.$$

Como se dijo en párrafos anteriores: la respuesta sísmica de cortante de un edificio, se absorbe por esfuerzos cortantes, al nivel de desplante de la cimentación en el caso de una armadía de cimentación, o por la presión pasiva de la tierra sobre las paredes de retención, en el caso de cimentaciones compensadas de pilotes, entonces, para estimar el factor de seguridad junto al deslizamiento horizontal de la cimentación, es necesario seleccionar apropiadamente, los parámetros del esfuerzo cortante.

Los movimientos del suelo son aplicados a la masa del mismo, por periodos de tiempo sobre el orden de un segundo, o menos, y por consiguiente podemos considerarlos (movimientos) como cargas transitorias. Bajo estas condiciones, las consideraciones teóricas sobre las propiedades de esfuerzo cortante, obtenidas de pruebas desarrolladas a compresión limitada en el laboratorio, bajo una aplicación de carga del orden de 0.3 a 1.0 seg, son aplicables. El esfuerzo cortante, bajo estas condiciones existentes, es ligeramente más grande por los efectos viscosos de aplicación de carga rápida, que para una determinación estática.

En el caso de arena arcillosa, aluvión y aluvión-arenoso cementado con minerales arcillosos, las pruebas pueden ser hechas en la cámara triaxial bajo condiciones de consolidación rápida sin drenaje. En la práctica, el subsuelo está sujeto a esfuerzos efectivos por la carga del edificio. Cuando la fuerza del movimiento toma lugar, el material no tiene tiempo para drenar, es por esto que la falla ocurre rápidamente y a volumen constante, de ahí que, las pruebas de consolidación rápida sin drenaje, deban aplicarse en este caso. Los parámetros de esfuerzo cortante aparente " C_u " y " ϕ_u " pueden ser usados para estimar la estabilidad junto con las fuerzas cortantes en la base, obtenidas de la respuesta del edificio al sismo. Las fuerzas totales pasivas así, pueden darnos un factor de seguridad no menor que 3.

Asumimos posteriormente, que la presión pasiva de la tierra sobre la parte más alta de las paredes de retención, puede no ser tomada en consideración por la oscilación del edificio. El único camino efectivo posible para resolver este problema es construir un punto de separación, de las paredes profundas en el suelo, fuerte y de suficiente longitud, para tomar la presión pasiva de la tierra.

Las presiones pasivas unitarias en el caso de suelo impenetrable son:

- A la profundidad $z = z_1$, $p_1 = q_{ad} + p_{s1}$ (16.II.1)

- A la profundidad $z = z_2$, $p_2 = q_{ad} + p_{s2}$ (17.II.1)

En la cual " p_{s1} ", " p_{s2} " son las presiones totales a las profundidades " z_1 " y " z_2 ", respectivamente; entonces tenemos:

$$E_p = [q_{ad} + l(p_{s1} + p_{s2})] (z_2 - z_1) \quad (2B) \quad 18.II.1$$

Y la fuerza cortante última es:

$$S_u = S_{u0} + E_p \quad 19.II.1$$

El segundo caso es aquel, de un edificio sobre pilotes de punta, con resistencia al esfuerzo cortante en la losa de cimentación en el caso en la cual no puede ser usada; y el factor de seguridad se calcula sobre el supuesto de que, el campo de los pilotes, semejante a la presión pasiva total del suelo sobre las paredes de retención, también es aplicada. Las presiones pasivas unitarias pueden ser:

- En la superficie $z = 0$, $p_0 = q_{ad}$.
- En la base de punto de separación del muro $z = z_2$, $p_2 = q_{ad} + p_{s2}$.

La presión pasiva total de la tierra es:

$$E_p = (q_{LH} + \frac{1}{2} p_{Lz}) z_1 \quad (2B) \quad 20.H.1$$

Sin embargo, si el factor de seguridad no fuera todavía el adecuado, se puede alargar el punto de separación del muro a una mayor profundidad, o reducir el peso del edificio, o aplicar ambas acciones.

Cuando el material es del tipo friccional, usualmente las armadias (cajones) de cimentación no presentan un problema especial. Ahora, en el caso de cimentaciones de pilotes de punta, el problema es similar al primero (arena arcillosa, aluvión, aluvión-arenoso), antes ya expuesto, excepto ese parámetro de cortante aparente C_u y ϕ_u , obtenido como resultado pruebas rápidas consolidadas a volumen constante puede ser aplicado.

La presión pasiva unitaria:

- En la superficie del suelo: $z=0$, $p_u = 2C \sqrt{N_u}$
- En la base de la cimentación: $z=l$, $p_u = 2C \sqrt{N_u} + p_{Lz} N_u$

La presión pasiva total es:

$$E_p = \left[2C \sqrt{N_u} + \frac{1}{2} p_{Lz} N_u \right] z_1 (2B) \quad 21.H.1.$$

Además, el efecto sobre los periodos de vibración del edificio, a causa de la deformación en la dirección horizontal de la masa del suelo, durante la transmisión de los movimientos del mismo suelo, pueden ser desatendidos sin peligro. Si este fenómeno está presente, produce la tendencia a incrementar los periodos del sistema estructural-cimentación, con eso minimiza la respuesta del edificio al movimiento del suelo.

2.2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE CIMENTACIONES PILOTEADAS.

Los elementos estructurales construidos en depósitos del suelo blando, como pilas y pilotes, en general son muy semejantes en largo y en forma, y están sujetos a deformaciones inducidas por fuertes movimientos del suelo. El pilote delgado y flexible, tubos y fustes manejados en la masa del suelo, por lo general siguen estrechamente, el desplazamiento del suelo en la profundidad donde son construidos. Sin embargo, los elementos de rigidez estructural, semejante al de grandes pilas apoyadas sobre el estrato resistente, sobre el cual se encuentran estratos de suelos blandos e impermeables, y que por lo tanto, ofrecen resistencia al movimiento del suelo, provocan que fuerzas considerables sean inducidas en éstos (pilas o pilotes)

Numerosos casos de falla de elementos que transmiten cargas (pilas y pilotes) son emplomados para reparar daños estructurales posteriores. Pero, esto le concierne a la ingeniería de cimentaciones, para tener que estimar el orden de la magnitud de las fuerzas involucradas; y prever la importancia que ellas puedan tener en el diseño de la cimentación, y la armadura estructural del edificio, puente o algún otro tipo de estructuras soportadas sobre los elementos verticales; que penetran completamente los sedimentos del suelo blando a gran profundidad. Similarmente, las deformaciones de la onda cortante, pueden tener gran importancia en el comportamiento de edificios muy grandes, como también en el caso de tuberías, túneles o estructuras similares puedan ser afectadas.

Un análisis aproximado del fenómeno ya citado, permitirá a la ingeniería de cimentaciones, reconocer los factores importantes en el diseño de los elementos estructurales, y de aquí, tomar las precauciones necesarias en el diseño; haciéndolas trabajar de la manera más eficiente y económica. La rigidez de las estructuras bajo el suelo, es un factor muy importante en los momentos y cortantes inducidos y, por lo tanto, es deseable: diseñar con una flexibilidad compatible con la carga, que pueda ser soportada. Las juntas entre secciones diferentes, pueden diseñarse para reducir las fuerzas cortantes inducidas en

ellos, seguir los desplazamientos del subsuelo de mejor modo, minimizando las fuerzas sísmicas.

Los desplazamientos máximos del subsuelo durante el movimiento del suelo, pueden ser estimados, conociendo la estratigrafía y características elásticas de respuesta del mismo.

Las fuerzas de movimiento producidas por los desplazamientos del subsuelo contra las pilas, pueden ser calculadas: **estableciendo un modelo de interacción suelo-estructura.**

Considere una pila o pilote colocado sobre un estrato resistente, capaz de soportar la carga vertical transmitida por este elemento estructural. Las ondas cortantes viajan continuamente en el estrato blando, produciendo desplazamientos horizontales. Sus valores máximos calculados conociendo el modelo de elasticidad cortante del suelo, es la aceleración de respuesta en la superficie del predado suelo. El desplazamiento horizontal de la masa, a alguna profundidad del nivel "z", decimos es igual a " δ_s ", la pila está sometida en la cabeza, a una fuerza horizontal " V_0 ", que representa el cortante en la base de una estructura, inducida por el movimiento sísmico sobre la cabeza de la pila, esta fuerza de inercia causará deflexiones horizontales " δ_p " en la pila al nivel "z" a una profundidad "z" del estrato firme, opuesto a los desplazamientos " δ_s " del suelo. Como los movimientos de la masa del suelo son contra la pila, el suelo es comprimido debido a la resistencia ofrecida por la pila. El elemento estructural producirá una fuerza ejercida en relación a su flexibilidad y un valor " δ_e " (fig. 1.11.2). Así mismo, el desplazamiento de la pila " δ_p " debido a la fuerza cortante aplicada en su cabeza y a la presión del suelo, da como resultado: $(\delta_s + \delta_p)$. La fuerza ejercida sobre la pila, de cualquier modo, es proporcional para el valor de la compresión continua del suelo, sobre esta, en la dirección horizontal, y es igual al desplazamiento: $\delta_s - (\delta_e + \delta_p)$ entre suelo y pilote, definido como:

$$K_{1i} = \frac{Q_{1i}}{\delta_{1i}}$$

donde " Q_{1i} " es la carga por unidad de longitud de la pila, de las consideraciones elásticas teóricas, el valor de " K_{1i} " puede ser tomado aproximadamente:

$$K_{1i} = \frac{2(1+\nu)\mu}{\sqrt{2}} \quad \text{I.II.2.}$$

donde " μ " es la rigidez del suelo y " ν " es el radio de Poisson.

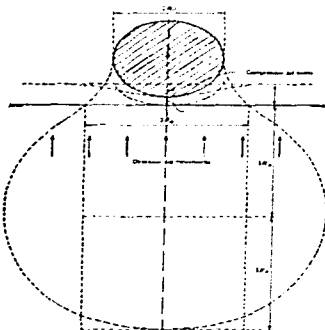


Fig. 1 #2 Desplazamiento horizontal de la pila y el suelo.

El problema puede ser resuelto, seleccionando un número de puntos a lo largo de la pila a diferentes elevaciones, con una sección tributaria de la misma: " δ_{1i} " (fig. 2.II.2.) de la cual el modelo de cimentación concentrado para $\nu = 0.5$ es:

$$K_s = \frac{3}{\sqrt{2}} \mu, d.$$

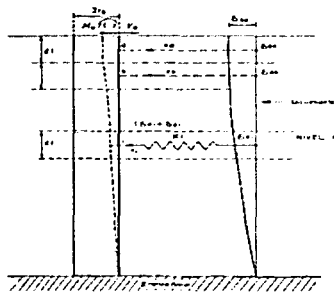


Fig. 2.2 Desplazamientos relativos en el pilote

Bajo estas condiciones, la fuerza ejercida sobre el pilote en los puntos seleccionados está dada por:

$$X_s = (\delta_m - \delta_m - \delta_m) K_s \quad 2.11.2$$

Asumiendo este fenómeno, puede ser considerado dentro de la **región de respuesta elástica**, un sistema de ecuaciones para condiciones por desplazamientos horizontales, que puede ser establecido, basado sobre el Teorema de Maxwells, de deflexiones recíprocas como es usado comúnmente, en la solución de problemas en **estructuras estáticamente indeterminadas**. Así pues, la deformación horizontal de la pila en medio de la capa " δ_m ",

nivel "i-i", de las fuerzas aplicadas en: " X_n " en todos los puntos considerados a lo largo de la pila, son:

$$\delta_n = (\delta_a x_n + \delta_b x_n + \delta_c x_n + \dots + \delta_i x_n) \quad 3.11.2.$$

aquí $n = a, b, c, \dots, i$, representan los puntos en medio de las capas con longitud "d," a lo largo del pilote. de la fórmula 2.11.2 derivada para interacción suelo- pilote, obtenemos:

$$\delta_n = (\delta_n - \delta_p) \frac{1}{K_n} X_n \quad 4.11.2.$$

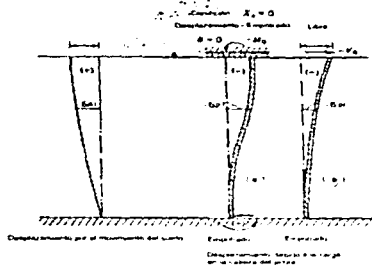
Substituyendo en 3.11.2. la condición de desplazamientos horizontales para el punto "i", al nivel "i-i", se encuentra que:

$$(\delta_n - \delta_p) = \delta_a X_n + \delta_b X_n + \delta_c X_n + \dots + (\delta_n + \frac{1}{K_n}) X_n \quad 5.11.2.$$

Para cada punto considerado a lo largo del pilote, expresiones similares a 5.11.2 pueden escribirse, de este modo, obteniendo un sistema de ecuaciones simultáneas que podrían ser resueltas para las fuerzas X_n , de interacción suelo-pilote. Los momentos sobre el pilote son calculados enseguida por:

$$M_i = \sum_n m_{in} X_n + M_p \quad 6.11.2$$

en la cual M_p es el momento en el pilote debido a fuerzas que no sean los valores X_n ; entonces para $X_n = 0$. El valor m_{in} es el coeficiente de influencia para los momentos en los puntos "i" debido a cargas aplicadas en los puntos "n".

Fig. 3-2 Desplazamientos de suelo y pilote para $X_0 = 0$

Dos casos importantes encontrados en la práctica, del comportamiento de pilas o pilotes, pueden ser considerados:

- **Caso I.-** El pilote empotrado en su base que se desplaza en su cabeza sin rotación; al mismo tiempo, es sujeto a una fuerza cortante, equivalente para el cortante base, inducido por la inercia de la masa del edificio en dirección opuesta, al desplazamiento del suelo (fig. 3a II.2.)
- **Caso II.-** El pilote es empotrado en la base, y permite la rotación libremente en la cabeza, donde una reacción de la fuerza de cortante base de la estructura es aplicada en dirección opuesta a ésta del movimiento del suelo (fig. 3b II.2.).

Las condiciones para el cálculo de los desplazamientos horizontales para $X_0 = 0$ son mostrados en la fig. 3.II.2.; y para calcular los coeficientes de Maxwells para $X_0 = +1$, como se muestra en la fig. 4.II.2.. Otras condiciones finales pueden ser establecidas cuando sea necesario, siguiendo el mismo procedimiento descrito aquí. La matriz con las

coordenadas de los puntos para los cuales Maxwell estableció estos coeficientes: " δ_{ij} " que son requeridos y que puede formarse como se muestra en la tabla 1.II.2.

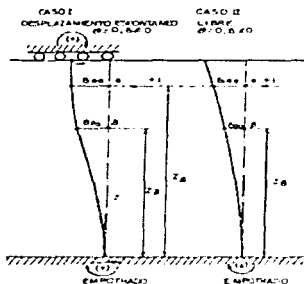


Fig. 4.II.2 DESPLAZAMIENTO DEL SUELO-PILOTE EN*

Tabla 1.II.2

	X_u	X_p	X_u	X_p	...	X_u
a	$Z_u \cdot Z_u \cdot \delta_{uu}$	$Z_u \cdot Z_p \cdot \delta_{up}$	$Z_u \cdot Z_u \cdot \delta_{uu}$	$Z_u \cdot Z_p \cdot \delta_{up}$...	$Z_u \cdot Z_u \cdot \delta_{uu}$
b	$Z_u \cdot Z_u \cdot \delta_{uu}$	$Z_u \cdot Z_p \cdot \delta_{up}$	$Z_u \cdot Z_p \cdot \delta_{up}$	$Z_p \cdot Z_p \cdot \delta_{pp}$...	$Z_u \cdot Z_p \cdot \delta_{up}$
c	$Z_u \cdot Z_u \cdot \delta_{uu}$	$Z_u \cdot Z_p \cdot \delta_{up}$	$Z_u \cdot Z_u \cdot \delta_{uu}$	$Z_u \cdot Z_p \cdot \delta_{up}$...	$Z_u \cdot Z_u \cdot \delta_{uu}$
d	$Z_u \cdot Z_u \cdot \delta_{uu}$	$Z_u \cdot Z_p \cdot \delta_{up}$	$Z_u \cdot Z_p \cdot \delta_{up}$	$Z_p \cdot Z_p \cdot \delta_{pp}$...	$Z_u \cdot Z_p \cdot \delta_{up}$
...
i	$Z_u \cdot Z_u \cdot \delta_{uu}$	$Z_u \cdot Z_p \cdot \delta_{up}$	$Z_u \cdot Z_u \cdot \delta_{uu}$	$Z_u \cdot Z_p \cdot \delta_{up}$...	$Z_u \cdot Z_u \cdot \delta_{uu}$

$$Z_u > Z_p$$

$$\text{CASO I: } 6EI\delta_{up} = 3Z_u Z_p^2 - Z_p^3 - 3/2 (Z_u^2 Z_p^2 / h) \quad (a)$$

$$Z_u > Z_p$$

$$\text{CASO II: } 6EI\delta_{up} = 3Z_u Z_p^2 - Z_p^3 \quad (b)$$

En la práctica se asume comúnmente, que los pilotes o pilas delgadas apoyados por punta, están empotradas en sus cabezas y bases, sin embargo, ésta es una condición extrema sobre el lado seguro, actualmente puede tomar lugar el campo pequeño reduciendo los momentos flexionantes.

Cuando una pequeña rotación en la cabeza o base, o en ambos lados, es considerada finalmente, la restricción en la cabeza puede producir comúnmente rupturas, cuando no es reforzada apropiadamente. (fig 5.11.2.)

Una junta puede ser diseñada con un alto esfuerzo cortante, para reducir los momentos flexionantes en la cabeza de la pila; usualmente, una junta plástica es conveniente. En algún evento, para propósitos prácticos, casos I y II, que pueden utilizarse para momentos flexionantes, cortantes y desplazamientos. De este análisis, una posición intermedia, puede ser seleccionada acorde, a la experiencia de la Ingeniería de Cimentaciones.



FIG. 5.12. FALLA DEL PILOTE DENSADO EN LOS CORREOS INFERIORES Y ENCHICANTES

Con el uso de la información obtenida anteriormente se calculan los desplazamientos del pilote " δ_p " y estos desplazamientos en la masa del suelo " δ_w " en los puntos a, b y c, como se indica en la fig. 6.11.2. Las deflexiones " δ_p " del pilote para $X_c = 0$ pueden calcularse usando la fórmula dada en la tabla 1.11.1 y dispuestos en la forma mostrada en la tabla 2.11.1. Los valores de éstos (desplazamientos) en el suelo a diferentes profundidades pueden calcularse por medio de la siguiente ecuación:

$$\delta_w = \delta_p \sin ((\pi) + 2l) Z$$

donde "Z" es medida desde el estrato de apoyo.

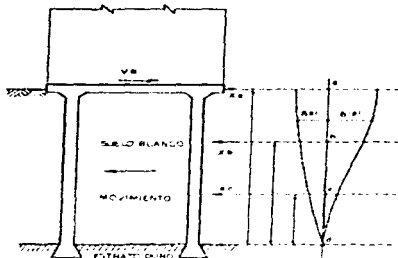


Fig. 2.11.2 ESTRUCTURA DE CIMENTACIÓN SOBRE PILAS, SUELO PARA PLANTAS CONTIGUAS

Tabla 2.11.2

Punto	X_{a_i}	X_{b_i}	X_{c_i}	X_{d_i}	X_{e_i}	$(\delta_{a_i} - \delta_{p_i})$
a'	$(\delta_{a_i} + 1/K_{a_i})$	δ_{a_i}	δ_{p_i}	δ_{a_i}	δ_{a_i}	$(\delta_{a_i} - \delta_{p_i})$
a	δ_{a_i}	$(\delta_{a_i} + 1/K_{a_i})$	δ_{p_i}	δ_{a_i}	δ_{a_i}	$(\delta_{a_i} - \delta_{p_i})$
b	δ_{a_i}	δ_{a_i}	$(\delta_{p_i} + 1/K_{p_i})$	δ_{a_i}	δ_{p_i}	$(\delta_{p_i} - \delta_{p_i})$
c	δ_{a_i}	δ_{a_i}	δ_{p_i}	$(\delta_{a_i} + 1/K_{a_i})$	δ_{a_i}	$(\delta_{a_i} - \delta_{p_i})$
d	δ_{a_i}	δ_{a_i}	δ_{p_i}	δ_{a_i}	$(\delta_{a_i} + 1/K_{a_i})$	$(\delta_{a_i} - \delta_{p_i})$

Los valores para cualquier condición $X_{a_i} = +1$ se calculan con la expresión dada para el caso I en la tabla 1.11.2.

Enseguida se obtiene un sistema de ecuaciones simultáneas, las soluciones de dichas ecuaciones son los valores de las fuerzas sobre el pilote. Para calcular finalmente el momento total y momento base, las siguientes expresiones pueden ser usadas para las condiciones bajo estudio:

en la punta del pilote: $M_T = \sum (Z_u^2 / 2h) X_u + M_{OT}$

en la base del pilote: $M_B = \sum (Z_u / 2) (2 - (Z_u / h)) X_u + M_{OB}$

La estructura de cimentación rígida se desplazará solamente en la dirección horizontal sin rotación perceptible (fig. 7.II.2).

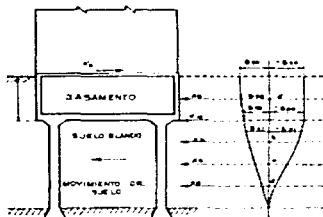
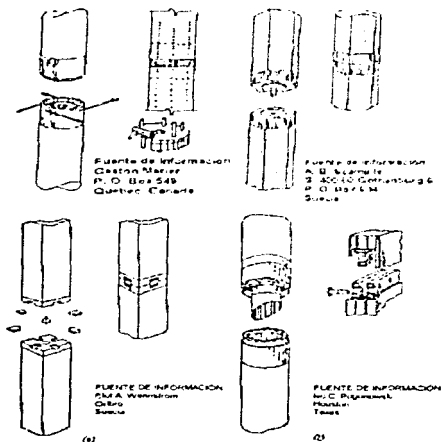


FIG. 7.II.2 ESTRUCTURA DE CIMENTACIÓN RÍGIDA SOBRE PILAS SUJETAS A FUERZAS CORTANTES

3.-PILOTES VERTEBRADOS.

3.1. CARACTERÍSTICAS.

Cuando un edificio ha sufrido asentamientos o inclinaciones importantes, y requiere de un incremento en la capacidad de carga de su cimentación, para asegurar el buen comportamiento de la estructura, tanto bajo sollicitaciones estáticas como dinámicas; generalmente se recurre al hincado de un cierto número de pilotes nuevos. Estos pilotes, debido al poco espacio disponible dentro de las celdas de cimentación, por lo regular están integrados por un conjunto de piezas prefabricadas, que se van ligando entre sí, conforme se van introduciendo en el subsuelo.



En general, se considera que las juntas de las diversas secciones del pilote, deben asegurar su continuidad estructural y ser capaces de soportar los esfuerzos, a que serán sometidas, tanto bajo carga estática como dinámica. Para ello se han diseñado diversos tipos de juntas, como las que se muestran en la fig 1 III.1 (Prakash y Sarman, 1990), las cuales permiten considerar que el pilote esté fabricado de una sola pieza, y es capaz de absorber las fuerzas cortantes y los momentos flexionantes, impuestos por las **solicitaciones sísmicas**, además en la tabla I.III.1. se muestran algunas de las características principales de los tipos de juntas.

Fig. 1 III.1 Tipos de juntas

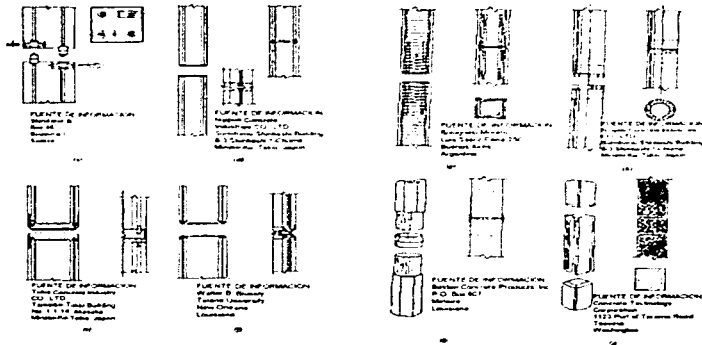


Fig. 1.4.1 Tipos de juntas

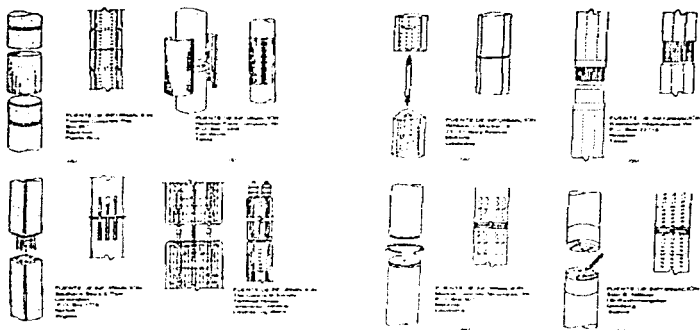


Tabla 1. III.1 Características de las juntas (Prakash y Sharma)

Nombre de junta	Tipo	Origen	Rango de medida (cm)	Tiempo de inst. campo (min)	Esfuerzo % compresión	Esfuerzo % Tensión	Esfuerzo % flexión agriet.
Manier	Mecán.	Canadá	25-33	30	100 ^a	100 ^a	100 ^a
Herkules	Mecán.	Suecia	25-31	20	100 ^b	100 ^b	100 ^b
ABB	Mecán.	Suecia	25-30	20	100 ^b	100 ^b	100 ^b
NCS	Soldable	Japón	30-119	60	100 ^b	100 ^b	100 ^b
Tokyu	Soldable	Japón	30-119	60	100 ^b	100 ^b	100 ^b
Raymond	Soldable	USA	91-137	90	100 ^b	100 ^b	100 ^b

Efecto del Comportamiento de Pilas Vertebrales

Pilas Vertebrales

Cylinder							
Bolognesi Moretto	Soldable	Argentina	Variable	60	100 ^a	55 ^a	100 ^a
Japanese Bolted	Atornillada	Japón	Variable	30	100 ^b	90 ^b	90 ^b
Brunsplice	Conector anillado	USA	30-36	20	100 ^b	20 ^a	50 ^a
Anderson Fuentes	Collar Soldada collar	USA Puerto Rico	Variable 25-30	20 30	100 ^a 100 ^b	0 ^a 100 ^a	100 ^a 100 ^a
Hamilton Form	Collar	USA	Variable	90	100 ^a	75 ^b	100 ^b
Cement dowel	Clavija	USA	Variable	45	100 ^b	40 ^b	65 ^b
Macalloy	Postensada	Inglatera	Variable	120	100 ^a	100 ^a	100 ^a
Mouton	Combinación	USA	25-36	20	100 ^a	40 ^a	100 ^a
Raymond wedge	Soldada-cuña	USA	Variable	40	100 ^a	100 ^a	100 ^a
Pile coupler	Conector-anillo	USA	30-137	20	100 ^b	100 ^b	100 ^b
Nilsson	Mecán.	Suecia	Variable	20	100 ^a	100 ^a	100 ^a
Wens trom	Cuña	Suecia	Variable	20	100 ^a	100 ^a	100 ^a
Pogonowski	Mecán.	USA	Variable	20	100 ^a	100 ^a	100 ^a
Thorburn	-----	Escocia	-----	-----	-----	-----	-----

- ^{a, b} = Basados sobre datos proporcionados por el proponente.
- = Calculados.
- = Observados.

Sin embargo, otra forma de visualizar el problema es el de permitir que el pilote siga las deformaciones del terreno (impuestas durante las sollicitaciones sísmicas) sin que oponga mayor resistencia, de tal manera que los esfuerzos sobre su fuste sean mínimos. En tal caso, es necesario que el pilote cuente con un valor pequeño de su rigidez, es decir del producto del momento de inercia de su sección "I" por su módulo elástico "E". Puesto que el área de la sección del pilote, generalmente se determina en función de la carga axial que debe soportar, por lo cual, no es posible reducir el momento de inercia de la sección. Sin embargo, el empleo de un material flexible en las juntas de las secciones, puede reducir adecuadamente el módulo elástico del elemento, y garantizar una relación entre las diferentes secciones de concreto, que permita que el pilote se desplace junto con el suelo, sin que exista una transmisión importante de momentos flexionantes.

Por otro lado, la junta flexible asegura una distribución más uniforme, de los esfuerzos de compresión entre dos secciones; evitando concentraciones peligrosas cuando las superficies de contacto no son uniformes, o cuando existen giros relativos entre ellas.

A este tipo de pilotes, se les ha denominado pilotes vertebrales, debido a la similitud en su comportamiento con la columna vertebral de los animales.

Dentro del mercado mundial, existe una gran cantidad de productos sintéticos que pueden utilizarse como material de liga. Entre ellos destaca el grupo de los elastómeros que son gomas sintéticas derivadas de los polímeros, y que han sido sometidos a un proceso de vulcanización (es decir, sus cadenas moleculares se han ligado transversalmente). Los elastómeros tienen un comportamiento básicamente elástico, con elongaciones de hasta 900%, y cambios volumétricos muy reducidos, es decir, su relación de Poisson, oscila entre

0.4 y 0.5, y por lo general son resistentes a los medios ácidos y a la abrasión. Entre éstos productos se encuentra el Buna-S, el Butyl, el Nitril, los Polyuretanos, el Isopreno y el Neopreno.

En la industria de la construcción, se ha utilizado al Neopreno como material de liga en diversas estructuras, y con resultados muy satisfactorios, por lo tanto, en las siguientes secciones, se analiza el comportamiento de un pilote seccionado, y con puntas de Neopreno de dureza 85A (fig. 2.III.1, Harper, 1975). Sin embargo, es posible considerar algún otro elastómero como el Butyl que es fabricado en el país, a un costo inferior.

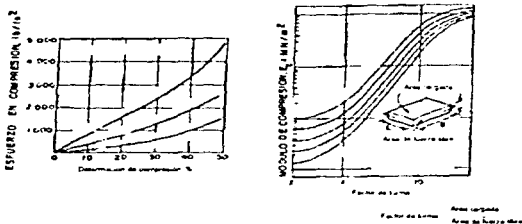


Fig. 2 III.1 Características del neopreno.

3.II - ANÁLISIS.

Al analizarse el comportamiento de un pilote seccionado y con juntas de Neopreno de dureza 85A. Los pilotes considerados tendrán 60 cm. de diámetro y sus secciones serán de 1 m. de largo fabricadas con concreto $f'c = 300 \text{ Kg/cm}^2$. Cada sección estará dotada de 4 barrenos periféricos de 5 cm. de diámetro en donde se alojará el acero longitudinal. La continuidad de las varillas se asegurará por medio de conexiones mecánicas tipo petroleras cada dos ó tres secciones (fig. 1.III.2). Los pilotes trabajarán por punta, apoyados en la primera capa dura a la cual penetrarán al menos en 50 cm (N -23.50) y soportarán una carga

estática de 160 ton., que tendrán una longitud efectiva de 22 m. y atravesarán la estratigrafía mostrada en la fig. 2.III.2. Sus cabezas se localizarán a una profundidad de 1m. (N - 1.00), y contarán con mecanismos de control a prueba de volteamiento (fig. 3.III.2). Estos pilotes servirán para soportar una estructura a base de columnas de concreto armado y traves prefabricados que se utilizarán para alojar un gimnasio (fig. 4.III.2). La losa de cimentación se desplantará a una profundidad de 1m., compensando parte del peso del edificio; de tal manera que los esfuerzos iniciales y finales sobre el terreno serán los que se muestran en la fig. 5.III.2. Para introducir las secciones se realizará una perforación previa con extracción de material, ligeramente inferior al diámetro del pilote, lo cual garantizará la verticalidad del mismo, y el correcto apoyo de su punta sobre la capa dura.

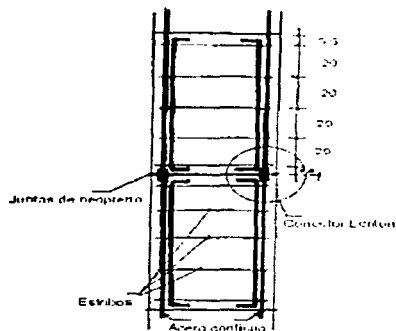


Fig. 1.III.2 Junta mecánica tipo petroliera para el acero longitudinal.

3.1.1. COMPORTAMIENTO DEL PILOTE CON JUNTAS RIGIDAS.

Cuando se presenta un sismo, la cabeza de los pilotes se desplaza junto con el sótano del edificio; y si el pilote es suficientemente flexible, puede deformarse siguiendo los desplazamientos del suelo. Para que esto ocurra, su Coeficiente de Flexibilidad " λ ", dado por:

$$\lambda = GDI / 4EI \quad (3.1.2)$$

debe ser superior a 5 (Flores Herrones, 1977), en donde "G" representa la rigidez dinámica horizontal del subsuelo, D el diámetro del pilote, "I" su longitud y "EI" su rigidez.

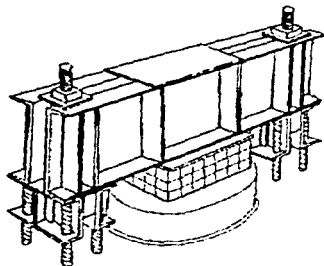


Fig. 3.11.2 Mecanismo de control de carga para pilotes.

En el caso que se analiza, se tiene: $G \approx 300 \text{ ton/m}^2$, $D = 0.6 \text{ m}$, $I = 22 \text{ m}$, $I = \frac{\pi r^4}{4} = 6.4 \cdot (10^{-3})^4 \text{ m}^4$, $E = 2.8 \cdot (10)^9 \text{ ton / m}^2$, y en tal caso $\lambda = 585 \gg 5$, lo cual quiere decir que el pilote es muy flexible y puede seguir los desplazamientos del terreno.

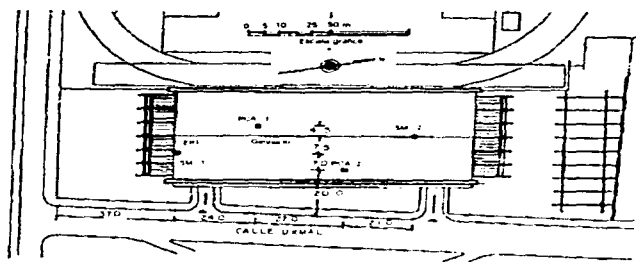


Fig. 4.1.2. Planta de la estructura.

Los desplazamientos del terreno durante un sismo, pueden obtenerse, para diferentes profundidades, por medio de las rigideces dinámicas de cada estrato, utilizando el método propuesto por Zeevaert (1973) y que se muestra en la tabla 1.III.2, en donde se ha utilizado la aceleración máxima registrada en el sitio SCT y que fue de 180 gals.

Tabla 1.III.2. Desplazamientos del suelo.

Prof. (z) m	d_s m	V_s m/s	ρ ts ² /m ⁴	μ ton/m ²	N_s *10 ³	A_s	B_s *10 ³	C_s	δ_s m	τ_s ton/m ²
0	0								0.135	
4.25	4.25	60	0.132	475	15.6	0.969	8.8	3.49	0.129	0.914
11.5	7.25	62	0.132	510	42.3	0.919	13.6	5.55	0.106	2.218
18.25	6.75	60	0.153	550	39.5	0.927	11.8	6.43	0.072	3.362
22.0	3.73	58	0.139	470	12.9	0.975	7.88	3.25	0.043	3.73

$$N_s = \rho d_s W_s^2 / 4\mu ; A_s = 1 - N_s / (1 + N_s) ; B_s = d_s / (1 + N_s) \mu$$

$$C_v = (1/2) (pd, W_p^2) / 4\mu ; \delta_{v,1} = A, \delta_v - B; \tau_v ; \tau_{v,1} = C_v (\delta_v + \delta_{v,1}) + \tau_v$$

$$V_v = (\mu / \rho)^{1/2} ; \rho = \gamma / g ; W_p = 2 \pi / T_v$$

El desplazamiento máximo esperado en la superficie del terreno es:

$$\delta_{w,0} = \frac{C_v T_v^2}{(2\pi)^4} = 0.135 \text{ m} \quad 2.III.2.$$

siendo "T" el período natural estimado del suelo, y que de acuerdo con los cálculos mostrados en la tabla 2.III.2. es de 1.72 seg.

Tabla 2.III.2. Período natural del suelo.

Z m	d, m	γ ton/m ³	ρ ton ² s/m ⁴	μ ton/m ²	V_v m/seg	ΔT seg
9.5	8.5	1.49	0.152	850	74.78	0.44
15.5	6.0	1.32	0.132	200	34.49	0.67
23.0	7.5	1.41	0.144	320	47.14	0.62

De esta forma, los desplazamientos relativos del pilote a las diferentes profundidades, son los que se indican en la tabla 3.III.2.

Tabla 3.III.2. Desplazamientos relativos.

Prof. (m)	δ_w (relativos) (m)	El δ_w (ton-m)
0	0.135-0.143=0.092	1620
3.75	0.129-0.043=0.086	1528

10.5	0.106-0.043-0.063	1134
17.75	0.072-0.043-0.029	522
22.0	0.043-0.043-0.000	0

EI = 18,000 ton-m² (pilote con juntas rígidas)

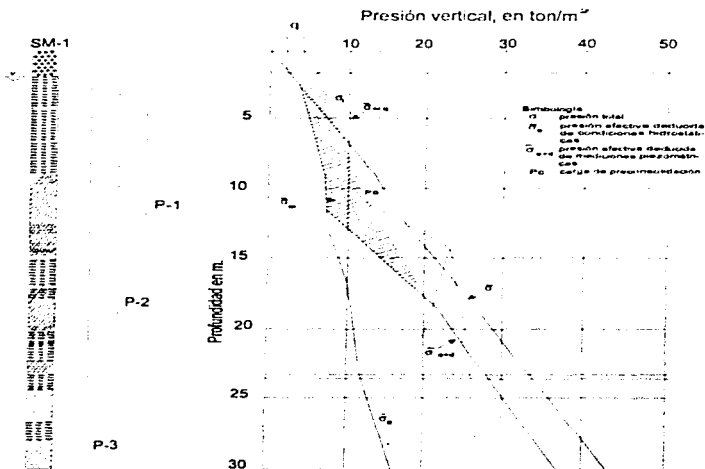


Fig. 5.III.2. Esfuerzos finales.

Para calcular los esfuerzos que se generan en el fuste del pilote, que sigue los desplazamientos del terreno, puede utilizarse el método de Winkler, el cual proporciona resultados suficientemente aproximados (Flores Berrones, 1977).

En este caso, se considerará que la losa de cimentación es capaz de absorber la totalidad del cortante sísmico, tanto por frotamiento como por empuje pasivo, y que la cabeza del pilote puede girar libremente debido a la presencia de las celdas deformables. Por otro lado, puede considerarse que la punta está empotrada en el estrato duro, o bien que puede girar libremente. Para Establecer las diferencias entre estas dos consideraciones, se procederá a realizar el cálculo para cada condición.

a).- Empotre perfecto en la punta.

La matriz de rigidez de un pilote con la cabeza libre y la punta empotrada, puede obtenerse por medio de la siguiente expresión:

$$EI\delta_{ab} = \frac{1}{6} ab^3 - \frac{1}{3} b^3 \quad 3. III. 2.$$

siendo: "a", la profundidad a la que se aplica una fuerza horizontal unitaria sobre el pilote, y "b", la profundidad a la cual se desea determinar el desplazamiento, producido por la fuerza horizontal. De esta forma, la matriz carga-deformación puede expresarse como en la tabla 4.III.2:

Tabla 4.III.2. Matriz carga-deformación

	b=22.0	b=17.75	b=10.5	b=3.75	δ_{ab} , EI
a=22.0	3549	2533	1020	146	1620
a=17.75	2533	1864	786	116	1548
a=10.5	1020	786	386	65	1134
a=3.75	146	116	65	17.5	522

Invertiendo la matriz, se obtienen las fuerzas horizontales aplicadas sobre el pilote a diferentes profundidades, y pueden obtenerse los cortantes y momentos flexionantes a lo largo de todo su fuste, como se muestra en la fig. 6.III.2. De acuerdo con los resultados obtenidos, el estrato de apoyo, debería reaccionar con una fuerza de 41.77 ton y un momento de 123.11 ton-m sobre la punta del pilote, lo cual no parece probable. Es más factible que la punta del pilote gire dentro del estrato de apoyo, reduciendo las reacciones del subsuelo en esta zona. Una forma de resolver el problema es calcular los esfuerzos sobre el pilote, considerando que su punta puede girar libremente, y después tomar una solución intermedia entre las dos consideraciones límite (empotre perfecto y articulación), de acuerdo a la profundidad de penetración y dureza del estrato de apoyo

b).- Punta articulada.

Si se considera a la punta como articulada, el problema se reduce al de una viga simplemente apoyada, de tal manera que la cabeza del pilote sigue libremente el movimiento del terreno, y en tal caso los desplazamientos relativos entre fuste y suelo, que se obtienen trazando una línea recta entre el desplazamiento de la base " δ_a " ($z = 22$ m), y el de la superficie " δ_s " ($z = 0$ m), dados por la tabla I.III.2. En esta forma, los desplazamientos relativos entre el suelo y pilote, están dados por la ecuación:

$$\delta_z = \delta_s + \left[\frac{\delta_a - \delta_s}{22} \cdot z \right] - \delta_a \quad 4.III.2.$$

siendo " δ_s " el desplazamiento del suelo a la profundidad " z " dado por la tabla I.III.2. De esta manera los desplazamientos relativos (multiplicados por la rigidez del pilote, $EI = 18,000 \text{ ton/m}^2$) son:

$$EI\delta_z = 0, EI\delta_s = 233, EI\delta_a = 358, EI\delta_b = 251$$

La matriz de rigidez del pilote para una fuerza horizontal unitaria, puede calcularse con la ecuación:

$$EI\delta = \frac{abl}{3} - \frac{b^3}{6} + \frac{ab^2}{6l} + \frac{a^2b}{6l} - \frac{ba^2}{2}, \quad b < a \quad 5.III.1.$$

en donde, "l" representa la longitud del pilote; "a" la profundidad a la que se aplica la fuerza horizontal, y "b" la profundidad a la cual se desea determinar el desplazamiento del pilote.

La matriz fuerza-desplazamiento se escribe en la tabla 5.III.2:

Tabla 5.III.2. Matriz fuerza-desplazamiento.

	b=22.0	b=17.75	b=10.5	b=3.75	δ EI
a=22.0	0	0	0	0	0
a=17.75	0	86	57	0	233
a=10.5	0	57	222	59	358
a=3.75	0	0	59	61	251

Invirtiendo la matriz, se obtienen las fuerzas horizontales, cortantes; y momentos mostrados en la fig. 7.III.2. En esta figura se observa que a pesar de considerar la punta articulada, la fuerza cortante alcanza 3.8 ton., y el momento flexionante máximo es de 14.2 ton-m. De acuerdo con estos valores, el pilote requiere de un armado longitudinal de 9.2 cm², es decir, dos varillas del número 8, y como la flexión puede ocurrir en cualquier dirección, el pilote requerirá de 4 varillas de una pulgada para asegurar el buen comportamiento, bajo sollicitaciones sísmicas severas. Si se utilizan juntas mecánicas para unir cada una de las secciones del pilote, éstas deben ser suficientemente robustas para transmitir los esfuerzos inducidos por el sismo. Por otro lado, dichas juntas deben ser

resistentes a la corrosión, en medios salinos como la arcilla del Valle de México, y garantizar su integridad durante toda la vida útil del edificio.

3.II.2.- COMPORTAMIENTO DEL PILOTE CON JUNTAS FLEXIBLES.

Cuando un pilote está dotado de un mecanismo de control con celdas de deformación, la carga sobre su cabeza permanece prácticamente constante con el tiempo, y el edificio es capaz de seguir los asentamientos regionales del subsuelo. Es decir, que bajo carga estática, el pilote recibe una carga constante, que en su mayor parte es transmitida directamente al estrato de apoyo, y otra parte se distribuye por fricción a lo largo del fuste del pilote. Es muy probable que la relación entre la carga transmitida por punta y por fricción, varíe substancialmente con el tiempo; sin embargo, ello no repercute en el buen funcionamiento del mismo.

Cuando el pilote se arma con juntas de Neopreno de espesor adecuado (5 mm , entre cada sección), se permite una distribución uniforme de los esfuerzos de compresión, evitando las concentraciones que pueden hacer estallar las *dovelas* si éstas presentan superficies irregulares.

Por otro lado, puesto que el mecanismo de control sobre la cabeza del pilote, asegura la aplicación de una carga prácticamente constante, el Neopreno 85A ($E = 200,000 \text{ ton/m}^2$ para $e \leq 20\%$, fig. 2.III.1. estará continuamente comprimido, y la deformación total del pilote bajo una carga de 160 ton será:

Estado del Comportamiento de Pilares Verticales

Pilares Verticales

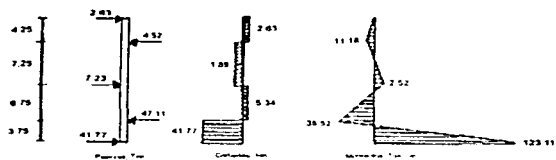


Fig. 6.8.2 Fuerzas cortantes y momentos resultantes sobre un pilar con juntas rígidas y punto en su base

Estudio del Comportamiento de Pilotes Verticales

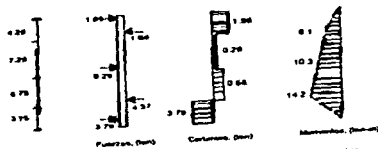


Fig. 7 B 2 Fuerzas, asentamientos y momentos resultantes sobre un pilote con juntas rígidas y punta articulada

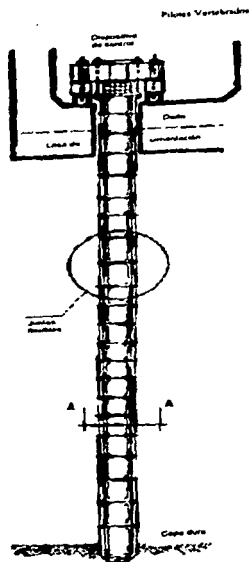


Fig. 8 B 2 Pilo vertical

$$\Delta h = \Delta h_{\text{total}} + \Delta h_{\text{mov}}^*$$

$$\Delta h_{\text{total}} = PL / a_p E = 5 \text{ mm}$$

6.III.1

7.III.1.

$$\Delta h_{\text{máx}} = 0.03 \text{ mm.}$$

8.III.1.

b).- Comportamiento dinámico.

Finalmente, un pilote con juntas de Neopreno 85A, reduce su rigidez de 18,000 ton-m² a 1272 ton-m² de tal manera que las fuerzas y momentos flexionantes sobre el fuste, se reducen en la misma proporción. Así para el caso en que se considere la punta del pilote, empotrada en el estrato duro, las fuerzas sobre el referido fuste serán

$$X_1 = -0.19 \text{ ton, } X_2 = 0.32 \text{ ton, } X_3 = -0.51 \text{ ton, } X_4 = 3.33 \text{ ton}$$

y el elastómero evitará la transmisión de momentos flexionantes importantes, entre las diferentes secciones del pilote. Por otro lado, si se considera la condición de punta articulada en el pilote, entonces las fuerzas se reducen a:

$$X_1 = -0.13 \text{ ton, } X_2 = 0.12 \text{ ton, } X_3 = -0.02 \text{ ton, } X_4 = 0.3 \text{ ton}$$

Además, para que no existan desplazamientos horizontales entre las diferentes secciones del pilote, es necesario que las juntas sean capaces de absorber las fuerzas cortantes sobre el mismo fuste. Dado el alto Coeficiente de fricción entre el Neopreno y el concreto ($\mu = 0.3$), podría considerarse que cuando el pilote esté cargado, las fuerzas friccionantes son suficientes, para evitar los desplazamientos horizontales entre las dos secciones. Sin embargo, debido al balanceo del edificio durante el sismo, puede ocurrir que algunos pilotes se descarguen completamente y aun resulten afectados por tensiones; de tal manera que resulta conveniente efectuar un postensado ligero del pilote (10 ton.) una vez armado, para garantizar su correcto funcionamiento bajo sismo severo, el postensado se realiza después de haber colocado el pilote, apoyándose en la losa de cimentación y la cabeza del mismo.

Finalmente, es necesario proteger el acero de refuerzo longitudinal contra la corrosión. Una alternativa interesante es el uso del Neopreno líquido inyectable; el cual tendría un comportamiento compatible con las juntas (Evans, 1966).

3.III.3.CONCLUSIONES.

- Las juntas flexibles permiten giros relativos entre dos secciones, evitando la transmisión de momentos flexionantes importantes.
- Un postensado ligero asegura el buen comportamiento del pilote seccionado, y con juntas flexibles ante sollicitaciones estáticas y sísmicas.
- Es necesario proteger el acero de refuerzo contra la corrosión. Una buena alternativa la proporcionan los elastómeros inyectables.

4 ANÁLISIS ESTÁTICO DE PILOTES VERTEBRADOS

4.1 CARACTERÍSTICAS DEL SITIO DONDE SE VAN A HINCAR.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En esta sección se resolverá un problema real de cimentación para una estructura utilizando la teoría de Zeevaert.

Se presentan los datos del Proyecto Arquitectónico y estructural así como los resultados del estudio de Mecánica de Suelos realizados por una compañía especializada.

Posteriormente, de entre los tipos de cimentación que era posible utilizar para la estructura en cuestión, finalmente se diseña la cimentación que se consideró más adecuada para resolver el problema en forma segura y económica.

DATOS DE PROYECTO Y DE MECÁNICA DE SUELOS

La estructura se refiere al gimnasio de la Delegación Benito Juárez, que el Departamento del Distrito Federal construyó en el predio ubicado en la Av. Municipio Libre haciendo esquina con la Calle Uxmal en México, D.F. Dicho gimnasio constituyó la primera etapa de un proyecto que comprende varias estructuras ligadas entre sí, las cuales partirán de la cara norte de este edificio.

El predio presentó una superficie plana y horizontal, aunque según datos que se recabaron, en esta área de la ciudad existieron tabiqueras que explotaban el terreno superficial dando lugar a irregularidades que posteriormente se rellenaron con material heterogéneo sin compactar; por otra parte, hasta hace algunos años, el sitio estuvo ocupado por diversas instalaciones, de cuyos cimientos existían vestigios.

Conforme al proyecto arquitectónico, el edificio ocupará un área de 36 m por 112 m y se localizará según lo muestra la fig. 4.III.2. Constará de semisótano, planta baja y un mezzanine, entre los ejes A, G, 5 y 9 (fig. 4.IV.1). Los niveles de los entrepisos respecto al nivel medio de banqueta serán: semisótano, -1.00 m; planta baja, +2.4 m; mezzanine, +6.00 m y cubierta de azotea, +11.75 m.

De acuerdo a los datos proporcionados, la cubierta de azotea consistirá de elementos preesforzados tipo doble T, apoyados en columnas perimetrales (ejes A, G, 1 y 12) de concreto reforzado.

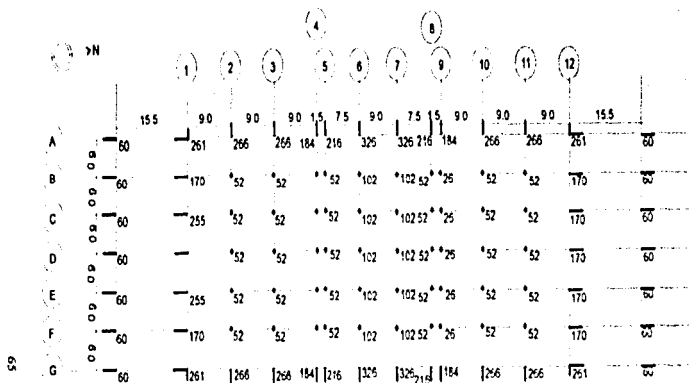
En la fig. 4.IV.1 se anotan las descargas transmitidas a la cimentación; puede observarse la simetría de las descargas, de distribución peculiar, con valores muy bajos en las columnas interiores y máximos en la periferia con valores hasta de 326 ton.

TRABAJOS DE CAMPO

Consistieron en la ejecución de dos sondeos mixtos (SM-1 y 2), dos pozos a cielo abierto (PCA-1 y 2) y la instalación de una estación piezométrica (EP-1), localizados como se indica en la fig. 4.III.2.

En los sondeos se combinó el muestreo inalterado con el alterado; el primero se realizó mediante tubos de pared delgada tipo "Shelby" de 10 cm (4") de diámetro hincados a presión; mientras que el muestreo alterado, fue empleando penetrómetro estándar según procedimiento convencional ASTM D-1586. Al recuperar las muestras alteradas, se determinó también la resistencia a la penetración del muestreador; en las figs. 3 y 4 se reporta la variación de dicha resistencia (No. de golpes) con la profundidad.

De los pozos a cielo abierto se observó la estratigrafía del terreno, extrayendo, donde fue posible, muestras cúbicas inalteradas y alteradas representativas.



ACOTACIONES EN METROS

CALLE URMAL

ESTA FIGURA ES COPA DEL PLANO E-O PRO
PORCIONADO POR DIEPLAS S.A. EL 2 DE
OCTUBRE DE 1978

LAS DESCARGAS ESTAN DADAS EN TON
CONSIDERAN LA CARGA VIVA PARA FINES
DE ANALISIS ESTRUCTURAL. NO INCLUYEN
PESO PROPIO DE LA CIMENTACIÓN

Fig 1 N 1. DESCARGAS A LA CIMENTACIÓN

Z m	A ₁ m	h ton/m ²	Ø	C ton/m ²	K ₀	m _v	P ₀ ton/m ²	u ton/m ²	σ _v ton/m ²	σ _h m ²	A ₂	H ₁	C ₁	D ₁	σ _v ton/m ²	(σ _v) _{1/2} ton/m ²	σ _h ton/m ²	NF ton
0															6.0	6.0	6.0	0
2.0	1	1.3	0	1.4	0	0	2.6	0	2.6	1.98	1	0	0.505	1.05	6.0	8.6	7.55	2.08
9.5	7.5	1.49	0	1.3	0	0	13.77	7.1	6.67	11.34	1	0	0.088	1.27	5.76	12.43	10.97	16.61
14.3	4.8	1.23	0	1.7	0	0	19.70	7.5	12.2	12.59	1	0	0.779	0.959	5.34	17.54	15.27	28.59
16.4	2.1	1.5	0	2.4	0	0	22.85	7.0	15.85	13.63	1	0	0.073	0.547	5.16	31.01	18.37	36.02
22.8	6.4	1.36	0	3.6	0	0	31.55	6.0	25.55	16.41	1	0	0.061	2.078	4.5	30.05	25.77	70.16

V. V. V. V. V.

Análisis Finito de Elementos

La profundidad de exploración en los pozos y sondeos se reporta enseguida:

SM-1	30.10
SM-2	30.00
PCA-1	2.50
PCA-2	2.90

Con el objeto de conocer el estado de presiones de poro en el subsuelo y definir con mayor precisión la profundidad del nivel freático (NF), en la perforación dejada por el sondeo SM-1 se instaló un piezómetro abierto tipo Casagrande (p-1) y un tubo ranurado. En perforaciones por separado localizadas a 1.5 m. de distancia del sondeo, se instalaron otros dos piezómetros del mismo tipo (P-2 y P-3). La profundidad de instalación de todos ellos, las fechas de medición y las profundidades de los niveles piezométricos respecto a la superficie actual del terreno, se presentan en la tabla 5.1.2, entre paréntesis se indica la profundidad de instalación, en metros.

Tabla 5.1.2 Profundidades de instalación y de niveles piezométricos

FECHA	PROF NF (5.40)	PROF P-1 (29.00)	PROF P-2 (18.55)	PROF P-3 (12.00)
4/X/78	instalación	instalación	instalación	-----
5/X/78	-----	21.60	14.32	instalación
6/X/78	2.20	21.60	14.30	2.70
7/X/78	2.30	21.71	14.30	2.60
11/X/78	2.43	21.40	14.33	2.42
11/X/78	se lavó	se lavó	se lavó	se lavó
11/X/78	2.33	20.72	13.39	2.29
17/X/78	2.34	21.75	13.80	2.37
21/X/78	2.36	21.42	13.75	2.40
30/X/78	2.30	20.60	13.75	2.48
15/XI/78	2.39	20.54	13.74	2.39

En la tabla puede observarse que mientras en el piezómetro P-3 no existe abatimiento de presión de poro, en el P-2 es de 11.4 ton/m² y en el P-1 de 18.2 ton/m², calculados considerando el nivel freático definido a 2.39 m bajo la superficie del terreno

Cabe mencionar que en la estación piezométrica instalada posteriormente, para el estudio de la cimentación de los edificios de Gobierno y Justicia de la Delegación, distante unos 200 m, se encontró que el piezómetro instalado a 24.65 m de profundidad estaba seco, definiéndose un manto colgado de agua.

ENSAYES DE LABORATORIO

Las muestras se ensayaron en laboratorio para determinarles:

a) Grupo respecto al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

A muestras de suelo alteradas se les determinó además:

- b) Contenido natural de agua, "W"
- c) Límites de consistencia líquido y plástico, "LI" y "LP".
- d) Porcentaje de finos (material que pasa la malla 200), "F"

Por otra parte, a muestras inalteradas seleccionadas se les determinó:

- e) Resistencia a la compresión simple, "Squ".
- f) Características de compresibilidad en pruebas de consolidación unidimensional
- g) Peso específico relativo "Ss", relación de vacíos "e", peso específico "γ", grado de saturación "G", calculados para probetas ensayadas al determinar f), y g).

La variación con la profundidad de las propiedades a) - e) y g) se reporta en las figs. 2.IV.1 , 3.IV.1 y 2.III.2. Los resultados de las pruebas de consolidación unidimensional (curvas relación de vacíos vs presión media aplicada) se presentan en las figs. 4.IV.1 a 8.IV.1.

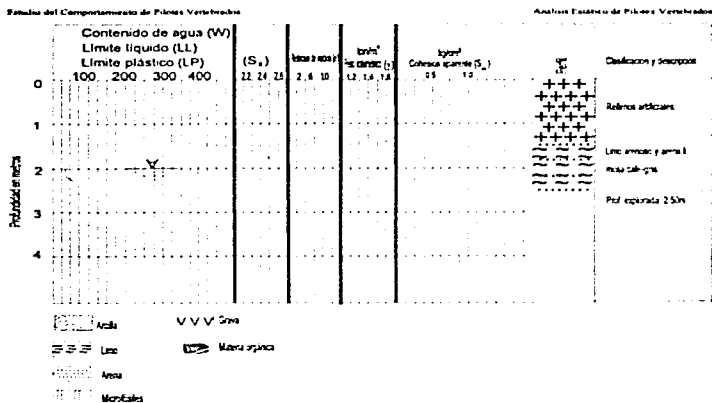
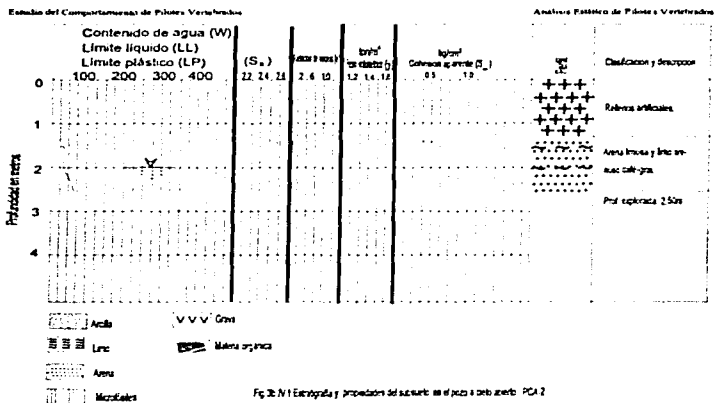


Fig. 3a.11 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el pozo a 600 m de alt. PO 1

ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES

A partir de los datos obtenidos en campo y laboratorio, se construyeron los perfiles estratigráficos y de propiedades mostrados en las figs. 2.IV.1, 3.IV.1, y 2.III.2. La estratigrafía en el sitio corresponde con la llamada Zona de Transición de la Cd. de México. La secuencia estratigráfica y propiedades medias características se resumen a continuación, refiriendo los estratos a la superficie del predio.

0 - 2.0 m Rellenos artificiales constituidos por mezclas de arena, limo y arcilla y desechos de material de construcción. Su espesor puede ser mayor en otros puntos del predio.



2.0 - 9.5 m Limo café y gris obscuro con contenidos variables de materia orgánica y lentes intercalados de arena fina, arcilla y vidrio volcánico. Características:

"W" 30 a 110%, a excepción de un estrato de turba donde alcanza valores de 380%.

"Ss" 2.11 a 2.49

"e" 1.26 a 2.84

"&" 1.35 a 1.64 ton/m³

"Squ" 1.2 a 4.0 ton/m³

9.5 - 14.3 m Arcilla limosa y limo arcilloso gris verde y café-rojo, de consistencia muy suave a media con microfósiles, vetas de limo, arena fina y vidrio volcánico. Características:

"W"	110a 465%
"Ss"	2.16 a 2.35
"e"	3.00 a 9.92
"&"	1.12 a 1.35 ton/m ³
"Squ"	1.7 a 5.1 ton/m ²

14.3 - 16.4 m Limo arenoso, gris verde, de compacidad baja a media, con estratos delgados de vidrio volcánico. Características:

"W"	40 a 125%
"Ss"	2.33 a 2.55
"e"	1.2 a 2.98
"&"	1.31 a 1.69 ton/m ³
"Squ"	3.3 a 6.5 ton/m ²

16.4 - 22.8 m Arcilla limosa café-rojo y gris verde, de consistencia suave a muy firme, conteniendo microfósiles y lentes intercalados de limo, arena fina y vidrio volcánico. Características:

"W"	hasta de 320%
"Ss"	2.15 a 2.43
"e"	1.52 a 6.58
"&"	1.15 a 1.57 ton/m ³
"Squ"	4.6 a 10 ton/m ²

22.8 - 30.1 m Depósitos areno-limosos y limo arenosos gris-verde y café, compactos, con poca grava fina. Características:

"W"	20 a 40%
"F"	26 a 57%
"N"	21 a > 50 golpes.

"N" número de golpes en la prueba de penetración estándar.

sondeo	prof. (m)	S_s	W	c	G
SM-1	4.70	2.42	81.2	1.93	100.0

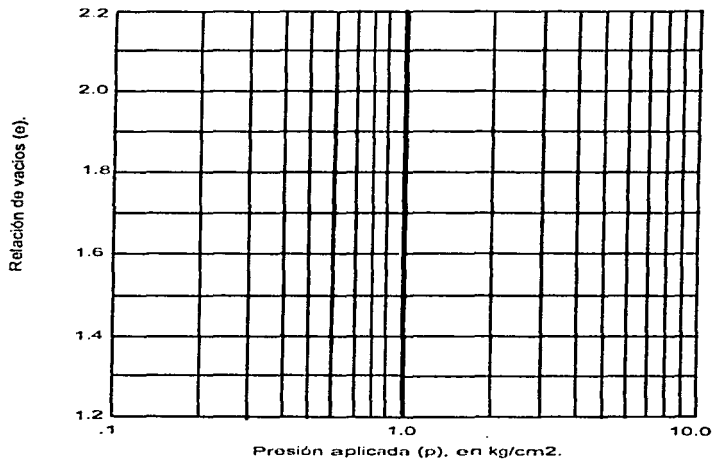


Fig.4.IV.1 Curva de Compresibilidad.

sondeo	prof. (m)	Ss	W	ρ	C
SM-1	10.75	2.23	325.5	7.31	99.3

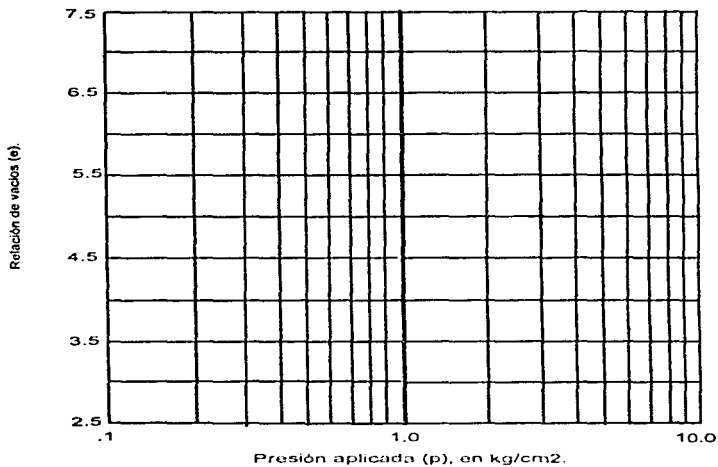


Fig.5.IV.1 Curva de Compresibilidad.

sondeo	prof. (m)	S _s	W	e	G
SM-1	14.45	2.23	213.5	5.33	109.0

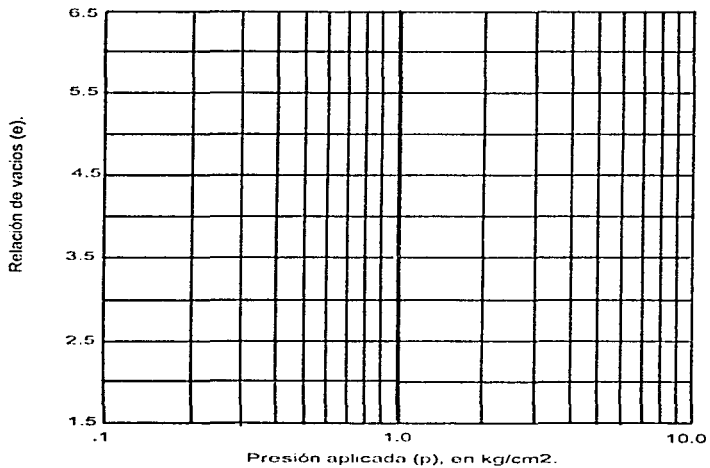


Fig.6.IV.1 Curva de Compresibilidad.

sondeo	prof. (m)	S _s	W	e	C
SM-1	20.55	2.33	191.1	4.45	99.7

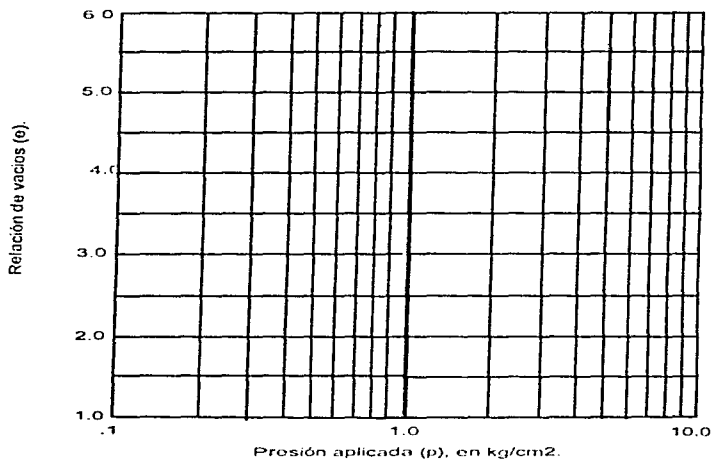


Fig.7.IV.1 Curva de Compresibilidad

sondeo	prof. (m)	S _s	W	μ	C
SM-1	21.90	2.43	02.4	1.62	99.9

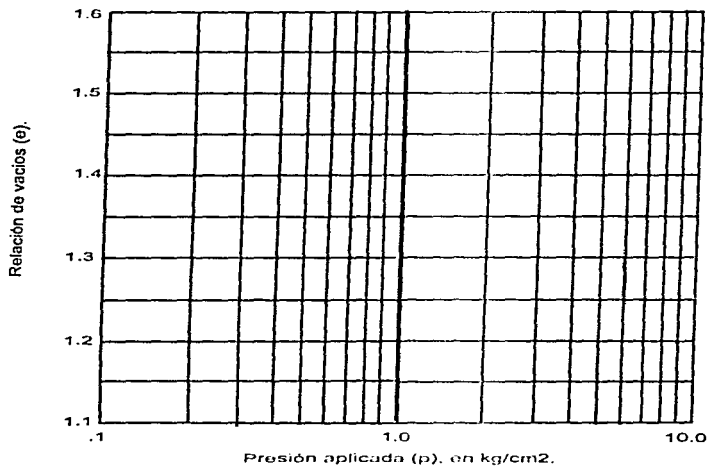


Fig.8.IV.1.Curva de Compresibilidad

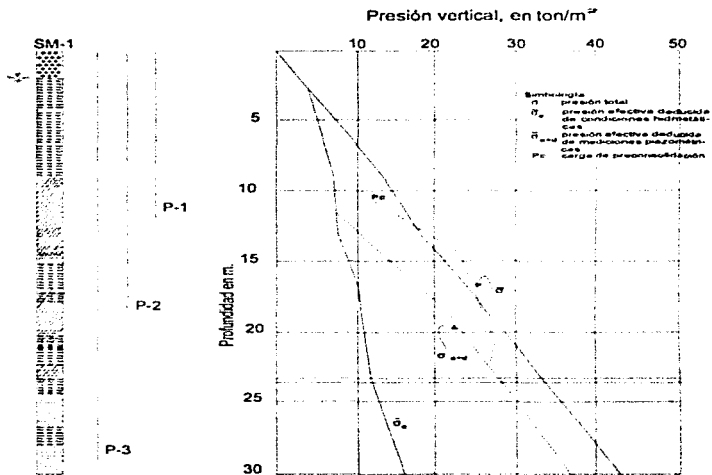


Fig. 9.IV.1 Distribución de presiones en el subsuelo.

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

Estudio del Comportamiento de Pilotes Verticales

Análisis Estático de Pilotes Verticales

En lo referente a las condiciones hidráulicas del subsuelo, las mediciones piezométricas indican un fuerte abatimiento de la presión de poro, siendo el estado de presiones en 1978 el que se reporta en la fig. 9.IV.1. Puede notarse que no llega a detectarse un manto colgado en el lugar, no obstante que así se determinó en 1977.

De acuerdo a las nivelaciones efectuadas por la Comisión de Aguas del Valle de México la zona se encontraba sujeta a un hundimiento regional de 1.5 cm/año en promedio durante el periodo 1970 -1973.

SOLUCIÓN DE LA CIMENTACIÓN

TIPO DE CIMENTACIÓN - Al elegir el tipo de cimentación más conveniente para la estructura dada, es necesario considerar la estratigrafía y propiedades del subsuelo, magnitudes de las descargas de la estructura, el costo, el procedimiento constructivo y el comportamiento esperado del edificio.

En este caso, la construcción posterior de estructuras que se anexarán al gimnasio, exige que éste siga el hundimiento natural del terreno. Las cimentaciones compensadas solucionan este problema, pero cuando el edificio consta de dos o más cuerpos de distinta importancia, se hace necesario que la cimentación de cada cuerpo se localice a la misma profundidad para lograr que las estructuras se comporten en idéntica forma. Esto provoca que en los cuerpos ligeros sea necesario lastrar la cimentación, lo cual sería antieconómico.

Otra solución puede ser el empleo de pilotes de fricción, los cuales seguirían el hundimiento natural del terreno.

Sin embargo, un análisis cuidadoso de la estratigrafía muestra que, intercalados en los estratos de suelo suave, existen lentillas de arena y vidrio volcánico, con lo cual se

corría el riesgo de que alguno o varios pilotes lleguen a alcanzar una de estas lentillas y se convirtieran en pilotes de punta, provocando el desplome del edificio.

Estas consideraciones nos indicaron, como la alternativa más adecuada, emplear pilotes de control, los cuales permiten que el edificio siga el hundimiento natural del terreno, pudiéndose corregir los asentamientos diferenciales que se presentaran a futuro.

Puesto que el proyecto arquitectónico impuso la necesidad de construir un semisótano a 1 m de profundidad, fue conveniente que parte del peso de la estructura se compensará con esta excavación y de esta forma utilizar un menor número de pilotes (cabe aclarar que esta medida 'combinar dos métodos' fue aplicable en el año de 1978, cosa que ya no se puede hacer en 1997, según las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcción Para el Distrito Federal).

Así, todas las descargas centrales fueron absorbidas por la compensación y las descargas mayores de las columnas perimetrales por los pilotes de control.

Además, con objeto de prevenir un asentamiento desigual del terreno, debido a la presencia del material del terreno no compactado, y para evitar que debido a esto no se puedan operar eficientemente los pilotes de control perimetrales, se dejaron las preparaciones suficientes en las columnas interiores que permiten la colocación posterior de pilotes de control en la zona requerida, con objeto de corregir un mal funcionamiento de la cimentación; los pilotes requerirán de mantenimiento periódico posterior al hincado de los mismos según las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Cimentaciones del R.C.D.F.

4.2 CAPACIDAD DE CARGA

DETERMINACIÓN DEL ESTRATO PORTANTE

Por simple inspección de la estratigrafía observamos que existen estratos muy suaves hasta los 23 m en donde se localiza el primer estrato duro y para lo cual se determinó su capacidad por punta para un pilote supuesto de 45 cm de diámetro. Para este estrato; utilizando la gráfica número de golpes- ϕ para penetración estándar, obtenemos $\phi = 38^\circ$, $N_q = 180$ y $D_r = 0.7$, el esfuerzo natural a 23 m es de 26 ton/m², así:

$$Q_{pu} = PI(225)^2 \cdot 2(1.2) \cdot 26(180)(0.7 + 1) = 516 \text{ ton.}$$

$$Q_{pa} = 516/3 = 172 \text{ ton.}$$

por lo tanto, se eligió a éste como estrato de apoyo para los pilotes.

DETERMINACIÓN APROXIMADA DEL NÚMERO DE PILOTES

La losa inferior se colocó a 1 m de profundidad y el peso del material excavado se compensó con la carga aplicada por contacto por la losa de cimentación

La carga por compensar fue, considerando la excavación a una profundidad de 1.20 m para alojar la losa, considerando su espesor de 0.25 m por contratraves y siendo 1.3 ton/m³ el peso específico del material excavado

$$Q_t = (1.2)(1.3)(112)(36) = 6290 \text{ ton.}$$

El peso total de la estructura es 11456 ton, el peso de la losa de cimentación de:

$$Q_l = (0.25)(2.4)(112)(36) = 2419 \text{ ton.}$$

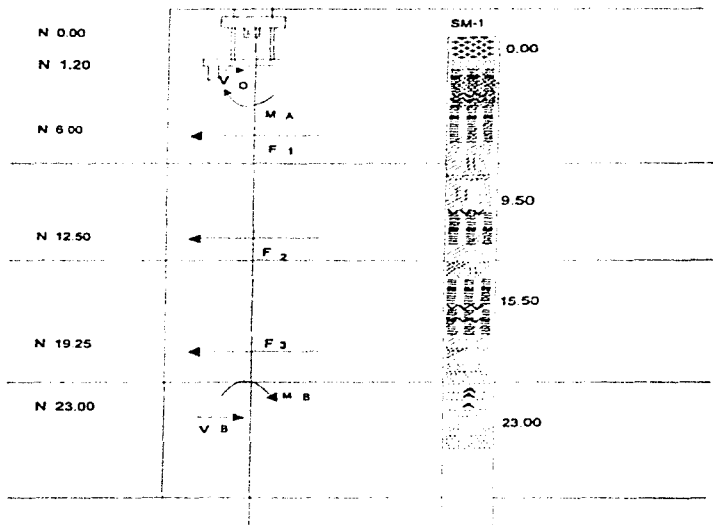
por lo tanto, el peso que absorberán los pilotes es:

$$Q_p = 11456 + 2419 - 6290 = 7585 \text{ ton.}$$

Considerando pilotes de 45 cm. de diámetro, los cuales son capaces de soportar 100 ton. y cuyo peso es:

$$\text{No. de Pilotes} = Q_p / 100 \cdot P_p = 7585 / 100 = 8.78 = 83$$

Por simetría se colocaron 88 pilotes dispuestos como muestra la fig. 11.IV.1, en donde observamos que los pilotes se colocaron en las orillas para absorber, sin problema, la carga. De esta forma todas las cargas centrales fueron compensadas por la excavación.



F₂ FUERZAS INDUCIDAS POR SOLICITACIONES SÍSMICAS

M_B MOMENTO EN LA PUNTA DEL PILOTE

V_O CORTANTE EN LA CABEZA DEL PILOTE

V_B CORTANTE EN LA PUNTA DEL PILOTE

Fig.10 IV.1. SOLICITACIONES SÍSMICAS



NOTAS

ACOTACIONES EN METROS

ESTA FIGURA ES COPIA DEL PLANO E-O PRO
PORCIONADO POR DIEFPLAS S.A. EL 2 DE
OCTUBRE DE 1978

LAS DESCARGAS ESTAN DADAS EN TON
CONSIDERAN LA CARGA VIVA PARA FINES
DE ANALISIS ESTRUCTURAL. NO INCLUYEN
PESO PROPIO DE LA CIMENTACION

Fig. 11 IV.1. DISTRIBUCION DE PILOTES.

FRICCIÓN NEGATIVA DE LOS PILOTES VERTEBRALES

Se determinó la carga por fricción negativa que son capaces de absorber los pilotes, para lo cual fue importante definir el proceso constructivo que se seguiría.

Para este caso particular se consideró que el hufamiento provocado por la excavación era mínimo y que, por lo tanto, no era recomendable hincar los pilotes antes de la excavación, sino que se colocaron después de haberse construido la planta baja y mezzanine de tal manera que pudo reducirse el tiempo de construcción y el costo de la obra.

Los pilotes así colocados constan de secciones de 1m de longitud las cuales poseen cuatro agujeros perimetrales y uno central que nos permiten armarlas y colarlas para formar un pilote monolítico. Antes de ir colocando las secciones en el terreno se realizó una perforación (con extracción de material) hasta el estrato duro cuyo diámetro es igual o un poco mayor al diámetro de las secciones, las cuales se encajan al terreno con la ayuda de un gato hidráulico, que se apoyó en la parte de la estructura ya construida.

Aunque la fricción negativa varía con el área tributaria de los pilotes, aquí únicamente se darán los resultados del análisis de uno de ellos. Se consideró el pilote marcado con la letra "A" en la fig. 11.IV.1 para el cual se determinaron sus áreas tributarias.

Para calcular el área efectiva en los estratos cohesivos deben utilizarse las ecuaciones del caso II, puesto que, el frotamiento es constante para cada estrato que atraviesa el pilote, e igual a la cohesión. De aquí en adelante el radio del pilote se considerará:

$$\bar{r}_0 = 1.05(22.5) = 23.6 \text{ cm,}$$

puesto que la superficie de falla se localiza a esa distancia.

Si " x_e " es la distancia de la cabeza del pilote a la profundidad de cada estrato; para el primer estrato se tiene:

$$x_e / \bar{r}_e = 1 / 0.236 = 4.26$$

$$(l_e)_e = 2.06$$

de la misma gráfica, considerando " r " como la distancia a cada uno de los demás pilotes, se obtiene:

$$\sum_1^n (l_e)_e \approx 0$$

El área efectiva es:

$$a_{e1} = 2 \pi x_e^2 / 2^{1/2} l_{ec} = 2 \pi 1^2 / 2^{1/2} 2.06 = 2.16 \text{ m}^2$$

$$a'_{e1} = a_{e1} - a_v = 2.16 - \pi (0.236)^2 = 1.98 \text{ m}^2$$

Para que el área nominal se pueda considerar es necesario que el radio equivalente adquiera un valor mayor de 2.25 m (fig. 11.IV.1) y el valor del área trazada es:

$$a_1 = \pi R_e^2 \left(\frac{2A + 2B}{360^\circ} \right) + \frac{(2.25)^2}{19 A} + \frac{(0.75)^2}{19 B} - a_v = 1.98 \text{ m}^2$$

Aplicando el mismo procedimiento se obtienen las áreas tributarias de los demás estratos:

$$\text{Para el segundo estrato } "x_e" = 8.5 \text{ m} \quad \bar{a}_2 = 11.34 \text{ m}^2$$

$$\text{Para el tercer estrato } "x_e" = 13.3 \text{ m} \quad \bar{a}_3 = 12.59 \text{ m}^2$$

Para el cuarto estrato " z_4 " = 15.4 m

$$\bar{\alpha}_4 = 13.63 \text{ m}^2$$

Para el quinto estrato " z_5 " = 21.8 m

$$\bar{\alpha}_5 = 16.41 \text{ m}^2$$

Con estos datos se procede a calcular la fricción negativa considerando las siguientes ecuaciones:

$$\alpha = A_1 (\bar{\alpha}_w)_s - B_1 \alpha_1 - C_1 (NF)_s - D_1$$

$$(NF)_s = ((\bar{\alpha}_w)_s - \alpha) a$$

$$A_1 = \frac{\bar{\alpha}}{a + m_1 \Delta z} ; B_1 = \frac{m_1 z}{a + m_1 \Delta z} ; C_1 = \frac{1}{a + m_1 \Delta z} ; D_1 = \frac{w \Delta z C_1}{a + m_1 \Delta z}$$

$$m_1 = \pi \bar{r}_o K_o$$

$$K_o = \frac{tg \phi}{N_c}$$

$$w = 2 \pi \bar{r}_o = 2 \pi (0.236) = 1.48 \text{ m}$$

De la tabla (1.IV.2) se puede observar que los valores de esfuerzos iniciales y finales son, aproximadamente, iguales $\alpha_w = 25.55 \text{ ton/m}^2 \approx \alpha = 25.77 \text{ ton/m}^2$, esto indica que la sobrecarga por contacto que transmite la losa al terreno la tomarán los pilotes por fricción negativa y será igual a 70 ton, el resto de la carga se colocará en la cabeza del pilote por medio de un puente, anclado a la losa.

De esta forma, para el pilote considerado, se observa que debe absorber 85 ton, de éstas, 70 las absorberá por fricción negativa y las restantes se le aplicarán en la cabeza por medio del puente y celdas de deformación.

Al trazar el diagrama de esfuerzos se observa que los esfuerzos finales σ_c no rebasan los esfuerzos críticos σ_{cr} reportados por el laboratorio de Mecánica de Suelos (fig. 5.III.2). Esto quiere decir que los asentamientos del suelo se presentarán dentro de los rangos permitidos.

4.3 ASENTAMIENTOS.

Los asentamientos que deben esperarse durante la construcción de la obra son los provocados por la reaplicación de carga del suelo, después de realizada la excavación. Dicho asentamiento puede calcularse con la fórmula:

$$\delta_s = \sum_{e=1}^n P_e m_{se} (\sigma_e - \bar{\sigma}_e) \Delta_{se}$$

donde P_e es el factor de recompresión cuyo valor, para los diferentes estratos, es:

$$P_e = (\sigma_e / \sigma_{se})^c$$

σ_e = disminución promedio del esfuerzo inicial en Δ_e

σ_{se} = esfuerzo inicial promedio en Δ_e

$c \cong 1.5$ para suelos de la Cd. de México.

La tabla 1 IV.3 muestra los cálculos.

Prof. m	Δz_i (prom) m	σ_i (prom) ton/m ²	σ_w (prom) ton/m ²	α_i (prom) ton/m ²	α_w (prom) ton/m ²	m_{i1} m ² /ton	$\Delta\delta_i$ m
0							
2	1	1.3	1.95	0.65	0.544	0.0036	0.0025
9.5	7.5	1.28	4.64	3.36	0.145	0.0036	0.0050
14.3	4.8	1.21	9.44	8.23	0.046	0.0030	0.0008
16.4	2.1	1.14	14.03	12.89	0.023	0.0024	0.0001
22.8	6.4	1.07	20.7	19.63	0.012	0.0028	0.0000
23.3	0.5	0.97	26.9	24.93	0.007	0.0012	0.0000

$$\delta_s = 0.0084 \text{ m}$$

De aquí se puede concluir que el hundimiento debido a la excavación será todavía menor a los 8 mm, por lo tanto, no será necesario tomar ninguna precaución especial durante la excavación para prevenir este hundimiento.

El asentamiento debido a la reaplicación de la carga por compensación fue de 8.5 mm, y por lo tanto, no representó ningún problema, y se consideró que se presentarían durante el tiempo de construcción. Los asentamientos que sufrirá el edificio durante su vida útil serán los que proveen la aplicación de la sobrecarga superficial de 6 ton/m² y los de la punta del pilote sobre el estrato duro, es decir:

$$d_1 = \sum_{i=1}^{23} m_{i1} (\sigma_i - \sigma_w) \Delta z_i + (d_p)_{11}^2$$

Además se presentará el asentamiento de los estratos suaves debido a la sobrecarga que les transmite el estrato duro, donde se apoyará la punta del pilote. Debido a la falta de datos de la estratigrafía bajo el estrato duro, su cuantificación no se realizó en este caso, además, se consideró que su valor sería despreciable. La tabla 2.IV.3 presenta el cálculo del

asentamiento para la sobrecarga impuesta por la losa de cimentación de 6 ton/m^2 que se obtuvo del análisis de los pilotes por fricción negativa.

Tabla 2-IV.3

Prof m	Δs_n m	σ_n (prom) ton/m ²	σ_{n-1} (prom) ton/m ²	m_{n-1} m ³ /ton	$\Delta \Delta s_n$ m
0					
2	1	7.16	1.95	0.0036	0.018
9.5	7.5	9.26	4.64	0.0036	0.125
14.3	4.8	13.41	9.44	0.0030	0.057
16.4	2.1	17.11	14.03	0.0024	0.015
22.86	6.4	22.07	20.7	0.0028	0.024

$$s_{n-1} = 0.239 \text{ m}$$

Para obtener el asentamiento de la punta del pilote se requirió conocer los valores del módulo de deformación del estrato de apoyo. Como el laboratorio no reportó estos valores, se estimaron con la ayuda de la tabla 3-IV.3, la cual sugiere para un suelo compacto ($D_r = 0.7$) un valor $C_u = (2.0) 10^3$ y $n = 0.45$, por lo tanto

Tabla 3-IV.3. Valores del módulo de deformación

Grado de compactación	D_r	C_u (10^3)	n
Muy suelto	0.2	10.0	0.65
Suelto	0.2-0.4	10-6.0	0.65-0.60
Semicompacto	0.4-0.6	6.0-3.0	0.60-0.50
Compacto	0.6-0.8	3.0-2.0	0.50-0.45
Muy compacto	0.8	2.0	0.45

$$M_1 = C_u \sigma_c^* = (2.0) 10^3 ((26.49) (0.238))^{2.43} = 0.004 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

Utilizando el valor correspondiente de la tabla 3.IV.3, se calcula el asentamiento de la punta del pilote como se muestra en la tabla 4.IV.3

$$\delta_2 = \sum_{i=1}^n M_i \Delta \sigma_i \Delta z_i$$

Tabla 4.IV.3.

Δz_i m	M m ² /ton	$\Delta \sigma$ (prom) ton/m ²	$\Delta \delta_2$ m
1	0.0004	130	No se considera
1	0.0004	71	0.0284
1	0.0004	30	0.0120
1	0.0004	24	0.0096

$$\delta_2 = 0.0500 \text{ m}$$

y el asentamiento total esperado será:

$$\delta_1 = 0.239 + 0.050 = 0.289 \text{ m}$$

En este caso no se consideró el asentamiento del primer tramo de suelo bajo la punta, puesto que se considera que éste ocurrirá al realizar el ensaye de carga. Dicho ensaye se lleva a cabo inmediatamente después de haber colocado el pilote y antes de transmitirle carga a la cabeza por medio del puente

5.- ANALISIS DINÁMICO DE PILOTES VERTEBRADOS

Con el programa creado en esta tesis se determinarán los esfuerzos a los que estarán sujetos los pilotes durante el sismo, lo cual permitirá que sean diseñados estructuralmente.

Aunque existe una excavación de 1 m de profundidad y un cajón de cimentación que podría absorber parte del sismo por empuje pasivo, no fue conveniente considerar este efecto puesto que dicho empuje sería eliminado cuando se construyeran los edificios anexos al gimnasio. Por lo tanto, únicamente se consideró a los pilotes para absorber el sismo.

5.1 CREACIÓN DEL PROGRAMA.

DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA

- Declaración de las variables que intervendrán en el programa haciendo una distinción entre las reales, enteras y parámetros.
- Apertura del archivo (chuy.dat), en el cual se guardan los valores leídos en el programa.
- Cálculo de la masa de cada nivel.
- Cálculo de los momentos de inercia de cada tipo de columna para cada nivel en la dirección "x" o "y" (sentido corto o largo).
- Cálculo de la rigidez de nivel (se suman las rigideces de cada tipo de columna por cada nivel y se multiplican por la fórmula de rigidez que le corresponda según el tipo de apoyo de las columnas).
- Formación de la matriz de rigidez linealizada (en diagonal principal y 2 diagonales secundarias).
- Formación de la matriz de masa linealizada (en diagonal principal)
- Programación del Método de Newmark, basado en el proceso de iteración Stodola - Vianello con el cual se obtiene el primer modo fundamental - frecuencias de

desplazamiento - de vibración de las estructuras (es aplicable solamente a las estructuras sencillas o cercanamente acopladas).

- Programación del Método de Holzer con el cual se obtienen los modos superiores al primero (solamente es aplicable a estructuras sencillamente acopladas; es necesario dar valores aproximados de los modos fundamentales)
- Cálculo del período del edificio para cada nivel
- Cálculo del módulo de la cimentación.
- Cálculo del giro en la dirección del sismo (utilizando la sumatoria de productos de coordenadas según la dirección del sismo).
- Cálculo del centro de gravedad del edificio (utilizando las alturas y masas de cada piso).
- Cálculo del período natural del edificio
- Cálculo del período total de cada nivel del edificio
- Cálculo de los desplazamientos relativos libres de cada nivel del edificio.
- Cálculo de los factores de participación para cada modo de vibración.
- Cálculo del cortante total en la base
- Cálculo del momento sísmico
- Cálculo del incremento de carga por sismo en cada pilote (según la dirección del sismo).
- Cálculo de los períodos naturales del suelo (los valores de rigidez del suelo son obtenidos por el laboratorio de Mecánica de Suelos).
- Cálculo del desplazamiento máximo de la superficie
- Cálculo de los desplazamientos del suelo a la mitad de cada estrato
- Cálculo de los desplazamientos del pilote a la mitad de cada estrato, debido al cortante en la punta del pilote (utilizando el Método de la Carga Unitaria, considerando el pilote empotrado en la base y libre en la cabeza).
- Cálculo de las diferencias entre los desplazamientos del suelo y del pilote.
- Cálculo de los factores de deformación (utilizando la fórmula del pilote empotrado en su punta y libre en la cabeza).
- Formación de la matriz carga deformación linealizada columna por columna.

- Empleo de la subrutina "Descom" para descomponer una matriz real por eliminación gaussiana.
- Empleo de la subrutina "Solu" para encontrar la solución del sistema lineal.
- Cálculo del cortante en la punta del pilote.
- Cálculo del momento en la base del pilote.

5.2 DISEÑO DEL PILOTE.

el diagrama de esfuerzos del pilote es el representado en la fig. 1 V.1:

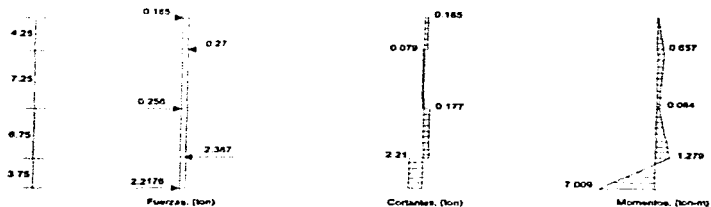


Fig. 1 V.1 Diagrama de esfuerzos del pilote

Aquí podrían calcularse los desplazamientos reales del terreno debidos a la presencia de los pilotes, de tal manera que los esfuerzos antes calculados sufrirían una pequeña reducción. En este caso se diseñará al pilote con los esfuerzos calculados puesto que su reducción sería mínima, y así tendremos un mayor margen de seguridad.

El cortante que debe absorber la cimentación por frotamiento es el 85% del cortante total, es decir:

$$V_f = 0.85 (985.739) = 837.87815$$

Considerando que el ángulo de fricción entre el suelo y la losa de cimentación puede absorber un cortante de :

$$V_f = A_{\text{ciment}} \cdot \sigma \cdot \text{tg} \phi = 112 (36) (1.3) \text{tg} 25^\circ = 2171 \text{ ton}$$

y el factor de seguridad contra el deslizamiento es:

$$F.S. = (2171 / 837.87815) = 2.59107$$

el cual se considera adecuado

Conociendo los diagramas de esfuerzos a los que estará sujeto el pilote, se puede diseñar estructuralmente, procediéndose como si se tratara de una columna corta, puesto que se considera que el suelo proporciona un ademe adecuado. Para el diseño se utilizaron las recomendaciones del "diseño al límite". Considerando la sección propuesta:

según el reglamento de construcciones del D.F.

$$f_c^* = 0.8 f_c' = 0.8 (250) = 200.00 \text{ kg/cm}^2$$

en el caso de cargas accidentales:

$$f_c^{**} = 0.80 f_c^* = 170 \text{ kg/cm}^2$$

carga sobre el pilote:

$$P = 85 + 8.78 + 3.599 = 96.49 \text{ ton}, \quad M = 7.009 \text{ ton-m}$$

$$P_u = 1.6 (97.37) = 155.792$$

$$M_u = 1.6 (7.009) = 11.2144$$

$$e_u = M_u / P_u = 0.07198 \text{ m}$$

$$d / r_u = 40 / 45 = 0.89 \approx 0.9$$

$$K = P_u / (d^3 f_c'') = 155792 / (45)^3 \cdot 170 = 0.452555$$

$$R = (10.5) 10^3 / d^3 f_c'' = 0.06778$$

$$q = 0.1$$

$$P = q f_c'' / f_y' = 0.1 (170) / 4200 (0.8) = 0.00506$$

deberá colocarse acero mínimo $P = 0.01$; $A_s = 15.9 \text{ cm}^2$

El diámetro total del pilote es de 45 cm y su perforación central de 20 cm. Las varillas (G - 42) se pueden colocar en las cuatro perforaciones del pilote para lo cual cuentan con 5 cm de recubrimiento. La perforación central posee un tapón en el fondo que sobresale unos 5 cm, el cual nos permite colocar las secciones sin que éstas se desvien y además absorben el cortante a que están sujetas. El cortante que puede absorber la sección es:

$$A_{vc} = (\pi (20)^2 / 4) (0.5) (f_c'')^{1/2} = 2.4836 \text{ ton} > 2.38 \text{ ton}$$

por lo tanto la sección se considera adecuada.

Cada vez que se introduce una sección, se colará su parte central y el armado se colocará cada 2 secciones para mayor facilidad y dejando el anclaje necesario para la siguiente sección.

RECOMENDACIONES

Para la construcción de la cimentación del gimnasio de la Delegación Benito Juárez se recomendó lo siguiente:

- a) La subestructura consistirá en una losa de cimentación reforzada con traveses por debajo de la misma y muros de contención en el perímetro.
- b) Las descargas de las columnas centrales serán absorbidas por compensación de pesos y las descargas perimetrales se tomarán por medio de pilotes de control.
- c) Antes de colocar los pilotes se realizará una preexcavación de 22.5 m a partir del nivel -1.00 y asegurándose de penetrar por lo menos 50 cm en el estrato duro.
- d) Los pilotes serán prefabricados formados por secciones de 1m de longitud y 45 cm de diámetro, el diámetro se colará al mismo tiempo que se introduce cada sección en el terreno. El acero de refuerzo se colocará en los orificios perimetrales cada 2 secciones y dejando el anclaje suficiente para la siguiente sección. Las secciones se colocarán en el terreno por medio de un gato hidráulico el cual se apoyará en la estructura ya construida. La punta del pilote será cónica para provocar la compactación del estrato duro. La separación mínima entre los pilotes será de 1.35 m c.a.c.
- e) El acero de refuerzo longitudinal tendrá un área mínima de 16 cm² y estribos del #2 colocados a cada 30 cm. La punta deberá reforzarse convenientemente.

5.3 MANTENIMIENTO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.

Hay dos tipos de mantenimiento, el preventivo y el correctivo.

Mantenimiento preventivo: Es el conjunto de trabajos que se ejecutan para verificar que la cimentación se encuentra en óptimas condiciones de estabilidad y para prevenir que ocurran fallas de la misma. Se consideran para el efecto los siguientes trabajos:

- _Trabajos de impermeabilización.
- _Resanes de grietas y fisuras.
- _Control de lastre.
- _Descabezado de pilotes de control (entre ellos se encuentran los pilotes vertebrales).

Mantenimiento correctivo: Es el conjunto de trabajos que es necesario ejecutar para corregir las fallas que ponen en riesgo la estabilidad de la estructura. Se consideran para el efecto las siguientes fallas:

- _Movimientos verticales (hundimientos o emersiones)
- _Inclinaciones o desplomes
- _Fallas por diseño incorrecto
- _Fallas por sobrecargas.

En todas las edificaciones con peso por metro cuadrado mayor de 5 ton/m² o en aquellas cuya profundidad de desplante de la cimentación sea mayor de 2.50 m y además en las que especifique el Departamento del D.F., será obligatorio realizar nivelaciones después de la construcción cada mes durante los primeros seis meses y después cada semestre durante un período mínimo de 5 años con objeto de verificar que el comportamiento de la cimentación sea el previsto y también para observar que no haya alteraciones en las construcciones vecinas. Posteriormente a los períodos indicados se realizarán mediciones cada 5 años o cuando se observe algún cambio en el comportamiento

de la cimentación, en especial después de cualquier fenómeno natural de magnitud considerable.

Durante las revisiones periódicas se pondrá especial atención a los siguientes aspectos:

_Si hay cambio en el uso original para el cual fue construido el edificio

_Si se han efectuado ampliaciones no consideradas en el proyecto y/o construcción original.

_Aparición de fisuras o grietas como consecuencia de asentamientos en los muros, losas, contrarabes, dados de columnas y en general todos los elementos que forman parte de la cimentación

_Emerción por diversas condiciones del suelo de desplante, por el tipo de cimentación empleado o por modificación del sistema de cargas.

_Inclinaciones del edificio.

_Revisión de filtraciones.

_Estado del lastre.

_Socavaciones en el terreno de desplante, o lateral a la cimentación.

_Estado de las juntas frías de colado e intersecciones entre losa y muro.

• *Cimentaciones a base de pilotes de punta* Al estar apoyadas en estratos resistentes, el edificio conserva su nivel original de desplante y el terreno natural a su alrededor, puede presentar hundimientos de consideración que afectan a las construcciones vecinas (ésto se evita utilizando pilotes vertebrales). Especial cuidado se debe tener en los pilotes de los linderos por los efectos causados por los momentos de volteo.

Para la cimentación motivo de esta tesis no se cuenta con los datos obtenidos de las mediciones periódicas posteriores a la construcción, razón por la cual no se comenta más con respecto al mantenimiento de cimentaciones.

CONCLUSIONES

Las ventajas más sobresalientes del programa son sin duda la exactitud y rapidez con que se obtienen los resultados, sin dementar la facilidad con que se usa.

Debido a que la manera tradicional de resolver sistemas de ecuaciones simultáneas se torna más laborioso e impráctico en sistemas de grados de libertad mayor que 3, en el programa se emplean dos métodos numéricos de aproximaciones sucesivas (Newmark y Holzer) para obtener los modos fundamentales -frecuencias-, dichos métodos son adaptados a este programa. Aquí los únicos datos que hay que proporcionarle son la masa de cada nivel, un valor aproximado de cada modo fundamental, y finalmente se establece una tolerancia.

Para estructuras de 3 niveles como la que se trata en este programa, la obtención del primer modo fundamental es bastante sencilla y rápida (Método de Newmark), la obtención del segundo modo fundamental implica darle una aproximación con un rango del 5% de su propio valor; y para el tercer modo fundamental es más minucioso debido a que se le debe dar una aproximación mayor que la del segundo modo.

Las conclusiones que se obtuvieron con la programación de los dos métodos numéricos y que se mencionan en el párrafo anterior son aplicables a estructuras sencillas o cercanamente acopladas y de pocos niveles (3 o menos, como el ejemplo mostrado), sin embargo, son de valiosa ayuda para las demás, puesto que en estructuras de un mayor número de niveles la mayor parte de la energía sísmica se disipa en los primeros 3 modos fundamentales.

En las estructuras sencillas o cercanamente acopladas la masa de los pisos intermedios está ligada sólo a la del piso superior e inferior mediante resortes que representan las rigideces de entrepiso correspondientes.

Con el empleo de dos subrutinas programadas en el Departamento de Simulación del Instituto de Investigaciones Eléctricas, por el Lic. en Matemáticas Jorge López López se optimiza memoria y tiempo de solución.

El orden con que se obtienen la mayoría de los resultados en este programa son de orden ascendente, tanto en las variables que involucran datos estructurales (edificio), como las variables de mecánica de suelos (cimentación). Esto nos dice que el primer período del edificio es para el primer nivel y el segundo período es para el segundo nivel, y así sucesivamente.

Al comparar los resultados obtenidos del programa con los obtenidos manualmente (calculadora) se detectaron diferencias solamente en los valores de los coeficientes de participación (C_{pn}) y en los desplazamientos relativos 2 y 3 del segundo y tercer nivel (Z_{21} , Z_{23} , Z_{32}) estas diferencias se debieron a la aproximación dada y no afectan significativamente los valores de los esfuerzos en los pilotes.

BIBLIOGRAFÍA :

- Zeevaert W. Leonardo, "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions",
Ed. Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1973.
- Rojas González Eduardo, "Análisis de cimentaciones a base de pilotes", tesis para
obtener el grado de licenciatura.
- Rojas González Eduardo, Aguilar Marcos, "Pilotes Vertebrales", "Interacción-
Suelo-Estructura" y "Diseño Estructural
de Cimentaciones", SMMS, México D. F. 1992.
- Leonards G. A., "Foundation Engineering"
- Poulos and Davis, "Pile Foundations", Ed. John Wiley and Sons, 1980.
- Prakash S., Sharman H., "Pile Foundations in Engineering Practice",
Tomo II, Ed. John Wiley and Sons
- Meli Piralla Roberto, "Diseño Estructural", De. Limusa, 7a reimpresión, 1995.
- Bazan Enrique y Roberto Meli Piralla, "Manual de Diseño Sísmico de Edificios
de acuerdo con el R.C.D.F.", Limusa, 1985.
- "Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el D.F."
Centro de Actualización Profesional "Alfonso Olvera López". 1987
- Zeevaert W. Leonardo, "Interacción suelo-estructura", Ed. Limusa.
- Zeevaert W. Leonardo . "Sismo-Geodinámica de la Superficie del Suelo", SMMS.
- Gre M. James, Timoshenko P. Stephen, "Mecánica de Materiales", 2a. edición,
Ed. Iberoamérica, 1986

Firma del Asesor.

.....
Dr. Eduardo Rojas González.

ANEXO I
BANCO DE DATOS PILVER
(CHUY.DAT)

3	No DE NIVELES
4,3,3	No DE TIPOS DE COLUMNA
40,25,25,340	}
10,35,35,340	}
27,45,90,340	}
24,90,45,340	}
10,35,35,360	} No COLUMNAS TIPO, (BASE, ALT Y LONG DE COLUMNA) (CM)
8,90,45,360	}
10,25,25,360	}
27,45,90,910	}
16,90,45,910	}
81,90,45,550	}
2860,968,7628	PESO DE CADA NIVEL. (TON)
210	Fc DE COLUMNA. (KG/CM2)
0,88	DIRECCION DEL SISMO, No DE PILOTES
0,0,300,900,900,1200,1800}	
1800,2100,2700,2700,3150}	
3150,3600,3600,3900,3900}	
4500,4500,4800,4800,5250}	
5250,5700,5700,6300,6600}	
6600,7200,7500,7500,8100}	
8400,8400,8400,8100,8400}	
8100,8400,8100,8400,8100}	
8400,8100,8400,8400,8100}	COORDENADAS X (CM)
7500,7500,7200,6600,6600}	
6300,5700,5700,5250,5250}	
4800,4800,4500,4500,3900}	
3900,3600,3600,3150,3150}	
2700,2700,2100,1800,1800}	
1200,900,900,300,0,300 }	
0,300,300,0,300,0,300 }	
300	TIPO DE APOYO DE CADA COLUMNA
1,1,0	TOLERANCIA DEL METODO DE NEWMARK.
0,2	TOLERANCIA DEL METODO DE HOLZER.
0,4	Fc, DIAMETRO Y LONGITUD DEL PILOTE. (KG/CM2,CM,CM)
250,45,2200	ALTURA DE ENTREPIESO DE CADA COLUMNA. (CM)
340,700,1275	RAAM
2,1,4,1	ACELERACION MAXIMA DEL SUELO. (CM/SEG2)
50	No DE ESTRATOS
3	PESO VOLUMETRICO DE CADA ESTRATO. (TON/M3)
1,41,1,32,1,49	RIGIDEZ DEL SUELO EN CADA ESTRATO. (TON/M2)
320,200,850	ESPESOR DE CADA ESTRATO. (M)
7,5,6,0,8,5	CORTANTE, RADIO DEL PILOTE. (%CM)
0,15,2,5	

ANEXO 2
PROGRAMA PILVER
(PROGRAM CHUY FOR)

```

C-----
C
C
C
C-----
C DECLARACIONES:
C ENTRADAS
C
C IMPLICIT NONE
C REAL      FCCOL
      F/C DE COLUMNAS DE CONCRETO (EN KG/CM2)
C REAL      TOI
      TOLERANCIA.
C REAL      FCPIL
      F/C DE PILOTES DE CONCRETO (EN KG/CM2)
C REAL      DPIL
      DIAMETRO DEL PILOTE (EN CM).
C REAL      LPIL
      LONGITUD DEL PILOTE (EN CM).
C INTEGER NPIL
      NUMERO DE PILOTES.
C REAL      CORDX(200)
      COORDENADAS EN X DE LOS PILOTES (EN CM).
C REAL      CORDY(200)
      COORDENADAS EN Y DE LOS PILOTES (EN CM).
C REAL      TA(50)
      TIPO DE APOYO DE LAS COLUMNAS
C REAL      HE(50)
      ALTURA DE ENTREPISO DE LAS COLUMNAS (EN CM).
C REAL      AM
      ACELERACION MAXIMA (EN CM/SEG2)
C INTEGER NEST
      NUMERO DE ESTRATOS
C REAL      U(15)
      RIGIDEZ DEL SUELO (EN TON/M2).
C REAL      D(15)
      ESPESOR DE ESTRATO (EN M).
C REAL      PCORT
      PORCENTAJE DEL CORTANTE TOTAL EN LA BASE.
C REAL      R
      RADIO DEL PILOTE (EN CM).
C INTEGER NNIV
      NUMERO DE NIVELES.
C INTEGER NTC(50)
      NUMERO DE TIPOS DE COLUMNA POR NIVEL.

```


	INTEGER	NCT(8,20)
C		NUMERO DE COLUMNAS POR CADA TIPO
C	REAL	H(50,8)
		BASE DE COLUMNA TIPO POR CADA NIVEL. (EN CM).
	REAL	H(50,8)
C		ALTIMA DE COLUMNA TIPO POR CADA NIVEL. (EN CM)
	REAL	W(50)
C		PESO CONCENTRADO POR CADA NIVEL. (EN TON)
	REAL	LCOI(50,8)
C		LONGITUD DE COLUMNAS POR CADA NIVEL. (EN CM)
	REAL	M(50)
C		MASA POR CADA NIVEL. (EN TON*SEG ² CM)
	REAL	MI(50,8)
C		MOMENTO DE INERCIA DE CADA TIPO DE COLUMNA POR CADA
C		NIVEL. (EN CM ⁴)
	REAL	APII
C		AREA DEL PIOTE (EN CM ²)
	REAL	ECCI
C		MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO DE COLUMNAS
C		(EN TON CM ²)
	REAL	K(50)
C		RIGIDEZ POR CADA NIVEL
	REAL	MK(50)
C		MATRIZ DE RIGIDEZ LINEALIZADA
	REAL	MKR(50)
C		MATRIZ DE RIGIDEZ LINEALIZAD MENOS EL PRODUCTO DE LA MASA
C		POR LA FRECUENCIA.
	REAL	MN(50)
C		MATRIZ DE MASA LINEALIZADA.
	REAL	HET
C		CENTRO DE GRAVEDAD (EN CM)
	REAL	SUMAMHE
C		SUMATORIA DE LOS PRODUCTOS M*HE (EN TON*SEG ² /CM ²).
	REAL	TOLC
C		TOLERANCIA PERMITIDA EN EL METODO DE NEWMARK.
	REAL	SWNH
C		SUMATORIA DE LOS WNH
	REAL	S2WNH
C		SUMATORIA DE LOS WNH AL CUADRADO
	REAL	MWNH
C		MEDIA ARITMETICA DE LOS WNH
	REAL	XN(50)
C		FORMA PARA EL MODO.
	REAL	DELTA Y(50)
C		DEFORMACIONES DE ENTREPISO.
	REAL	Y(50)
C		DESPLAZAMIENTOS DE LAS MASAS
	REAL	DIF
C		VARIACION ESTANDAR ENTRE LOS WNH
	REAL	FRUEBA
C		PRODUCTO DENTRO DE LA RAIZ CUADRADA DE LA DESVIACION
C		ESTANDAR.

	REAL	SHY
C	REAL	SUMATORIA DE LOS PRODUCTOS F POR Y.
	REAL	SMY
C	REAL	SUMATORIA DE LOS PRODUCTOS M POR Y AL CUADRADO
	REAL	SUMAX
C	REAL	SUMATORIA DE LOS PRODUCTOS V POR DELTAX
	REAL	SUMAX
C	REAL	SUMATORIA DE LOS PRODUCTOS F POR X
	REAL	X(50)
C	REAL	AMPLITUD DE MOVIMIENTO DE LA MASA PARA CADA NIVEL.
	REAL	DELTA(X)(50)
C	REAL	DESPLAZAMIENTO POR CADA NIVEL
	REAL	V(50)
C	REAL	FUERZA CORTANTE EN EL RESORTE PARA CADA NIVEL.
	REAL	F(50)
C	REAL	FUERZA DE INERCTA EN LA MASA PARA CADA NIVEL
	REAL	W(NH)(50)
C	REAL	MODOS FUNDAMENTALES UNO POR CADA NIVEL (EN RAD/SEG)
	REAL	KES
C	REAL	RESIDUO, ES LA DIFERENCIA ENTRE F(NIV)-V(NIV) PARA EL
	REAL	NUMERO DE ITERACIONES
	REAL	T(50)
C	REAL	PERIODO DEL EDIFICIO PARA CADA NIVEL (EN SEG)
	REAL	SUMACORDY2
C	REAL	SUMA DE COORDENADAS X AL CUADRADO PARA EL NUMERO
	REAL	DE PILOTES (EN CM2)
C	REAL	SUMACORDY2
	REAL	SUMA DE COORDENADAS Y AL CUADRADO PARA EL NUMERO
	REAL	DE PILOTES (EN CM2)
	REAL	KP
C	REAL	MODULO DE LA CIMENTACION
	REAL	KLETA
C	REAL	GIRO EN LA DIRECCION X O Y (EN TON*CM)
	REAL	TETA
C	REAL	PERIODO NATURAL DE LA ESTRUCTURA (EN SEG)
	REAL	TI(50)
C	REAL	PERIODO TOTAL DEL EDIFICIO (EN SEG)
	REAL	SUMAM
C	REAL	SUMATORIA DE LA MASA DE CADA NIVEL (EN TON*SEG2/CM).
	REAL	Z(50)(50)
C	REAL	DIRECCIONES PRINCIPALES DE LA MATRIZ PARA CADA MODO
	REAL	FUNDAMENTAL POR CADA NIVEL (EN M)
	REAL	SUMAS(50)
C	REAL	SUMATORIA DE PRODUCTOS MASA POR DIRECCIONES PRINCIPALES
	REAL	PARA CADA NIVEL, AL CUADRADO
	REAL	SUMAS(50)
C	REAL	SUMATORIA DE PRODUCTOS MASA POR DIRECCIONES PRINCIPALES
	REAL	AL CUADRADO, PARA CADA NIVEL
	REAL	VB
C	REAL	CORTANTE EN LA BASE (TON)
	REAL	VT
C	REAL	CORTANTE TOTAL QUE ABSORVERAN LOS PILOTES EN SUS CABEZAS

C		(EN TON)
C	REAL	VPIL
C	REAL	CORTANTE QUE ABSORBIERA CADA PILOTE (EN TON)
C	REAL	SUMACP3
C	REAL	SUMATORIA DE LOS VALORES CPN
C	REAL	SUMACP3RA
C	REAL	SUMATORIA DE LOS PRODUCTOS CPN*RA EN CADA NIVEL
C	REAL	CPN(50)
C	REAL	COEFICIENTES DE PARTICIPACION PARA CADA NIVEL
C	REAL	RAAM(50)
C	REAL	VALOR OBTENIDO DE LA GRAFICA
C	REAL	OT
C	REAL	MOMENTO SISMICO (EN TON*CM)
C	REAL	DELTAQ(200)
C		INCREMENTO DE CARGA EN CADA UNO DE LOS PIOTES (EN TON)
C	REAL	PIVOL(15)
C	REAL	PESO VOLUMETRICO DEL SUELO PARA CADA ESTRATO (EN TON/M3)
C	REAL	DENSPI(15)
C	REAL	DENSIDAD DEL SUELO PARA CADA ESTRATO (EN TON*SEG ² /M4)
C	REAL	VS(15)
C	REAL	VELOCIDAD DE RESPUESTA DEL SUELO PARA CADA ESTRATO (EN M/S)
C	REAL	DELTA TF(15)
C	REAL	DELTA DEL PERIODO NATURAL PARA CADA ESTRATO (EN SEG)
C	REAL	SUMATE
C	REAL	SUMATORIA DE LOS DELTATE (EN SEG)
C	REAL	MH(15)
C	REAL	MODULO HORIZONTAL PARA CADA ESTRATO
C	REAL	MHPH
C	REAL	MOMENTOS DE INERCIA DE CADA TIPO DE PIOTE (EN M4)
C	REAL	EPIL
C	REAL	MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO DEL PIOTE (EN TON/M2)
C	REAL	EI(16)
C	REAL	SUMATORIA DE LOS ESTRATOS MEDIOS DE SDE 11
C	REAL	SEGUNDO ESTRATO HASTA NEST (EN M)
C	REAL	I 1
C	REAL	SUMATORIA TOTAL DE LOS ESP DE LOS ESTRATOS QUE
C	REAL	ATRAVIEZA EL PIOTE (EN M)
C	REAL	DES50
C	REAL	DESPLAZAMIENTO MAXIMO DEL SUELO EN LA SUPERFICIE (EN M)
C	REAL	DES(15)
C	REAL	DESPLAZAMIENTO EN EL ESTRATO MEDIO DEL SUELO HASTA NEST
C	REAL	(EN M)
C	REAL	DESPIL(15)
C	REAL	DESPLAZAMIENTO DEL PIOTE EN LOS ESTRATOS MEDIOS DEL
C	REAL	SUELO HASTA NEST (EN TON*M3)
C	REAL	DESPIL(15)
C	REAL	DEFERENCIA ENTRE EL DESPLAZAMIENTO DEL SUELO Y EL
C	REAL	DESPLAZAMIENTO DEL PIOTE, PARA CADA ESTRATO MEDIO
C	REAL	(EN TON*M3)
C	REAL	ARRÉGLO
C	REAL	ORDEN EN QUE ESTAN DISPUESTOS LOS NUMEROS DE LOS BAB
C	REAL	BAB(16*17,2)

```

C      MATRIZ DE FACTORES HABILINEALIZADA PARA CADA ESTRATO
C      MEDIO CONSIDERADO POR LOS ESTRATOS MEDIOS INFERIORES
C      AL MISMO
C      REAL      DAR(16*17/2)
C      MATRIZ DE FACTORES HABILINEALIZADA PARA CADA ESTRATO
C      MEDIO CONSIDERADO POR LOS ESTRATOS MEDIOS INFERIORES
C      AL MISMO
C      REAL      MCD(15*15)
C      MATRIZ CARGA DEFORMACION DE NEST*NEST
C      REAL      VPUN
C      CORANTE EN LA PUNTA DEL PIVOTE (EN 10N)
C      REAL      MBASE
C      MOMENTO EN LA BASE (EN 10N*M)
C      INTEGER   IPV(15)
C      ARREGLO CON LOS PIVOTES DE LA DESCOMPOSICION LU
C      INTEGER SENTIDO
C      INDICA EL SENTIDO DEL MOVIMIENTO SISMICO
C      REAL      G
C      ACELERACION DE LA GRAVEDAD (EN CM/SEG2)

C      REAL      PI
C      VALOR DE LA CONSTANTE PI
C      INTEGER   IJ
C      CON TADOREN
C      PARAMETROS
C      PARAMETER(G=981.0,PI=3.1415426)

C
C-----
C      INICIO DE INSTRUCCIONES
C
C      OPEN(UNIT=10,FILE='CHUY.DAT',STATUS='UNKNOWN')
C      OPEN(UNIT=20,FILE='CHUY.RES',STATUS='UNKNOWN')
C
C      READ(10,*)NNIV
C      READ(10,*)(NCT(I),I=1,NNIV)
C      DO I=1,NNIV
C         DO J=1,NCT(I)
C            READ(10,*)NCT(I,J),B(LJ),H(LJ),LCOL(IJ)
C         END DO
C      END DO
C      SE CALCULA LA MASA DE CADA NIVEL
C      READ(10,*)(W(I),I=1,NNIV)
C      DO I=1,NNIV
C         M(I)=W(I)/G
C      END DO
C      WRITE(20,5)(M(I),I=1,NNIV)
C
C      READ(10,*)ECCOL
C      ECOL=(10000.0*SQRT(1/CCOL))/1000
C      READ(10,*)SENTIDO,NPIL
C      SE CALCULAN LOS MOMENTOS DE INERCIA DE CADA COLUMNA
C      EN SENTIDO CORTO Y LARGO
C      IF (SENTIDO EQ 9) THEN

```

```

      DO I = 1, NNIV
        DO J = 1, NTC(I)
          MI(I,J) = (R(I,J)*H(I,J)** 3 / 12
        END DO
      END DO
      READ(10,*)XCORDX(I),I-1,NPIL)
ELSE
      DO I = 1, NNIV
        DO J = 1, NTC(I)
          MI(I,J) = H(I,J) * (R(I,J)** 3 / 12
        END DO
      END DO
      READ(10,*)XCORDY(I),I-1,NPIL)
END IF
DO I = 1, NNIV
  DO J = 1, NTC(I)
    WRITE(20,10)MI(I,J)
  END DO
END DO
C SE CALCULA LA RIGIDEZ DE CADA NIVEL
DO I = 1, NNIV
  K(I) = 0.0
END DO
READ(10,*) (TA(I),I = 1,NNIV)

DO I = 1, NNIV
  DO J = 1, NTC(I)
    IF (TA(I) EQ 1) THEN
      K(I) = K(I) + NC*(I,J)*6.0*ECOL*MI(I,J)/LCOL(I,J)** 3
    ELSE IF (TA(I) EQ 0) THEN
      K(I) = K(I) + NC*(I,J)*3.0*ECOL*MI(I,J)/LCOL(I,J)** 3
    END IF
  END DO
END DO
WRITE(20,15)K(I),I = 1,NNIV)
C
C MATRIZ DE RIGIDEZ LINEALIZADA
DO J = 1, NNIV - 1
  MK(J) = K(J) + K(J+1)
END DO
MK(NNIV) = K(NNIV)
DO J = 1, NNIV - 1
  MK(NNIV + J) = -K(J+1)
  MK(2*NNIV - 1 + J) = -K(J+1)
END DO
WRITE(20,20)(MK(I),I=1,7)
C MATRIZ DE MASA LINEALIZADA
DO J = 1, NNIV
  MM(J) = M(J)
END DO
WRITE(20,25)(MM(I),I = 1,NNIV)
C
C EL METODO DE NEWMARK ESTA BASADO EN EL PROCESO DE ITERACION

```

```

C  STODOLA-VIANELLO, ES APLICABLE AL CALCULO DEL PRIMER MODO
C  FUNDAMENTAL DE VIBRACION DE LAS ESTRUCTURAS LLAMADAS SENCILLAS
C  O CERCANAMENTE ACOPLADAS
C
  READ(10,*) TOL1
  SWNH=0
  S2WNH=0
  SFY=0
  SMY=0
C
  DO I=1,NNIV
    V(I)=0
  END DO
C
  DO I=1,NNIV
    XN(I)=1
  END DO
C
  DIF=2*TOL1
  DO WHILE (DIF GE TOL1)
    DO I=1,NNIV
      F(I)=(M(I)*XN(I)
    END DO
    DO I=1,NNIV
      DO J=1,NNIV
        V(I)=V(I)+F(J)
      END DO
      DELTAY(I)=V(I)/K(I)
      IF (I EQ 1) THEN
        Y(I)=DELTAY(I)
      ELSE
        Y(I)=Y(I-1)+DELTAY(I)
      END IF
      WNH(I)=F(I)*Y(I)/(M(I)*(Y(I)**2))
      SWNH=SWNH+WNH(I)
      S2WNH=S2WNH+WNH(I)**2
      XN(I)=Y(I)/Y(1)
      V(I)=0
    END DO
    MWNH=SWNH/NNIV
    PRUEBA=S2WNH/NNIV - MWNH**2
    DIF=SQRT(PRUEBA)
    SWNH=0
    S2WNH=0
  END DO
  DO I=1, NNIV
    SFY=SFY + (F(I) * Y(I))
    SMY=SMY + (M(I) * (Y(I)**2))
    WNH(I)=SFY/SMY
  END DO
C
C  DESPUES DE OBTENER EL PRIMER MODO FUNDAMENTAL POR EL METODO DE

```

C NEWMARK SE EMPLEA EL PROCEDIMIENTO DE HOLZER PARA OBTENER LOS
 C MODOS SUPERIORES AL PRIMERO, ESTE METODO ES SOLAMENTE APLICABLE
 C A ESTRUCTURAS SENCILLAMENTE ACOPLADAS.
 C

```

READ(10,*) TOL
SUMA3=0
SUMA4=0
WNH(2)=36 * WNH(1)
DO I=2,NNIV
  RES=2*TOL
  DO WHILE (RES GE TOL)
    X(I) = 1.0
    DELTAX(I) = 1.0
    V(I) = K(I) * DELTAX(I)
    F(I) = M(I) * WNH(I) * X(I)
    SUMA3 = V(I) * DELTAX(I)
    SUMA4 = F(I) * X(I)
    DO J = 2, NNIV
      V(J) = V(J-1) - F(J-1)
      DELTAX(J) = V(J) / K(J)
      X(J) = X(J-1) + DELTAX(J)
      F(J) = M(J) * WNH(J) * X(J)
      SUMA3 = SUMA3 + V(J) * DELTAX(J)
      SUMA4 = SUMA4 + F(J) * X(J)
    END DO
    WNH(I) = WNH(I) * SUMA3 / SUMA4
    RES = ABS(F(NNIV) - V(NNIV))
    SUMA3=0
    SUMA4=0
  END DO
  WNH(I-1) = 2.306 * WNH(I)
END DO
WRITE(20,30)(WNH(I),I=1,NNIV)
C
C SE CALCULAN LOS PERIODOS DEL EDIFICIO
DO I = 1, NNIV
  T(I) = 2 * PI / SQRT(WNH(I))
END DO
WRITE(20,35)(T(I),I=1,NNIV)
C SE CALCULA EL MODULO DE LA CIMENTACION
READ(10,*)FCPIL,DPIL,LPIL
EPIL = (10000.0 * SQRT(FCPIL)) ** 2
APIL = (PI * (DPIL)** 2 / 4.0) / 10000
KP = APIL * EPIL / LPIL
WRITE(20,40)KP
C SE CALCULA EL GIRO EN LA DIRECCION DEL SISMO.
SUMACORDX=0
SUMACORDY=0
IF (SENTIDO.EQ.0) THEN
  DO I = 1, NPIL
    SUMACORDX2 = SUMACORDX2 + (CORDX(I)**2)
  END DO

```

```

KTETA = KP*SUMACORDX2
ELSE
DO I = 1, NPH.
SUMACORDY2 = SUMACORDY2 + (CORDY(I)**2)
END DO
KTETA = KP*SUMACORDY2
END IF
WRITE(20,45)KTETA
C SE CALCULA EL CENTRO DE GRAVLDAD DEL EDIFICIO
READ(10,*) (HF(I),I=1,NNIV)
SUMAMHE = 0
SUMAM = 0
DO I = 1, NNIV
SUMAMHE = SUMAMHE + M(I)*HE(I)
SUMAM = SUMAM + M(I)
END DO
HET = SUMAMHE/SUMAM
WRITE(20,50)HET
C SE CALCULA EL PERIODO NATURAL DE LA ESTRUCTURA
TTETA = 2.0*PI*HET*SQRT(SUMAM/KTETA)
WRITE(20,55)TTETA
C SE CALCULA EL PERIODO TOTAL DEL EDIFICIO
DO I = 1, NNIV
TT(I) = SQRT(T(I)**2 + (TTETA**2))
END DO
WRITE(20,60)(TT(I),I=1,NNIV)
C SE CALCULAN LOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DEL EDIFICIO.
DO I = 1, NNIV
DO J = 1, NNIV - 1
MKR(J) = MK(J) - (M(J)*WNH(I))
END DO
MKR(NNIV) = K(NNIV) - M(NNIV)*WNH(I)
DO J = 1, NNIV - 1
MKR(NNIV + J) = -K(J + 1)
MKR(2*NNIV - 1 + J) = -K(J + 1)
END DO
DO J = 1, 7
WRITE(20,65)MKR(J)
END DO

Z(I,1) = 1.0
Z(I,2) = -MKR(1) * Z(I,1) / MKR(NNIV + 1)
DO J = 3, NNIV
Z(I,J) = (-MKR(2 * NNIV - 1 + J - 1) * Z(I,J-2) - MKR(J-1) *
& Z(I,J-1)) / MKR(NNIV + J-1)
END DO
DO J = 1, NNIV - 1
MKR(J) = 0
END DO
END DO
DO I = 1, NNIV
DO J = 1, NNIV
WRITE(20,70)Z(I,J)

```



```

      END DO
C SE CALCULAN LOS FACTORES DE PARTICIPACION DE CADA MODO.
SUMACP=0
DO I = 1, NNIV
  SUMA5(I)=0
  SUMA6(I)=0
  DO J = 1, NNIV
    SUMA5(I) = SUMA5(I) + (M(I) * Z(I,J))**2
    SUMA6(I) = SUMA6(I) + (M(I) * (Z(I,J))**2) * SUMAM
  END DO
  CPN(I) = SUMA5(I) / SUMA6(I)
  SUMACP = SUMACP + CPN(I)
C LA SUMA CPN DEBE SER IGUAL A 1.0
END DO
WRITE(20,75)(SUMA5(I),I=1,NNIV)
WRITE(20,80)(SUMA6(I),I=1,NNIV)
WRITE(20,85)(CPN(I),I=1,NNIV)
C SE CALCULA EL CORDANTE TOTAL EN LA BASE Y EL MOMENTO SISMICO.
READ(10,*)RAAM(I),I=1,NNIV)
READ(10,*)IAM
SUMACP NRA=0
DO I = 1, NNIV
  SUMACP NRA = SUMACP NRA + (CPN(NNIV+1-I) * RAAM(I))
END DO
WRITE(20,90)SUMACP NRA
VB = SUMAM * AM * SUMACP NRA
WRITE(20,95)VB
OT = VB * HET
WRITE(20,100)OT
C SE CALCULAN LOS INCREMENTOS DE CARGA POR SISMO EN LOS PILOTES
C SEGUN LA DIRECCION DEL SISMO
IF (SENTIDO EQ 0) THEN
  DO I = 1, NPH
    DELTAQ(I) = OT * CORDX(I)/SUMACORDX2
  END DO
ELSE
  DO I = 1, NPH
    DELTAQ(I) = OT * CORDY(I)/SUMACORDY2
  END DO
END IF
WRITE(20,105)(DELTAQ(I),I=1,NPH)
C SE CALCULAN LOS PERIODOS NATURALES DEL SUELO.
READ(10,*)NEST
READ(10,*)(PEVOL(I),I=1,NEST)
READ(10,*)(U(I),I=1,NEST)
READ(10,*)(D(I),I=1,NEST)
SUMATE=0
DO I = 1, NEST
  DENSP(I) = (PEVOL(I)/G)*100
  VS(I) = SQRT(U(I) / DENSP(I))
  DELTATE(I) = 4.0 * D(I)/VS(I)

```

```

      SUMATE = SUMATE + DELTATE(I)
    END DO
    WRITE(20,110)(DELTATE(I),I-1,NEST)
    WRITE(20,115)SUMATE
  C SE CALCULA EL CORTANTE EN LOS PILOTES.
  READ (10,*) PCORT,R
  VT = VR * PCORT
  WRITE(20,120)VPI
  VPIL = VT / NPIL
  WRITE(20,125)VPIL
  MPIL = ((PI**4)/4.0)/100000000
  DES50 = (AM * (SUMATE**2.0) / ((2.0*PI)**2.0)) / 100
  WRITE(20,130)DES50
  C SE CALCULAN LOS DESPLAZAMIENTOS DEL SUELO Y PILOTE
  C A LA MITAD DE LOS ESTRATOS
  L(1) = D(1)/2.0
  DO I = 2, NEST
    L(I) = D(I)/2.0
    DO J = 1, I - 1
      L(I) = D(J) + L(I)
    END DO
  END DO
  L(NEST+1) = L(NEST) + D(NEST)/2
  LT = 0
  DO I = 1, NEST
    LT = LT + D(I)
  END DO
  DO I = 1, NEST + 1
    DESS(I) = DES50 * SIN (PI*L(I) / (2 * LT))
  END DO
  WRITE(20,135)(DESS(I),I-1,NEST+1)
  DESPIL(NEST+1) = VPIL * LT**3/3.0
  DO I = 1, NEST
    DESPIL(I) = (VPIL * L(I)**2)/2 * (LT - L(I)/3)
  END DO
  WRITE(20,140)(DESPIL(I),I-1,NEST+1)
  DO I = 1, NEST + 1
    DIESPH(I) = (DESS(NEST+2-I)*EPIL*MPIL) + DESPIL(NEST+2-I)
  END DO
  WRITE(20,145)(DIESPH(I),I-1,NEST+1)
  DO I = 1, NEST + 1
    DO J = 1, I
      ARREGLO = (NEST+2)*(NEST+1)/2 + 1 - I*(I-1)/2 - J
      BAB(ARREGLO) = 3*L(I)*(L(J)**2) - (L(J)**3)
      DAB(ARREGLO) = BAB(ARREGLO)/6
    END DO
  END DO
  WRITE(20,150)(DAB(I),I-1,10)
C
D(NEST+1) D(NEST)/2
U(NEST+1) U(NEST)
DO I = 1, NEST + 1

```

```

      MH(I) = 3.0 * U(NEST*2-I) * D(NEST*2-I) / SQRT(2.0)
END DO
WRITE(20,155)(MH(I),I=1,NEST+1)
C
DO J = 1, NEST+1
  DO I = 1, NEST+1
    IF (J.GT.I) THEN
      MCD((NEST+1)*(J-1) + I) = MCD((NEST+1)*(I-1) + J)
    ELSE IF (J.EQ.I) THEN
      MCD((NEST+1)*(J-1)+I) = EPH * MPIL/MH(J) + DAB((NEST+1)*
& (NEST+2)/2 - (NEST+2)*J*(NEST+3)/2 + 1)
    ELSE
      MCD((NEST+1)*(J-1)+I) = DAB((NEST+1)*(NEST+2)/2 -
& (NEST+2)*J*(NEST+3)/2 + 1 + I)
    END IF
  END DO
END DO
WRITE(20,160)(MCD(I),I=1,160)
C
CALL DFSCOM(NEST+1,NEST+1,MCD,IPVT)
C
CALL SOLU(NEST+1,NEST+1,MCD,DIFSPIL,IPVT)
C
DO I = 1, NEST + 1
  DIFSPIL(I) = -DIFSPIL(I)
END DO
WRITE(20,165)(DIFSPIL(I),I=1,NEST+1)
C
VPUN = 0.0
DO I = 1, NEST + 1
  VPUN = VPUN + DIFSPIL(I)
END DO
VPUN = VPUN + VPIL
WRITE(20,170)VPUN
C
MBASE = 0
DO I = 1, NEST + 1
  IF (I.EQ.1) THEN
    DIFSPIL(1) = VPIL - DIFSPIL(1)
  END IF
  MBASE = MBASE + (DIFSPIL(I) * L(NEST*2-I))
END DO
WRITE(20,175)MBASE
C
C
C
5  FORMAT (/4X,'MASA',4X,F10.5,4X,F10.5,4X,F10.5)
10 FORMAT (/4X,'MOMENTO DE INERCIA',
& /4X,F12.3,4X,F12.3,4X,F12.3,4X,F12.3,
& /4X,F12.3,4X,F12.3,4X,F12.3,
& /4X,F12.3,4X,F12.3,4X,F12.3)
15 FORMAT (/4X,'RIGIDEZ',/4X,F8.3,4X,F8.3,4X,F8.3)
20 FORMAT (/4X,'MATRIZ DE RIGIDEZ',

```



```

C-----
C*****ZONA DE DECLARACIONES:
C
C   IMPLICIT NONE
C
C   VARIABLES DE ENTRADA
C   NDIM : DIMENSION POR FILAS DEL ARREGLO QUE CONTIENE A LA
C   MATRIZ A
C   N : ORDEN DE LA MATRIZ A.
C       INTEGER NDIM, N
C
C   VARIABLES DE ENTRADA-SALIDA
C   : DE ENTRADA CONTIENE LA MATRIZ A SER TRIANGULARIZADA.
C   DE SALIDA CONTIENE UNA MATRIZ TRIANGULAR SUPERIOR U Y UNA
C   VERSION PERMUTADA DE UNA MATRIZ TRIANGULAR INFERIOR L-L
C   TAL QUE
C       (MATRIZ DE PERMUTACION)*A - L*U
C       REAL A(NDIM,N)
C
C   VARIABLES DE SALIDA
C   PVT : EL VECTOR DE PIVOTES
C   IPVT(K) - EL INDICE DEL PIVOTE DE LA K-TH FILA.
C   IPVT(N) - (-1)**(NUMERO DE INTERCAMBIOS)
C       INTEGER IPVT(N)
C
C   VARIABLES LOCALES
C   REAL TL, ANORM
C   INTEGER NMI, I, J, K, KPI, M
C
C-----
C*****ZONA DE INSTRUCCIONES EJECUTABLES:
C
C   IPVT(N) = 1
C   IF (N.EQ.1) RETURN
C   NMI = N - 1
C
C   SE CALCULA LA NORMA DE A:
C
C   ANORM = 0.0
C   DO J = 1, N
C       TT = 0.0
C       DO I = 1, N
C           TT = TT + ABS(A(I,J))
C       END DO
C       IF (TT.GT. ANORM) ANORM = TT
C   END DO
C
C   ELIMINACION GAUSIANA CON PIVOTEO PARCIAL:
C
C   DO K = 1, NMI
C       KPI = K + 1
C

```

```

C ENCONTRANDO PIVOTES:
C
      M = K
      DO I = KPL,N
        IF (ABS(A(L,K)) GT ABS(A(M,K))) M = I
      END DO
      IPVT(K) = M
      IF (M NE K) IPVT(N) = IPVT(N)
      TT = A(M,K)
      A(M,K) = A(K,K)
      A(K,K) = TT
C
C ANULA EL PASO SI EL PIVO IL ES CERO
C
      IF (TT NE 0.0) THEN
C
C CALCULA MULTIPLICADORES
C
        DO I = KPL,N
          A(L,K) = -A(L,K)/TT
        END DO
C
C SE INTERCAMBIA Y ELIMINA POR COLUMNAS:
C
        DO J = KPL,N
          TT = A(M,J)
          A(M,J) = A(K,J)
          A(K,J) = TT
          IF (TT NE 0.0) THEN
            DO I = KPL,N
              A(I,J) = A(I,J) - A(I,K)*TT
            END DO
          END IF
        END DO
      END IF
      END DO
      RETURN
      END
C
C-----*descom*-----
C
C SUBROUTINE SOLU (NDIM, N, A, B, IPVT)
C-----
C* SUBROUTINA USADA PARA ENCONTRAR LA SOLUCION DEL SISTEMA LINEAL
C*
C*      A*x = b.
C*
C* ESTA SUBROUTINA NO SE DEBE USAR SI SE HA DETECTADO SINGULARIDAD
C* EN LA MATRIZ A.
C-----

```

```

C* INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELECTRICAS.
C* DEPARTAMENTO DE SIMULACION.
C* PROGRAMA - JORGE LOPEZ LOPEZ
C* FECHA DE PROGRAMACION :
C* REVISO :
C* FECHA DE ULTIMA REVISION :
C* .....
C* SUBROUTINAS Y FUNCIONES QUE LLAMA: (NINGUNA)
C*
C-----
C*****ZONA DE DECLARACIONES.
C
C IMPLICIT NONE
C
C PARAMETROS (NINGUNO)
C
C VARIABLES DE ENTRADA:
C NDM : DIMENSION POR FILAS DEL ARREGLO QUE CONTIENE A LA MATRIZ
C A.
C N : ORDEN DE LA MATRIZ A.
C IPVT : VECTOR DE PIVOTES OBTENIDO DE DESCOM.
C
C INTEGER NDM, N, IPVT(N)
C A() : MATRIZ TRIANGULARIZADA OBTENIDA POR DECOM.
C REAL A(NDM,N)
C
C VARIABLES DE ENTRADA-SALIDA:
C B() : VECTOR DEL LADO DERECHO DE LA IGUALDAD LINEAL.
C REAL B(N)
C
C VARIABLES DE SALIDA. (NINGUNA)
C
C VARIABLES LOCALES:
C
C INTEGER KB, KM1, NM1, KP1, I, K, M
C REAL T
C-----
C*****ZONA DE INSTRUCCIONES EJECUTABLES.
C
C ELIMINACION ADELANTADA:
C
C IF (N .NE. 1) THEN
C NM1 = N-1
C DO K = 1, NM1
C KP1 = K-1
C M = IPVT(K)
C T = B(M)
C B(M) = B(K)
C B(K) = T
C DO I = KP1, N
C B(I) = B(I) + A(I,K)*T
C END DO

```



```
      END DO
C O C
      SUSTITUCION ATRASADA:
      DO KB = 1, NM1
      KM1 = N - KB1
      K = KM1 + 1
      B(K) = B(K)/A(K,K)
      T = -B(K)
      DO I = 1, KM1
      B(I) = B(I) + A(I,K)*T
      END DO
      END DO
      END IF
      B(1) = B(1)/A(1,1)
      RETURN
      END
C
C.....solve.....
```

ANEXO 3
RESULTADOS DEL PROGRAMA PILVER
(CHUY RES)

MASA
2.91539 .98675 7.77574

MOMENTO DE INERCIA
32552.080

MOMENTO DE INERCIA
125052.100

MOMENTO DE INERCIA
2733750.000

MOMENTO DE INERCIA
683437.500

MOMENTO DE INERCIA
125052.100

MOMENTO DE INERCIA
683437.500

MOMENTO DE INERCIA
32552.080

MOMENTO DE INERCIA
2733750.000

MOMENTO DE INERCIA
683437.500

MOMENTO DE INERCIA
683437.500

RIGIDEZ

2052.176 131.264 193.544

MATRIZ DE RIGIDEZ

2183 440 324 807 193.544

-131 264 -193 544

-131 264 -193 544

MATRIZ DE MASA

2.9154 .9867 7.7757

MODOS FUNDAMENTALES

9.2347 330 8042 762 9563

PERIODOS DEL EDIFICIO

2.06758 .34545 .22747

MODULO DE LA CIMENTACION

114.3024

GIRO EN LA DIRECCION X O Y

262910500000 0

CENTRO DE GRAVEDAD

993 0

PERIODO NATURAL ESTRUCTURA

.04158

PERIODOS TOTALES DE LA ESTRUCTURA

2.06800 .34795 23124

MATRIZ RIGIDEZ DESPLAZAMIENTO RELATIVO

2156 5170

MATRIZ RIGIDEZ DESPLAZAMIENTO RELATIVO

315 6949

MATRIZ RIGIDEZ DESPLAZAMIENTO RELATIVO

121.7370

MATRIZ RIGIDEZ DESPLAZAMIENTO RELATIVO
-131.2637

MATRIZ RIGIDEZ DESPLAZAMIENTO RELATIVO
-193.5435

MATRIZ RIGIDEZ DESPLAZAMIENTO RELATIVO
-131.2637

MATRIZ RIGIDEZ DESPLAZAMIENTO RELATIVO
-193.5435

MATRIZ RIGIDEZ DESPLAZAMIENTO RELATIVO
1219.0160

MATRIZ RIGIDEZ DESPLAZAMIENTO RELATIVO
-1.6132

MATRIZ RIGIDEZ DESPLAZAMIENTO RELATIVO
-2378.7030

MATRIZ RIGIDEZ DESPLAZAMIENTO RELATIVO
-131.2637

MATRIZ RIGIDEZ DESPLAZAMIENTO RELATIVO
-193.5435

MATRIZ RIGIDEZ DESPLAZAMIENTO RELATIVO
-131.2637

MATRIZ RIGIDEZ DESPLAZAMIENTO RELATIVO
-193.5435

MATRIZ RIGIDEZ DESPLAZAMIENTO RELATIVO
-40.8771

MATRIZ RIGIDEZ DESPLAZAMIENTO RELATIVO
-428.0386

MATRIZ RIGIDEZ DESPLAZAMIENTO RELATIVO
-5739.0060

MATRIZ RIGIDEZ DESPLAZAMIENTO RELATIVO
-131.2637

MATRIZ RIGIDEZ DESPLAZAMIENTO RELATIVO
-193.5435

MATRIZ RIGIDEZ DESPLAZAMIENTO RELATIVO
-131.2637

MATRIZ RIGIDEZ DESPLAZAMIENTO RELATIVO
-193.5435

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS
1.00000

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS
16.42890

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS
25.79769

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS
1.00000

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS
9.28677

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS
-1.07741

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS
1.00000

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS
-.31141

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS

-.31129

SUMATORIA DE PRODUCTOS (M*Z) AL CUADRADO

7959.1920 86.0775 72.1843

SUMATORIA DE PRODUCTOS (M*Z AL CUADRADO)

31881.3000 1018.7020 108.4089

COEFICIENTES DE PARTICIPACION

.24965 08450 66585

SUMATORIA DE PRODUCTOS CPNRAAM

1.69965

CORTANTE EN AL BASE

992.4160

MOMENTO SISMICO

985459.70

INCREMENTOS DE CARGA EN DIRECCION X O Y

.000	.000	.129	.386	.386	.514	.771
.771	.900	1.157	1.157	1.350	1.350	1.542
1.542	1.671	1.671	1.928	1.928	2.056	2.056
2.249	2.249	2.442	2.442	2.699	2.828	2.828
3.085	3.213	3.213	3.470	3.599	3.599	3.599
3.470	3.599	3.470	3.599	3.470	3.599	3.470
3.599	3.470	3.599	3.599	3.470	3.213	3.213
3.085	2.828	2.828	2.699	2.442	2.442	2.249
2.249	2.056	2.056	1.928	1.928	1.671	1.671
1.542	1.542	1.350	1.350	1.157	1.157	.900
.771	.771	.514	.386	.386	.129	.000
.000	.129	.000	.129	.129	.000	.129
.000	.129	.000	.129			

PERIODO NATURAL DEL SUELO

.63580 62251 .45449

SUMATORIA DE PERIODOS NATURALES DEL SUELO

1.71281

CORTANTE TOTAL

148.8624

CORTANTE QUE ABSORBE CADA PILOTE

1.69162

DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN LA SUPERFICIE

.0372

DESPLAZAMIENTO DEL SUELO

.0098 0253 0355 0372

DESPLAZAMIENTO PILOTE

246.80440 1725.13300 4285.93000 6004.11700

DIFERENCIA SUELO/PILOTE

6122.37300 4398.78300 1805.71400 278.09010

FACTORES DE DEFORMACION

3549.333 2533.624 1019.813 145.898

1864.120 785.531 116.016

385.875 65.039

17.578

MODULOS HORIZONTALES DE LA CIMENTACION

7663.27 15326.54 2545.58 5091.17

MATRIZ CARGA DEFORMACION

3549.749 2533.628 1019.813 145.898

2533.628 1864.327 785.531 116.016

1019.813 785.531 387.125 65.039

145.898 116.016 65.039 18.203

FUERZAS EN EL PILOTE

-1.503181 -.277176 .259110 -2.388244

CORTANTE EN PUNTA DEL PILOTE

-2.21787

MOMENTO EN LA BASE DEL PILOTE
-7.00952

ANEXO 4

VALORES QUE DIFIEREN EN LA COMPARACIÓN DE RESULTADOS

		PROGRAMA DE COMPUTO	CALCULADORA
CPN (I)	1	0.24965	0.32995
	2	0.08450	0.14894
	3	0.66585	0.63719
		-----	-----
SUMACPN		1.00000	1.11608
Z (I,J)	2,2	9.28677	9.08167
	2,3	-1.07741	-1.50328
	3,3	-0.31129	-0.010609

CPN (I)= COEFICIENTES DE PARTICIPACIÓN DE CADA NIVEL.

SUMACPN= SUMATORIA DE LOS COEFICIENTES DE PARTICIPACIÓN.

Z (I,J)= DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS EN CADA NIVEL.