

40.
20je.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**ANALISIS ESTATICO Y SISMICO DE
UN EDIFICIO CIMENTADO CON
PILOTES DE FRICCION.**

T E S I S

**Que para obtener el título de:
INGENIERO CIVIL**

Presenta:

OSCAR ESPEJEL ACOSTA

ASESOR: ING. GERMAN LOPEZ RINCON

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

México, D. F.

1994.



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**A MIS PADRES, CON PROFUNDO
AGRADECIMIENTO Y CARÍO.**

**AL ING. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN POR
SU COOPERACIÓN , SUGERENCIAS E
INDICACIONES EN LA REALIZACIÓN
DE ESTE TRABAJO.**

**A DIOS POR HABERME GUIADO E
ILUMINADO PARA CONSEGUIR ESTA
META EN MI VIDA.**



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Señor
OSCAR ANGEL ESPEJEL ACOSTA
Presente.

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-170/93

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. GERMAN LOPEZ RINCON, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

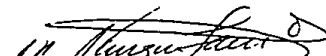
**"ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTATICO Y SISMICO DE
UN EDIFICIO CIMENTADO CON PILOTES DE FRICCION"**

- I . ANTECEDENTES
- II . INVESTIGACION DEL SUBSUELO
- III. CARACTERISTICAS DEL PROYECTO
- IV . ESTUDIO DE LA CIMENTACION
- V . CARACTERISTICAS DINAMICAS DEL SUBSUELO
- VI . COMPORTAMIENTO SISMICO DEL EDIFICIO
- VII. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 05 de noviembre de 1993.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

pl. JMCS/RCR*mcem

INDICE

PAGINA

CAPITULO I.- ANTECEDENTES

I.1 HISTORIA DE LAS CIMENTACIONES.	2
1.1.1 Tipos de cimentaciones.	3
I.2 COMPORTAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES BAJO EL SISMO DE SEPTIEMBRE DE 1985.	11
1.2.1 Ejemplos de buen comportamiento.	12
1.2.2 Ejemplos de mal comportamiento.	14
I.3 CAUSAS DEL MAL COMPORTAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES.	22
1.3.1 Fallas en la superficie del suelo.	26
1.3.2 Fallas en las cimentaciones.	26
1.3.2a Cimentaciones superficiales.	26
1.3.2b Cimentaciones piloteadas.	28

CAPITULO II.- INVESTIGACION DEL SUBSUELO.

II.1 INTRODUCCION.	33
II.1.1 Técnicas para la investigación del subsuelo.	34
II.1.1a Tipos de sondeos.	35
II.2 PROPIEDADES INDICE.	39
II.2.1 Propiedades de los granos del suelo.	40
II.2.2 Propiedades de los agregados del suelo.	41
II.2.3 Relaciones volumétricas y gravimétricas.	42
II.2.4 Plasticidad.	44
II.2.5 Clasificación e identificación de suelos.	45
II.3 PROPIEDADES HIDRAULICAS.	47
II.3.1 Permeabilidad de los suelos.	47
II.4 PROPIEDADES MECANICAS.	50
II.4.1 Consolidación de los suelos.	52
II.4.2 Resistencia al esfuerzo cortante.	54
II.4.2a Pruebas para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante.	55

CAPITULO III.- CARACTERISTICAS DEL PROYECTO.

III.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO.	60
III.2 UBICACION GEOTECNICA.	61
III.3 CARACTERISTICAS GENERALES.	61
III.3.1 Trabajos en campo.	62
III.3.2 Trabajos en laboratorio.	62

CAPITULO IV.- ESTUDIO DE LA CIMENTACION.

IV.1 INTRODUCCION.	78
IV.2 METODO DE ZEEVAERT.	79
IV.2.1 Profundidad de desplante.	79
IV.2.2 Carga que toma el suelo.	83
IV.2.3 Carga que toman los pilotes.	85
IV.2.4 Esfuerzos en el subsuelo.	90
IV.2.5 Movimientos verticales.	100
IV.3 METODO DE RESENDIZ Y ALVINET.	117
IV.3.1 Profundidad de desplante.	117
IV.3.2 Carga que toma el suelo.	119
IV.3.3 Carga que toman los pilotes.	121
IV.3.4 Esfuerzos en el subsuelo.	129
IV.3.5 Movimientos verticales.	139

CAPITULO V .- PROPIEDADES DINAMICAS DEL SUELO.

V.1 Respuesta sísmica del suelo.	157
V.2 Módulo dinámico de rigidez.	159
V.3 Espectro de diseño.	163

CAPITULO VI .-COMPORTAMIENTO SISMICO DEL EDIFICIO

VI.1 Introducción.	171
VI.2 Período dominante del suelo.	171
VI.3 Comportamiento de los pilotes.	183
VI.3.1 Esfuerzos en la masa del suelo.	184
VI.3.2 Módulo de cimentación (K _i).	188
VI.3.3 Desplazamientos horizontales.	189
VI.3.4 Cortante estático en pilotes.	192
VI.3.5 Elementos mecánicos.	195
VI.3.5a Método de Zeevaert.	195
VI.3.5b Método de Reséndiz y Auvinet.	199

CAPITULO VII .-CONCLUSIONES.

APENDICE A.

REFERENCIAS.

CAPITULO I

ANTECEDENTES

1.1 HISTORIA DE LAS CIMENTACIONES .-

Indudablemente, las zapatas representan la forma más antigua de cimentación. Hasta mediados del siglo XIX, la mayor parte de las zapatas eran de mampostería, si se construían de piedra cortada y labrada a tamaños especificados se les llamaba zapatas de piedra labrada. En contraste, las zapatas de mampostería ordinaria se construían con pedazos de piedra de todos los tamaños, unidos con mortero.

Las zapatas de mampostería eran adecuadas para casi todas las estructuras, hasta que aparecieron los edificios altos con cargas pesadas en las columnas. Estas cargas requerían de zapatas grandes y pesadas que ocupaban un valioso espacio en los sótanos.

En los primeros intentos para ampliar las áreas de las zapatas sin aumentar el peso, se construían emparrillados de madera, y las zapatas convencionales de mampostería se colocaban sobre ellos. En 1891 se utilizó un emparrillado construido con rieles de acero de ferrocarril, ahogados en concreto como una mejora del emparrillado de madera. En la siguiente década, los rieles de ferrocarril fueron sustituidos por las vigas I de acero, que ocupaban un poco más de espacio, pero que eran apreciablemente más económicas en acero. En la figura 1.1 se muestran emparrillados de cimentación típicos de madera, rieles de ferrocarril y vigas.

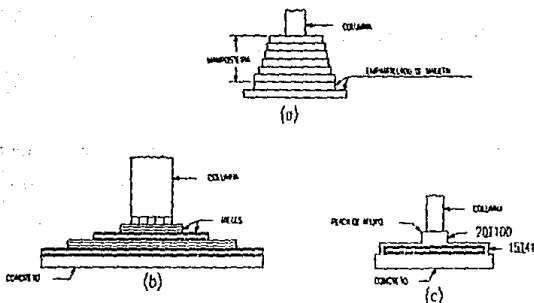


FIGURA 1. 1

Las vigas de acero en I se adaptaban admirablemente a la construcción de zapatas en cantilver. Estas se empezaron a usar en 1887, casi simultáneamente en dos edificios en Chicago.

Con el advenimiento del concreto reforzado, poco después de 1900, las zapatas de emparillado fueron superadas casi por completo por las de concreto reforzado, que son todavía el tipo dominante.

1.1.1 Tipos de cimentaciones .-

Se pueden agrupar a los diferentes tipos de cimentaciones en tres grandes grupos :

a) Cimentaciones superficiales.

- Zapatas aisladas.
- Zapatas corridas o continuas.
- Losas de cimentación.

b) Cimentaciones compensadas.

c) Cimentaciones profundas.

- Pilotes.
- Pilas.
- Cilindros

a) Cimentaciones superficiales :

Una zapata es una ampliación de la base de una columna o muro, que tiene por objeto transmitir la carga al suelo a una presión adecuada (ver figura 1.2).

- Zapatas aisladas .- Son elementos estructurales, generalmente cuadrados o rectangulares que se construyen bajo las columnas con el objeto de transmitir la carga de éstas al terreno en una mayor área, para lograr una presión apropiada.

- Zapatas corridas .- Son elementos análogos a los anteriores, en los que la longitud supera en mucho al ancho. Soportan varias columnas o un muro y pueden ser de concreto o mampostería.

- Losas de cimentación .- Se utilizan cuando el área requerida para apoyo de cimentación es grande debido a la resistencia muy baja del suelo o a cargas muy altas de la superestructura.

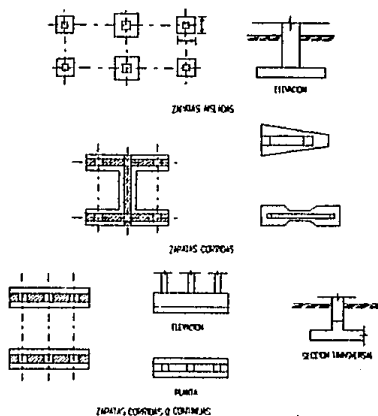


FIGURA 1.2

b) Cimentaciones compensadas :

En depósitos de suelo de mediana, alta y muy alta compresibilidad y baja capacidad de carga, son indicadas las cimentaciones compensadas. Este tipo de cimentaciones requiere de un cajón de cimentación monolítico.

En el diseño de una cimentación compensada se deben considerar en el material dos fases; una fase sólida y otra líquida por lo que la compensación del peso total de un edificio es hecha por medio de dos efectos :

1.- Sustitución del peso de sólidos sumergidos.

2.- El efecto de flotación por el peso del líquido desplazado.

El volumen del cajón de concreto formado por bases y estructura de cimentación desplaza cierto peso del agua contenida en el suelo, contribuyendo a la flotación de la cimentación y reduciendo el valor de la carga aplicada en la fase sólida. La carga tomada por la fase sólida deforma al suelo porque los esfuerzos efectivos son incrementados en la estructura del suelo.

Una cimentación compensada se diseña usualmente con una estructura rígida, considerándola como un sistema de losa plana o como un sistema de cimentación viga - losa, conectando las columnas en ambas direcciones.

Debido a las características de los suelos donde se construyen, en este tipo de cimentaciones se tiene la necesidad de conocer con precisión las características esfuerzo - deformación - tiempo del material del subsuelo y calcular los esfuerzos efectivos en la fase sólida.

La carga en el edificio debe compensarse por medio de una excavación suficiente que permita obtener la capacidad de carga necesaria y la reducción de desplazamientos verticales en magnitud tal que sean aceptables.

Es importante para diseño conocer los conceptos básicos relacionados con las condiciones hidrodinámicas del agua en el subsuelo. El futuro comportamiento de la cimentación esta en función del proceso de excavación y en el control de las condiciones hidráulicas del subsuelo.

- Cimentaciones compensadas con pilotes de fricción :

Cuando una cimentación compensada como la descrita no es suficiente para soportar la carga con asentamientos totales aceptables a pesar de diseñar una cimentación lo suficientemente rígida, se utilizan los pilotes de fricción en el concepto de compensación. Este caso se presenta en depósitos de alta y muy alta compresibilidad que se extienden a gran profundidad, en este caso los pilotes refuerzan la parte superior del suelo donde se tiene la alta compresibilidad.

Este tipo de cimentaciones se aplican en suelos de compresibilidad variables, desde muy alta en la parte superior del depósito a media o baja en el fondo.

La utilidad de los pilotes es lograr que trabajen bajo fuerzas de tensión durante la excavación, conservando de esta manera el estado original de esfuerzos efectivos en el subsuelo.

c) Cimentaciones profundas .-

Cuando el suelo situado al nivel en que se desplantaría normalmente una zapata o una losa de cimentación es demasiado débil o compresible para proporcionar un buen soporte, las cargas se transmiten a un material más adecuado a mayor profundidad por medio de pilotes o pilas.

Los elementos que forman las cimentaciones profundas se distinguen entre sí por la magnitud de su diámetro o lado, según sean de sección recta, circular o rectangular clasificándose en pilotes, pilas y cilindros.

- Pilotes : Son elementos muy esbeltos con dimensiones transversales comprendidas entre 0.30 m y 1.00 m.

Los pilotes se construyen en una gran variedad de tamaños, formas y materiales para adaptarse a muchos requisitos y éstos pueden estudiarse desde dos puntos de vista : por los materiales de que están hechos (madera, concreto o acero) o por su forma de trabajo.

Desde el punto de vista de su forma de trabajo, los pilotes se clasifican en :

- a) De punta : Desarrollan su capacidad de carga con apoyo directo en un estrato resistente.
- b) De fricción : Desarrollan su resistencia por la fricción lateral que generan contra el suelo que los rodea.
- c) Mixtos : Aprovechan los dos efectos anteriormente mencionados.

Desde el punto de vista de los materiales de que están hechos, los pilotes de madera se usan ya muy raramente en trabajos de importancia siendo los pilotes de concreto los más ampliamente usados en la actualidad, pudiendo ser de concreto reforzado o presforzado. Los pilotes de acero son de gran utilidad en aquellos casos en que la hincapié de pilotes de concreto se dificulta por la relativa resistencia del suelo, pues tiene mayor resistencia a los golpes de un martinete y mayor facilidad de penetración.

Los pilotes se usan como elementos de cimentación cuando se requiere :

1.- Transmitir las cargas de una estructura a través de un espesor de suelo blando o a través de agua, hasta un estrato de suelo resistente que garantice el apoyo adecuado.

2.- Transmitir la carga al suelo a una cierta profundidad utilizando para ello la fricción lateral que se produce entre suelo y pilote.

3.- Proporcionar el debido anclaje lateral a ciertas estructuras o resistir las fuerzas laterales que se ejercen sobre ellas.

4.- Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volteo o cualquier efecto que trate de levantar la estructura.

- Pilas : Son elementos cuyo ancho sobrepasa 1.00 m pero no exceden de 2.00 m. Las pilas se construyen de mampostería o de concreto.

- Cilindros : Cuando se requieren elementos de mayor sección que los anteriores se recurre a este tipo de elementos que suelen construirse de concreto.

En general, los factores que influyen en la correcta selección de una cimentación dada pueden agruparse en tres clases principales :

1.- Los relativos a la superestructura, que se refieren a la importancia de la misma, cargas que transmiten al suelo, materiales que la constituyen, etcétera.

2.- Los relativos al suelo, que se refieren a sus propiedades mecánicas, especialmente a su resistencia y compresibilidad, a sus condiciones hidráulicas, etcétera.

3.- Los factores económicos que deben balancear el costo de la cimentación en comparación con la importancia y aún el costo de la superestructura.

El subsuelo del Valle de México se caracteriza por presentar fuertes contrastes de deformabilidad y resistencia.

El diseño de las cimentaciones en la zona lacustre de la Ciudad de México presenta dificultades muy superiores a las usuales en otras ciudades por lo que es necesario tomar en cuenta, además de lo mencionado anteriormente, lo siguiente :

- 1.- La baja resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas.
- 2.- La alta compresibilidad que obliga a limitar las presiones aplicadas al terreno.
- 3.- La existencia de hundimiento regional, que provoca la emersión de las cimentaciones apoyadas en estratos resistentes profundos.
- 4.- La frecuencia e intensidad de los sismos que se presentan en el Valle de México.

Los requerimientos impuestos por las condiciones anteriores hacen que se recurra a una gran variedad de tipos de cimentaciones dependiendo de las características de la edificación, que van desde cimentaciones superficiales sobre zapatas, losas

continuas o cajones hasta cimentaciones profundas sobre pilotes de punta, de fricción o con sistemas especiales que permiten controlar los asentamientos o emersiones de las cimentaciones.

I.2 COMPORTAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES BAJO EL SISMO DE SEPTIEMBRE DE 1985 .-

El sismo de septiembre de 1985 puso de manifiesto el comportamiento de muchas cimentaciones en el Valle de México permitiendo a Investigadores e ingenieros en Mecánica de Suelos observar y estudiar el comportamiento de los diferentes tipos de cimentaciones; registrándose casos de buen y mal comportamiento de las mismas.

Así mismo, debido a la magnitud del sismo, se pudieron observar casos de mal comportamiento que de otro modo no se hubiesen presentado.

Cabe aclarar que no sólo debido al sismo se presentaron casos de mal comportamiento de las cimentaciones. En algunos casos, estas presentaban un comportamiento inadecuado antes de la ocurrencia del sismo (como por ejemplo desplomes, hundimiento súbito, emersión de la cimentación) y debido a éste se originó la falla, y en algunos casos, el colapso de la cimentación.

En los párrafos siguientes se mencionan algunos ejemplos de buen y mal comportamiento de las cimentaciones debido al sismo de septiembre de 1985.

L2.1 Ejemplos de buen comportamiento .-

Se trata de una planta industrial de gran tamaño ubicada en el puerto industrial Lázaro Cárdenas.

La planta consta de :

a) Tres naves industriales contiguas de un nivel con claros transversales de 26 y 28 m y longitudinales de 17.50 m. La estructura es de concreto con algunos elementos colados y otros prefabricados y postensados. Las naves alojan equipos como prensas, preparadoras de placas, etcétera.

b) Edificio de oficinas en dos niveles de concreto así como edificios auxiliares (subestación eléctrica, almacén, cuarto de tableros, comedores, etcétera).

De acuerdo a las características de la planta y del subsuelo, se decidió cimentar las naves, edificio de oficinas y equipos principales de la planta mediante pilotes de concreto precolados, hincados a golpe en perforaciones previas, cuyas puntas se llevaron a la elevación -7.00 m.

Por lo que toca a las instalaciones y edificios secundarios de la planta, se optó por cimentarlos superficialmente sobre relleno granular compactado.

Con motivo de los sismos del 18 y 20 de septiembre de 1985 se efectuó una revisión del comportamiento de la planta. En ella, se observó en general que la planta no sufrió daños que pusieran en peligro la estabilidad de las estructuras.

Los daños se debieron básicamente al asentamiento de instalaciones cimentadas por superficie como pisos, transportadores, muros de relleno y otros, sobre todo en su contacto con las estructuras y equipos principales cimentados con pilotes, las cuales no parecieron sufrir ningún movimiento apreciable, esto permitió concluir que el comportamiento general de la planta fue satisfactorio.

Otro ejemplo de buen comportamiento es el del metro elevado en la línea cuatro y se menciona a continuación :

Está constituido mediante un viaducto elevado apoyado en columnas centrales, localizadas principalmente en la denominada zona del lago caracterizada por arcillas muy blandas altamente compresibles. La cimentación de ésta línea es a base de zapatas cuadradas de concreto reforzado apoyadas sobre pilotes de fricción.

En esta línea un tramo típico está compuesto generalmente por claros de 35 m de longitud, salvados con una trabe de concreto postensado, simplemente apoyada, en columnas en cada uno de sus extremos; a su vez, las columnas están desplantadas en una cimentación compuesta por zapatas cuadradas de concreto reforzado de 13.00 m de lado por 1.20 m de espesor, las cuales se apoyan en 21 pilotes trabajando por adherencia contruidos de concreto armado e hincados en el subsuelo hasta una profundidad aproximada de 6.00 m arriba de la primera capa dura.

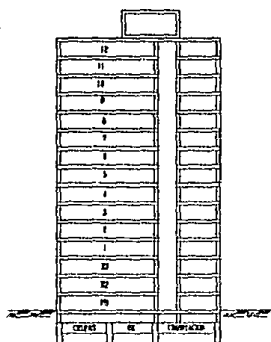
Hasta antes de la ocurrencia de los sismos, los hundimientos que se habían desarrollado tanto en los apoyos de las estaciones como en los apoyos de los tramos alcanzaron magnitudes que para los casos más críticos correspondían a 25 cm. y 16 cm. respectivamente, cuyos valores estaban dentro del marco teórico previsto.

Así mismo, de los registros de nivelación se observó que los movimientos desarrollados durante la ocurrencia de los sismos, se manifiestan como un hundimiento súbito en algunos apoyos cuyo valor fluctúa entre 4 mm. y 40 mm. esta magnitud es realmente pequeña y prueba de esto, es que en ningún momento afectó ni ha afectado el comportamiento de la estructura del metro ya que los movimientos que hasta la fecha se han presentado, han seguido de una manera fiel el comportamiento teórico previsto y el movimiento diferencial que se presentó entre dos apoyos no rebasa el límite máximo permisible.

Tomando en consideración que los tramos y las estaciones cuentan con una cimentación profunda a base de pilotes de fricción, se concluye que la solución adoptada para cimentar la superestructura de esta línea ha sido la adecuada y que los pilotes trabajando por adherencia resultan ser uno de los mejores sistemas de cimentación, siempre y cuando se tomen en cuenta las características del subsuelo obtenidas de un programa de exploración confiable.

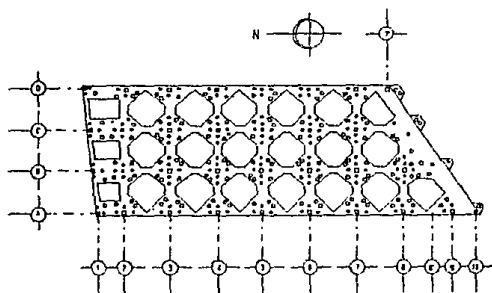
1.2.2 Ejemplos de mal comportamiento .-

Se trata de un edificio que consta de un sótano, planta baja, dos niveles de estacionamiento y doce entrepisos tipo. Esta estructurado con losas planas aligeradas soportadas por trabes y columnas de concreto reforzado, además los muros de colindancia se encuentran reforzados por dalas transversales. La losa de cimentación se colocó a 5.35 m de profundidad y cubriendo una superficie de 1125 m². Se hincaron 133 pilotes de sección cuadrada de 50 cm. de lado y 27 m de longitud efectiva (ver figuras 1.3 y 1.4).



CORTE ESQUEMATICO DEL EDIFICIO

FIGURA 1 . 3



DISTRIBUCION DE PIOTES ORIGINALES Y
LOCALIZACION PROPUESTA DE LOS PIOTES DE CONTROL

FIGURA 1 . 4

El edificio se encuentra localizado dentro de la zona del lago cuyo subsuelo se encuentra constituido fundamentalmente por depósitos de arcilla lacustre de alta compresibilidad interestratificados con materiales piroclásticos cohesivo - friccionantes.

Según un levantamiento topográfico de la cimentación, se observó que el proyecto original fue alterado durante la construcción del edificio, incrementando la superficie construida en 47 m^2 hacia la fachada sur. Se estima que esta modificación incrementó la carga en la cimentación en 1000 ton sobre la parte sur. Se investigó también que ningún pilote adicional fue colocado en esta zona, hecho que provocó la aparición de una excentricidad de 1.75 m hacia la fachada sur, entre el centro de cargas de la cimentación y el centro de reacción de los pilotes, aún considerando que estos trabajan a su capacidad última estimada en 160 ton efectivas; lo que indica que la excentricidad presentada debía ser absorbida por la losa de cimentación aplicando una carga no uniforme al nivel de desplante. Por otro lado, durante una inspección visual al edificio después del sismo, se observó que las celdas de cimentación se encontraban inundadas, lo que significaría que si esta condición prevalecía antes del sismo, entonces los esfuerzos medios estimados, estarían aumentados a 9.95 Ton/m^2 y 1.80 Ton/m^2 bajo la fachada sur y norte respectivamente. Aunque la resistencia del terreno a esta profundidad se ha estimado del orden de 18 Ton/m^2 en condiciones estáticas, es claro que la concentración de esfuerzos sobre la fachada sur, explica los asentamientos y el desplome que ya presentaba el edificio en esta zona antes del sismo.

Es evidente que una cimentación que se encontraba trabajando cerca de su capacidad máxima en una cierta zona, se vea fuertemente comprometida debido a los incrementos de esfuerzos producidos por un sismo. Además resulta claro que el asentamiento y desplome que ya sufría el edificio antes del sismo, contribuyeron en forma

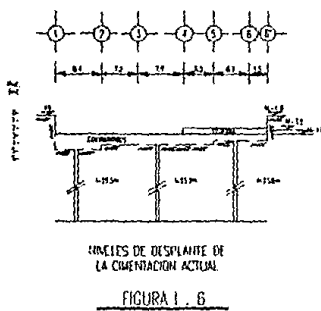
importante a la falla súbita del suelo en esta zona que era la más fuertemente solicitada.

Se ha constatado que una serie de modificaciones realizadas durante la construcción del edificio en cuestión, aumentaron considerablemente las cargas sobre la cimentación, además de que modificaron el punto de aplicación de la resultante de fuerzas. Esto trajo como consecuencia que la losa de cimentación aplicara un esfuerzo no uniforme sobre el terreno, que provocó la aparición de asentamientos diferenciales y de un ligero desplome del edificio. además, se estimó que los pilotes antes del sismo se encontraban trabajando cerca de su capacidad última. Esta situación provocó que las sobrecargas aplicadas durante el sismo no pudieran ser absorbidas por la masa de suelo, provocándole su ruptura en la zona más intensamente cargada.

Los factores mencionados anteriormente y la magnitud de las solicitaciones dinámicas impuestas por el sismo, contribuyeron a una falla incipiente de la cimentación en la zona en que se modificó el proyecto, existiendo además la posibilidad de que la adherencia suelo - pilote se viera disminuida por el sismo.

El segundo ejemplo que se menciona se refiere a un edificio esbelto dañado por el sismo. El edificio de interés se encuentra construido en un área de 16.70 m x 39.60 m y está constituido por una torre entre los ejes 6' y 2' y por un cuerpo bajo entre los ejes 1 y 2 (ver figura 1.5). La torre entre los ejes 6' y 4 tiene una cisterna, un nivel de estacionamiento en semisótano, planta baja, dos niveles de estacionamiento y calorcer plantas tipo y entre los ejes 4 y 2 tiene cinco niveles de estacionamiento, con niveles de piso intermedios a los niveles de las losas entre el eje 6' y 4 y catorce plantas tipo

El cajón se desplantó a 3.00 m de profundidad, se dejó ligado estructuralmente el cuerpo bajo y se hincaron 87 pilotes de fricción. En la figura 1.6 se observa la condición de desplante que actualmente guardan los elementos de la cimentación.



Durante la construcción del edificio, al instalar el equipo para los elevadores, se observó que la estructura tenía desplomes de importancia cuya magnitud se desconoce, por lo que se tomó la decisión de recimentar el edificio agregando a la cimentación existente ocho pilotes de sección transversal circular de 0.40 m de diámetro, desplantados en una delgada capa resistente localizada aproximadamente a 26 m de profundidad para los que se consideró una capacidad de carga última de 100 ton.

A raíz de los sismos de septiembre la estructura sufrió un hundimiento brusco y permanente en su colindancia con la calle, midiéndose un incremento en el hundimiento de 35.5 cm. y 29.4 cm. en la esquina SE y SW respectivamente; en la parte del fondo del edificio el incremento en el hundimiento resultó de 8.3 cm. y 1.7 cm. medidos en la esquina NE y NW respectivamente.

En la condición que guarda actualmente el edificio se identifican como problemas principales un factor de seguridad escaso contra la falla por capacidad de carga, que bajo la acción de cargas dinámicas puede ser superada, poniendo en peligro la estructura, y la excentricidad de cargas respecto al centro de reacción de la cimentación, incrementada por el desplome del edificio.

Con el objeto de conocer el origen del comportamiento del edificio se estudió la información que de él se tenía como son planos estructurales y arquitectónicos, estudio de Mecánica de Suelos, planos de recimentación y nivelaciones.

El análisis de la información mencionada mostró que la cimentación bajo condiciones de servicio no tuvo el comportamiento esperado ya que en un año (1981 - 1982) la estructura presentó un hundimiento diferencial de 20 cm. y un desplome del orden de 30 cm. debido a los siguientes factores :

a) El cajón de cimentación se desplantó un metro más arriba de lo que marcaba el proyecto original, originándose con esto un incremento en la carga neta.

b) Se ligó estructuralmente el cuerpo bajo a la torre y se dio una nueva distribución a los pilotes quedando una excentricidad de 0.60 m entre el centro de reacciones y el de cargas que se traduce en un momento permanente aplicado hacia la calle, lo que provocó que en condiciones de servicio los pilotes trabajaran a diferentes porcentajes de su capacidad; mayor en los cercanos al frente del edificio y menor en los localizados en la parte posterior del edificio. La diferente magnitud del incremento de esfuerzos transmitidos por la cimentación al suelo, tuvo como efecto un hundimiento diferencial.

Estas condiciones desfavorables en corto tiempo hicieron notorio el mal comportamiento del edificio.

En el tercer ejemplo, se describe el mal comportamiento que tuvo la cimentación de un edificio angosto constituido por una losa parcialmente compensada con pilotes de fricción, al inclinarse permanentemente; lo cual produjo un desplome de 58 cm. en 22 m de altura durante los sismos de septiembre de 1985.

El edificio en cuestión se usaba para oficinas, tiene planta baja y seis plantas tipo y es una estructura de concreto armado a base de columnas y entrepisos de losa reticular de 8.85 m de ancho, 29.25 m de longitud y 22 m de altura.

La cimentación es a base de un cajón constituido por una losa, contratraves de 1.50 m de peralte y losa de piso apoyada sobre pilotes que se suponen trabajan por fricción.

De acuerdo con la inspección realizada al edificio, éste sufrió un desplome hacia el NE de 58 cm. producido por un hundimiento diferencial de la cimentación del orden de 23 cm. La estructura también resultó dañada en sus columnas, losas y muros de relleno por lo que se recomendó demoler dos niveles, recimentarlo, reforzar la estructura y la cimentación y enderezar el edificio.

Como cimentación existente presenta un cajón de cimentación de 1.50 m de peralte apoyado sobre 25 pilotes de concreto de 30 cm. de diámetro agrupados en paquetes de 2 y 3 pilotes tangentes como si fueran varillas de concreto armado.

Se considera que fue la carga vertical producida por el sismo sobre el eje 4 lo que provocó la falla de los pilotes y la incipiente del suelo de cimentación, la cual pudo haber sido del tipo de extrusión del depósito de arcilla de baja resistencia que se encuentra entre 6 y 16 m de profundidad.

El incremento de las presiones de poro por el efecto de las ondas sísmicas disminuyó la resistencia al esfuerzo cortante y por consiguiente la capacidad de carga del conjunto cimentación y pilotes.

1.3 CAUSAS DEL MAL COMPORTAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES

Del estudio de los casos se desprende que el mal comportamiento puede asociarse con las circunstancias siguientes :

a) Presión de contacto excesiva que; aún en condiciones estáticas, conducía a asentamientos excesivos y a un factor de seguridad escaso contra falla por corte.

b) Desplomes previos al sismo asociados con la excentricidad de carga de la construcción pero, en mayor grado, con la heterogeneidad del suelo y la realización de excavaciones cercanas con bombeo prolongado.

Las cimentaciones superficiales de construcciones ligeras sobre zapatas aisladas o corridas, tuvieron en general un buen comportamiento durante el sismo, solamente se presentaron asentamientos en cimientos superficiales con construcción pobre o apoyados en rellenos sueltos mal compactados.

Las cimentaciones sobre las losas continuas presentaron, en algunos casos, asentamientos totales y diferenciales muy significativos que condujeron a desplomes importantes de las construcciones.

Los casos de mal comportamiento de cimentaciones compensadas se deben en general a circunstancias previas al sismo análogas a las de cimentaciones superficiales y; en particular, a incrementos netos excesivos de presión de contacto al nivel de la losa de cimentación.

En muchos casos se encuentra que la compensación es solamente parcial, por lo que existen asentamientos previos importantes, especialmente en construcciones con grandes dimensiones en planta.

La excentricidad de cargas respecto al centro de reacción de la cimentación que se presenta tiene también en este caso una gran importancia, especialmente para estructuras esbeltas.

La estanquidad deficiente de los cajones de cimentación tiene también consecuencias desfavorables. En efecto, el peso del agua que inunda parte o la totalidad de la subestructura se suma al peso de la construcción y reduce la compensación en forma significativa. Así mismo, se detectan varios casos de diseño estructural inadecuado de la subestructura, lo que favorece la pérdida de estanquidad contribuyendo a la flexibilidad de la superestructura con consecuencias negativas en el comportamiento general del edificio.

El comportamiento de las cimentaciones sobre pilotes de punta apoyados en la primera o segunda capa resistente es aparentemente adecuado en la mayor parte de los

casos. Generalmente se observa que el suelo localizado en la periferia de la construcción presenta después del sismo un asentamiento importante pero sin consecuencias graves para la misma.

En ciertos edificios, los pilotes de la periferia no soportan estructuralmente las sollicitaciones de flexocompresión inducidas por el momento de volteo y de la fuerza cortante al nivel de la cimentación; observándose en particular fallas en la cabeza de los pilotes.

También se presentan desplomes importantes de edificios sobre pilotes de punta que hacen plausible la hipótesis de que, en algunos casos, los pilotes llegan a penetrar en la capa resistente de apoyo; o bien, que estos se han pandeado o colapsado.

Los pilotes de fricción; es decir, aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral de contacto con el terreno, suelen usarse como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensado para reducir los asentamientos, transfiriendo parte del peso de la construcción a los estratos profundos.

Para este tipo de cimentación es posible distinguir claramente dos tipos de comportamiento inadecuado :

a) Hundimiento brusco durante el sismo de construcciones pesadas, generalmente de grandes dimensiones en planta; para las cuales es posible verificar que la presión de contacto losa - suelo es importante, aún suponiendo que los pilotes trabajan a su capacidad máxima de carga.

b) Desplomes permanentes y colapso total en un caso, por volteo de estructuras esbeltas con insuficiente número de pilotes.

Bajo la acción del sismo, la capacidad de carga de este tipo de estructuras se reduce sensiblemente al concentrarse los esfuerzos en las orillas del área de cimentación por la excentricidad asociada al momento de volteo.

Las cimentaciones especiales presentan también casos de mal comportamiento.

Los sistemas con control de carga en la cabeza de los pilotes presentan con gran frecuencia deformaciones grandes y; en número reducido de casos, la falla estructural o el volteo de dicho mecanismo. Lo anterior se puede atribuir a múltiples factores entre los cuales destacan la falta de mantenimiento, generación de concentraciones de carga en ciertos pilotes, los defectos constructivos y la concepción misma de ciertos sistemas que difícilmente permiten absorber la fuerza cortante transmitida a la cimentación por el sismo.

Las cimentaciones de edificios pesados sobre pilotes de fricción tienden a presentar asentamientos bruscos atribuibles a deformaciones plásticas del suelo, altamente solicitado previamente bajo la combinación del peso del edificio y de los incrementos de cargas cíclicas debidos a sismo.

Las estructuras esbeltas sobre pilotes de fricción pueden presentar desplomes o falla, aún si su diseño estático es aceptable, debido a la reducción considerable de su capacidad de carga ante las excentricidades de carga generadas por el sismo.

1.3.1 Fallas en la superficie del suelo .-

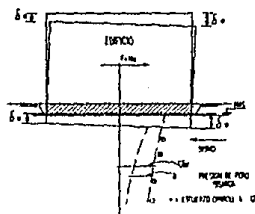
La falla del subsuelo se realiza cuando se alcanza la resistencia de éste por cortante o tensión directa. Lo anterior ocurre cuando los esfuerzos dinámicos adicionados a los estáticos alcanzan la resistencia del suelo. Cuando el suelo está saturado y se genera presión dinámica en el agua de poro se disminuye la resistencia y el suelo se hace muy susceptible a la falla, principalmente en los suelos no cohesivos.

1.3.2 Fallas en las cimentaciones .-

Las fallas que han sufrido los diferentes tipos de cimentaciones durante el sismo de septiembre de 1985 están íntimamente ligadas al comportamiento del subsuelo durante la acción sísmica en la parte superficial del suelo y obviamente ligadas a las características del diseño de la cimentación y esfuerzos a los que se somete al subsuelo por el peso del edificio.

1.3.2a) Cimentaciones superficiales .-

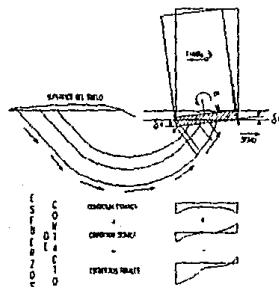
El primer tipo de falla de la cimentación se observa en múltiples edificios con cimentaciones poco profundas con relación de altura a la base del orden de $\frac{1}{2}$. Estos edificios sufrieron hundimiento súbito casi uniforme que alcanza en algunos casos hasta 50 cm (ver figura 1.7).



HUNDIMIENTO DE LA CIMENTACIÓN
POR SUCUDO-LIQUACIÓN

FIGURA 1.7

El segundo tipo de falla se muestra en la figura 1.8. En este caso la orilla (b) de la cimentación se levanta de su posición original y la orilla (a) se hunde. Por consiguiente, se presenta una falla por capacidad de carga producida principalmente en edificios altos cuando debido al momento de volteo se rebasa la resistencia del suelo en la orilla (a) de la cimentación. La resistencia del suelo es a la vez reducida por el incremento de la presión del agua de poro durante un sismo.

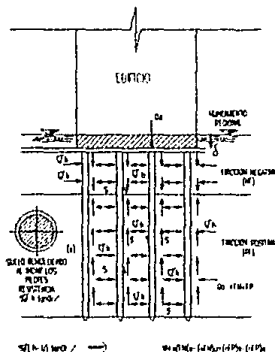


VOLTEO POR REDUCCIÓN DE CAPACIDAD
DE CARGA EN SUELO INCO-APROPIADO

FIGURA 1.8

1.3.2b) Cimentaciones piloteadas .-

El primer caso de falla por hundimiento súbito se presenta en los edificios con cimentaciones no compensadas totalmente o deficientemente compensadas con pilotes de fricción. En estos casos los pilotes flotantes en condiciones estáticas trabajan en su parte inferior con fricción positiva y en su parte superior con fricción negativa (ver figura 1.9).



HUNDIMIENTO SÚBITO CIMENTACION CON
PILOTES DE FRICCIÓN NO COMPENSADA

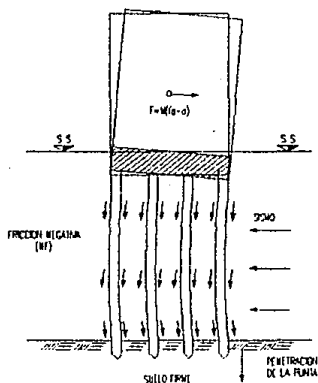
FIGURA 1.9

En estos casos la estructura de la cimentación se separa de la superficie del suelo por el fenómeno del hundimiento regional, haciéndola susceptible a hundimiento súbito si los pilotes de fricción reducen su capacidad de carga por la acción sísmica, inclusive provocando un impacto en la masa del subsuelo.

Para cada longitud de onda la fricción positiva se reduce momentáneamente; así también la fricción negativa, el cambio de fricción positiva a fricción negativa produce

una penetración súbita del pilote. El fenómeno es progresivo dependiendo del número y magnitud de las ondas y de la presión del agua de poro que las ondas sísmicas induzcan al subsuelo.

El segundo caso corresponde a cimentaciones apoyadas en estratos resistentes como se muestra en la figura 1.10. En este caso, la punta de los pilotes carga el peso efectivo total del edificio adicionado de la fricción negativa inducida en los pilotes por el hundimiento regional de la superficie del suelo.



FLEXION DE PILOTES POR LA
ACCION SISMICA EN EL SUBSUELO

FIGURA 1.10

En este caso los pilotes son forzados a deformarse en sentido horizontal por el movimiento de las ondas sísmicas y restringidos por la inercia del edificio, produciéndose

en estos flexión. Además, el momento de volteo, principalmente en edificios altos, origina incremento de cargas axiales sísmicas importantes en los pilotes limítrofes, los que resultan más castigados y trabajan fuertemente a flexocompresión y cortante. Las fallas en estos casos se han presentado en rotura de éstos y/o penetración de su punta en el estrato donde se apoyan. Esta acción ha hecho que varios edificios piloteados se hayan desplomado.

Algunas de las deficiencias que se presentaron en el comportamiento de los edificios se debieron a que no se calcularon las excentricidades de cargas ni se calcularon con la precisión suficiente las presiones de contacto en la interacción suelo - estructura de cimentación.

Durante los sismos de 1985 hubo un mal comportamiento de muchos edificios cimentados con losa corrida parcialmente compensada con o sin pilotes de fricción lo cual se puede atribuir, desde el punto de vista de dinámica de suelos, a las siguientes causas :

1.- Espesor de los depósitos arcillosos mayores de 25 m, con módulos de rigidez muy bajos, lo cual se traduce en períodos naturales de vibración del suelo que pueden quedar cercanos al período natural de vibración de los edificios.

2.- Factores de seguridad del conjunto de cimentación y pilotes por debajo de lo que se recomendaba como buena práctica.

3.- Es probable que en algunos casos no se hayan hecho estudios del subsuelo previos al diseño.

4.- Generación de presiones de poro durante los sismos que disminuyeron la resistencia al esfuerzo cortante, y por consiguiente, la capacidad de carga.

5.- Cimentaciones angostas sujetas a momentos de volteo importantes que provocaron la falla de las cimentaciones por compresión o tensión.

6.- Giros de las cimentaciones durante los sismos debido a la deformación del subsuelo los que normalmente no se toman en cuenta para el diseño de las estructuras y que pueden producir incremento del período de vibración y golpes entre edificios colindantes por falta de una separación adecuada.

7.- Repetición de varios ciclos de carga y descarga que pueden disminuir la resistencia de las arcillas y aumentar las deformaciones.

8.- Falla del subsuelo durante los sismos debido a que los esfuerzos cortantes generados por las ondas sísmicas fueron superiores a la resistencia, apareciendo grietas en las áreas descargadas (calles o terrenos baldíos).

9.- Deformaciones del subsuelo hacia zanjas con rellenos mal compactados o hacia áreas colindantes con excavaciones y que sufrieron remoldeo por desplazamientos no controlados en la vecindad de cimentaciones.

Se puede deducir que algunos de los edificios afectados estaban proyectados con cimentaciones deficientes que sobrecargaron el subsuelo más de lo conveniente y obviamente no fueron diseñadas usando conceptos sismo - geodinámicos.

CAPITULO II

INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

II.1 INTRODUCCIÓN .-

Los materiales que constituyen la corteza terrestre son clasificados por el ingeniero civil en dos categorías, suelo y roca.

Se llama suelo a todo agregado natural de partículas minerales separables por medios mecánicos de poca intensidad (por ejemplo agitación en agua). El agua contenida en éste juega un papel muy importante en el comportamiento mecánico del suelo, que debe considerarse como parte integral del mismo.

Se llama roca al agregado formado por minerales, unidos por fuerzas cohesivas.

Según el origen de los elementos que conforman los suelos, estos se dividen en dos amplios grupos :

a) Suelos cuyo origen se debe, esencialmente, al resultado de la descomposición física y química de las rocas.

b) Suelos cuyo origen es esencialmente orgánico.

Si los productos de la descomposición de las rocas se encuentran aún en el mismo lugar de origen, constituyen un suelo residual. Si estos productos son removidos del lugar de formación por los mismos agentes geológicos y redepositados en otra zona, se les denomina suelos transportados. Algunos agentes de transporte son : glaciares, viento, ríos y corrientes de agua superficial.

Las condiciones de los suelos del lugar donde ha de construirse una estructura son comúnmente exploradas por medio de sondeos, perforaciones o excavaciones a cielo abierto. El técnico que las efectúa examina las muestras a medida que éstas son extraídas y las clasifica anotando el nombre del suelo e indicando compacidad, color y otras características. Estos datos sirven luego para preparar el perfil estratigráfico donde se indica cada capa de suelo por su nombre y se proporcionan las cotas entre las cuales se extiende. Los datos así obtenidos pueden ser complementados con un resumen de los resultados de ensayos de laboratorio, efectuados sobre muestras de los suelos del perfil. En los párrafos siguientes se da una breve explicación de los diferentes tipos de sondeos utilizados en la Mecánica de Suelos para la obtención de muestras de laboratorio.

II.1.1 Técnicas para la investigación del subsuelo .-

El proyecto de una cimentación, de un dique de tierra o de un muro de contención, no puede efectuarse de una manera inteligente y satisfactoria, amén que el proyectista tenga como mínimo una concepción razonable de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos que debe considerar. Las operaciones e investigaciones de campo y laboratorio necesarias para obtener esta información se les denomina exploración del suelo o programa de exploración.

El número, tipo y profundidad de los sondeos que deben ejecutarse en un programa de exploración de suelos depende fundamentalmente del tipo del subsuelo y de la importancia de la obra.

A continuación se mencionan brevemente algunos tipos de sondeos y de muestreos con el fin de ilustrar ambos procedimientos.

II.1.1a Tipos de sondeos .-

Los tipos de sondeos principales que se usan en Mecánica de Suelos, para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo, son los siguientes :

a) Métodos de exploración de carácter preliminar :

1.- Pozos a cielo abierto con muestreo alterado o inalterado.

2.- Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.

3.- Método de lavado.

4.- Método de penetración estándar.

5.- Método de penetración cónica.

6.- Perforaciones en boleos y gravas.

b) Métodos de sondeos definitivo :

1.- Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.

2.- Método con tubo de pared delgada.

3.- Métodos rotatorios para roca.

c) Métodos geofísicos :

1.- Sísmico.

2.- De resistencia eléctrica.

3.- Magnético y gravimétrico.

- Pozos a cielo abierto :

Consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo. Cuando éste método sea practicable debe considerársele como el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo.

En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas o inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado.

- Método de penetración estándar :

Este procedimiento es, entre todos los exploratorios preliminares, el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona información más útil en torno al subsuelo. El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestreador especial (muestreador o penetrómetro estándar) de dimensiones establecidas.

El penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 kg. (140 lb), que cae desde una altura de 76 cm. (30 pulgadas), contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm. (1 pie).

El martinete, hueco y guiado por la misma tubería de perforación es elevado por un cable que pasa por la polea del trípode y dejado caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación. En cada avance de 60 cm. debe retirarse el penetrómetro, removiendo al suelo de su interior, el cual constituye la muestra.

- Método de penetración cónica :

Consiste en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece.

Dependiendo del procedimiento para hincar los conos en el terreno, estos métodos se dividen en estáticos y dinámicos. En los estáticos, la herramienta se hince a presión medida en la superficie con un gato apropiado. En los dinámicos, el hincado se logra a golpes, dados con un peso que cae.

Desgraciadamente para este tipo de prueba no existen las correlaciones mencionadas en el caso de la prueba estándar, por lo que los resultados son de muy dudosa interpretación; sin embargo, la prueba se ha usado frecuentemente por su economía y rapidez.

Este tipo de pruebas son útiles en zonas cuya estratigrafía sea ya ampliamente conocida " a priori " y cuando se desee simplemente obtener información de sus características en un lugar específico.

- Muestreo con tubos de pared delgada :

Para este tipo de muestreos, se usan tubos de hasta 10 cm. de diámetro en tramos de 60 o 90 cm.

El extremo inferior del tubo se afila y se dobla ligeramente hacia adentro para formar la cuchilla. Al extremo superior se le hace una rosca para conectarlo a las barras de perforación. Para obtener una muestra se conecta el tubo al extremo de las barras de sondeo y se baja dentro del pozo, que previamente ha sido limpiado con inyección de agua o con un barrenado, sonda o cuchara. Se hincan luego los sacamuestras en el fondo de la perforación hasta que penetre toda su longitud menos 15 cm. Una vez que se ha hincado el sacamuestras, se hacen rotar las barras de sondeo para cortar el extremo inferior de la muestra, levantando y retirando el sacamuestras.

- Métodos rotatorios para roca :

Cuando un sondeo alcanza una capa de roca más o menos firme o cuando en el curso de la perforación las herramientas antes descritas tropiezan con un bloque grande de naturaleza rocosa, no es posible lograr penetración con los métodos estudiados y ha de recurrirse al empleo de máquinas perforadoras a rotación con broca de diamantes.

En el extremo de la tubería de perforación va colocado un muestreador especial llamado de corazón, en cuyo extremo inferior se acopla una broca de acero duro con incrustaciones de diamante industrial, que facilitan la perforación.

- Métodos geofísicos :

Desarrollados principalmente con el propósito de determinar las variaciones en las características físicas de los diferentes estratos del subsuelo. Estos procedimientos se basan en las diferencias gravimétricas, magnéticas, eléctricas, radiactivas o elásticas de los diferentes elementos del subsuelo.

En el caso de estudios para fines de cimentación no se puede considerar que los métodos geofísicos sean adecuados, pues no rinden una información de detalle comparable con la que puede adquirirse de un programa de exploración convencional.

II.2 PROPIEDADES ÍNDICE .-

Uno de los principales propósitos perseguidos para reducir los riesgos inherentes a todo trabajo de suelos ha consistido en buscar métodos para diferenciar los distintos tipos de suelo de una misma categoría. Las propiedades en que se basa dicha diferenciación se conocen con el nombre de propiedades índice y a los ensayos necesarios para determinarlas, ensayos de clasificación.

La naturaleza de cualquier suelo puede ser alterada si se le somete a algún tratamiento; es decir, el comportamiento de los suelos en el terreno depende no sólo de

las propiedades significativas de los granos de su masa, sino también de aquellas propiedades que tienen su origen en el acomodamiento de las partículas dentro de ella.

De acuerdo con lo anterior es conveniente dividir las propiedades índice en dos clases :

- a) Propiedades de los granos del suelo.
- b) Propiedades de los agregados del suelo.

Las principales propiedades de los granos del suelo son la forma y el tamaño y en suelos arcillosos las características mineralógicas de las partículas más pequeñas.

Las propiedades mas significativas de los agregados del suelo son :

- a) Para suelos no cohesivos, la densidad relativa.
- b) Para suelos cohesivos, la consistencia.

II.2.1 Propiedades de los granos del suelo .-

II.2.1a Tamaño y forma .-

El tamaño de las partículas que constituyen los suelos varía entre el de un canto rodado y el de una molécula grande.

Los granos de un tamaño mayor a 0.06 mm. constituyen la fracción muy gruesa y gruesa de los suelos.

Los granos comprendidos entre 0.06 mm. y 0.002 mm. constituyen la fracción fina de los suelos, y los granos menores a 0.002 mm. constituyen la fracción muy fina.

Las fracciones de suelo muy gruesas consisten en fragmentos de roca compuestos de uno o más minerales; éstos fragmentos pueden ser angulares, redondeados o chatos (por ejemplo las gravas).

Las fracciones gruesas consisten en granos compuestos por lo general de cuarzo, pudiendo ser angulares o redondeados (por ejemplo arenas).

En las fracciones finas y muy finas cada grano está compuesto generalmente de un solo mineral. Las partículas pueden ser angulares en forma de escamas y ocasionalmente con forma tubular, pero nunca redondeadas.

II.2.2 Propiedades de los agregados del suelo .-

El término agregado se refiere al suelo mismo en contraposición con cada uno de sus elementos constituyentes.

Cuantitativamente, los agregados del suelo pueden diferir en porosidad, densidad relativa, contenido de humedad y también en consistencia. Los datos cuantitativos se obtienen por medio de ensayos en laboratorio o ensayos in situ.

Cualitativamente, los agregados de suelo pueden diferir en textura, estructura y consistencia. Los datos cualitativos se obtienen en el terreno por inspección visual y sirven como base para preparar los perfiles de las perforaciones y obtener otras informaciones que permitan describir la sucesión de los estratos del subsuelo.

II.2.2a Textura, estructura y consistencia .-

Textura, se refiere al grado de fineza y uniformidad del suelo y se describe por medio de términos como harinoso, suave, arenoso, áspero, etcétera, según la sensación que produce al tacto.

Estructura, se refiere a la forma en que las partículas se disponen dentro de la masa de suelo. La inspección visual de la estructura de los suelos de granos finos o muy finos no es practicable de modo que se debe juzgar sobre la base de la porosidad y de otras propiedades del suelo.

Consistencia, se refiere al grado de adherencia entre las partículas del suelo y a la resistencia ofrecida a las fuerzas que tienden a deformar o a romper el agregado de suelo. La consistencia se describe como dura, resistente, frágil, plástico, pegajoso y blando, siendo la medida cuantitativa más directa de la consistencia la resistencia a compresión simple (no confinada) de muestras prismáticas o cilíndricas del suelo.

II.2.3 RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS .-

En un suelo se distinguen tres fases constituyentes; la sólida, la líquida y la gaseosa.

La fase sólida está formada por las partículas minerales del suelo, la fase líquida por el agua y la fase gaseosa comprende sobre todo el aire.

Las fases líquida y gaseosa del suelo suelen comprenderse en el volumen de vacíos mientras que la fase sólida constituye un volumen de sólidos.

Las siguientes relaciones son importantes para el manejo comprensible de las propiedades mecánicas de los suelos y un completo dominio de su significado y sentido físico.

Relación de vacíos : $e = V_v / V_s$

Porosidad : $n = (V_v / V_m) \times 100$

Contenido de humedad : $w = (W_w / W_s) \times 100$

Grado de saturación : $G_w = (V_w / V_v) \times 100$

- **Porosidad** : Es la relación entre volumen de vacíos y el volumen total del suelo; entendiéndose como volumen de vacíos aquella parte del volumen total no ocupada por granos.

- **Relación de vacíos** : Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos.

- **Contenido de humedad** : Se define como la relación del peso del agua contenida en el suelo y el peso del suelo seco y se expresa comúnmente en porcentaje.

- Peso unitario : Se define como el peso del agregado (suelo + agua) por unidad de volumen. Este valor depende de los elementos sólidos, porosidad y el grado de saturación.

II.2.4 PLASTICIDAD .-

Existen suelos (arcillas) que al ser remoldeados cambiando su contenido de agua si es necesario, adoptan una consistencia característica denominada plástica.

La plasticidad es una propiedad tan evidente que ha servido para clasificar suelos en forma puramente descriptiva.

En Mecánica de Suelos la plasticidad puede definirse como la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

La transición de un estado a otro no ocurre en forma rápida sino en forma gradual; es decir, si se reduce lentamente el contenido de humedad de un barro arcilloso líquido, la arcilla pasa gradualmente del estado líquido al estado plástico y finalmente al estado sólido.

Según el contenido de agua, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia definidos por Atterberg :

- 1.- Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
- 2.- Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.

3.- Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente.

4.- Estado semisólido, en que el suelo tiene la apariencia de un sólido pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.

5.- Estado sólido, en que el volumen de suelo no varía con el secado.

La frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico fue llamada por Atterberg límite líquido y la frontera entre los estados plástico y semisólido límite plástico.

A las fronteras anteriores, que definen el intervalo plástico del suelo se les ha llamado límites de plasticidad.

II.2.5 CLASIFICACIÓN E IDENTIFICACIÓN DE SUELOS .-

Dado el escaso conocimiento que sobre suelos se tenía basándose en criterios puramente descriptivos; nacieron varios sistemas basados en las características granulométricas.

A pesar de sus limitaciones, las clasificaciones de suelos basadas en las características granulométricas tienen amplio uso, especialmente en descripciones generales o preliminares. Todo sistema de clasificación basado solamente en la granulometría puede conducir a errores, pues las propiedades físicas de la fracción más fina de los suelos dependen de otros factores, ajenos al tamaño de los granos.

La naturaleza poco satisfactoria de la mayoría de los sistemas de clasificación condujo a Casagrande en 1948 a una revisión del problema y a la proposición del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Según este sistema, los suelos se dividen en tres grupos principales :

1.- De grano grueso.

2.- De grano fino.

3.- Altamente orgánicos.

- **De grano grueso** : Los suelos de grano grueso se dividen en gravas (G) y arenas (S) según tengan más o menos del 50 % de granos visibles retenidos en la malla # 4. A su vez cada uno de estos grupos se divide en cuatro grupos :

a) Bien graduados (W).

b) Pobrementemente graduados (P).

c) Bien graduados sucios (C).

d) Pobrementemente graduados, sucios (F).

- **De grano fino** : Los suelos de grano fino se dividen en tres grupos :

a) Limos inorgánicos (M).

b) Arcillas inorgánicas (C).

c) Limos y arcillas orgánicos (O).

Cada uno a su vez se subdivide en los que tienen límite líquido menor de 50 % (L) o mayor de 50 % (H).

El sistema unificado permite una clasificación digna de confianza sobre la base de algunos ensayos de laboratorio poco costosos.

II.3 PROPIEDADES HIDRÁULICAS .-

II.3.1 Permeabilidad de los suelos .-

Se dice que un material es permeable cuando contiene vacíos continuos, como tales vacíos existen en todos los suelos incluyendo las arcillas más compactas, dichos materiales son permeables.

Los problemas relativos al flujo de líquidos en general, pueden dividirse en dos grupos principales :

Flujo laminar : cuando las líneas de flujo permanecen sin juntarse entre sí en toda su longitud.

Flujo turbulento : cuando las líneas de flujo se juntan entre sí.

A velocidades bajas un flujo ocurre en forma laminar, mientras que al aumentar las velocidades se llega a un límite en que se transforma en turbulento.

El flujo de agua a través de medios porosos, de gran interés en la Mecánica de Suelos, está gobernado por una ley descubierta experimentalmente por Henry Darcy en 1856. Darcy investigó las características del flujo de agua a través de filtros formados por materiales térreos.

Trabajando con dispositivos de diseño especial, encontró que para velocidades suficientemente pequeñas, el gasto queda expresado por :

$$Q = dV / dt = KAi \quad (\text{cm}^3 / \text{seg}) \dots\dots\dots (1)$$

donde :

A = área total de la sección transversal del filtro.

i = gradiente hidráulico del flujo.

$$i = (h_1 - h_2) / L$$

En cualquier punto del flujo la altura piezométrica h es la carga de elevación Z del punto más la carga de presión en dicho punto (p / γ_w) .

La carga de velocidad se desprecia en razón de la pequeñez de las velocidades que el agua tiene a través del medio poroso.

La ecuación de continuidad establece que :

$$Q = Av \dots\dots\dots (2)$$

Llevando esta expresión a la ec. 1 se deduce que $v = Ki$, es decir, que en el intervalo en que la ley de Darcy es aplicable, la velocidad del flujo es directamente proporcional al gradiente hidráulico, esto indica que dentro del campo de aplicación de la ley de Darcy, el flujo del agua en el suelo es laminar.

En las ecuaciones relacionadas con la ley de Darcy aparece una constante física de proporcionalidad " K " denominada permeabilidad, cuyo valor es independiente de las propiedades físicas del líquido que se filtra por el material.

Es obvio que el valor numérico de " K " refleja las propiedades físicas del suelo y en cierta medida ese valor indica la facilidad con que el agua fluye a través del suelo.

El coeficiente de permeabilidad de un suelo es un dato cuya determinación correcta es de fundamental importancia para la formación del criterio del proyectista en algunos problemas de Mecánica de Suelos y, en muchos casos, para la elaboración de sus cálculos.

Existen varios procedimientos para la determinación de la permeabilidad de los suelos; unos directos, así llamados porque se basan en pruebas cuyo objetivo fundamental es la medición de tal coeficiente y otros indirectos, proporcionados en forma secundaria por pruebas y técnicas que primariamente siguen otros fines. Estos métodos son los siguientes :

a) Directos :

1.- Permeámetro de carga constante.

2.- Permeámetro de carga variable.

3.- Prueba directa de los suelos en el lugar.

b) Indirectos :

1.- Cálculo a partir de la curva granulométrica.

2.- Cálculo a partir de la prueba de consolidación.

3.- Cálculo con la prueba horizontal de capilaridad.

II.4 PROPIEDADES MECÁNICAS .-

Todos los materiales experimentan deformación cuando se les sujeta a un cambio en sus condiciones de esfuerzo. La deformación de la mayoría de los suelos, aún bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de materiales como el acero y el concreto; además, esa deformación no se produce usualmente, en forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que se desarrolla en el transcurso del tiempo.

A causa de la relativa frecuencia con que han aparecido asentamientos no previstos, la compresibilidad de los estratos de arcilla confinados ha recibido una atención

creciente durante las últimas décadas, desarrollándose como consecuencia métodos que permiten calcular o estimar la magnitud y distribución de los asentamientos que se producen en tales casos específicos, de modo que si se consideran que éstos resultan excesivos, es siempre posible modificar el proyecto de cimentación antes de iniciar su construcción.

Los procesos reales de deformación pueden siempre descomponerse en dos facetas :

- La compresión (o extensión) o deformación sólo por cambios de volumen, es el proceso por el que una masa de suelo cambia de volumen manteniendo su forma.

- La distorsión o deformación desviadora es el proceso por el que una masa de suelo cambia de forma manteniendo su volumen constante.

Es decir, el proceso real puede considerarse como una componente volumétrica de la deformación y otra desviadora.

Puesto que para fines prácticos puede considerarse que los suelos no tienen resistencia a la tensión, las características de deformación bajo compresión son las de mayor interés, por ello, las principales pruebas están diseñadas para someter las muestras de suelo a esfuerzos de compresión.

Dentro de estos métodos de prueba se tienen entre otras, las llamadas pruebas de compresión triaxial, compresión simple y consolidación, que se explican brevemente a continuación.

II.4.1 Consolidación de los suelos .-

Se le llama proceso de consolidación a un proceso de disminución de volumen que tiene lugar en un lapso, provocado por el aumento de cargas en el suelo.

El objetivo de una prueba de consolidación unidimensional es determinar el decremento de volumen y la velocidad con que este decremento se produce en un espécimen de suelo confinado lateralmente y sujeto a una carga axial.

Si durante el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece igual, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir sólo en dirección vertical; a este tipo de consolidación se le conoce como unidimensional o unidireccional.

En la consolidación unidimensional el volumen de la masa de suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas son nulos.

Las características de la consolidación de los estratos de arcilla pueden investigarse cuantitativamente, con aproximación razonable, realizando la prueba de consolidación unidimensional sobre especímenes representativos del suelo, extraídos en forma tan inalterada como sea posible. De esta manera se puede calcular la magnitud y la velocidad de los asentamientos probables debidos a las cargas aplicadas.

Una prueba de consolidación unidimensional se realiza sobre una muestra labrada en forma de cilindro aplastado, colocada en el interior de un anillo que le proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo que contiene a la muestra se

coloca entre dos piedras porosas de sección circular de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo, una en cada cara de la muestra.

El conjunto se coloca en la cazuela de un consolidómetro del tipo de anillo flotante y por medio del marco de carga se aplican cargas a la muestra. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento obre por un período de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos y los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica conocida como curva de consolidación, que tiene por abscisas los valores de los tiempos transcurridos en escala logarítmica y como ordenadas, las correspondientes lecturas del extensómetro en escala natural, obteniéndose una para cada incremento de carga aplicado.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor que el inicial y puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro.

De esta manera, para cada incremento de carga aplicado, se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión actuante sobre la muestra.

Una vez aplicados todos los incrementos de carga se tienen valores para construir una gráfica en cuyas abscisas se colocan los valores de la presión actuante en escala natural o logarítmica y en cuyas ordenadas se anotan los correspondientes valores de la relación de vacíos en escala natural. Estas curvas se llaman de compresibilidad y de ellas se obtiene una en cada prueba de consolidación completa.

Las relaciones entre esfuerzos y deformaciones determinan el asentamiento de las estructuras soportadas por los suelos, pero esta relación entre esfuerzos y deformaciones es demasiado compleja de determinar por lo que las investigaciones necesarias se llevan a cabo usualmente por medio de ensayos de compresión triaxial.

Las pruebas de compresión triaxial son mucho más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son las más usadas para determinar las características de esfuerzo - deformación y de resistencia de suelos.

II.4.2 Resistencia al esfuerzo cortante .-

Los suelos, como la mayoría de los materiales sólidos rompen por tracción o por corte; pero en la mayoría de los problemas de ingeniería sólo la resistencia a rotura por corte merece ser considerada.

La rotura por corte comienza en un punto de una masa de suelo, cuando en alguna superficie que pasa por dicho punto se alcanza una combinación crítica entre el esfuerzo normal y el tangencial o de corte.

Se han desarrollado varios tipos de dispositivos para determinar e investigar el valor que adquiere esta combinación crítica bajo distintos estados de sollicitación, siendo el más usado el aparato triaxial, el cual se explica en los párrafos siguientes.

II.4.2a Pruebas para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante .-

1.- Prueba directa :

Durante muchos años la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante fue prácticamente la única usada para la determinación de la resistencia de los suelos; hoy, aún cuando conserva interés práctico debido a su simplicidad, ha sido sustituida en buena parte por las pruebas de compresión triaxial.

El aparato utilizado para la prueba consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil que contienen a la muestra de suelo. Dos piedras porosas, una superior y otra inferior, proporcionan drenaje libre a las muestras saturadas cuando se desee, y se sustituyen simplemente por placas de confinamiento al probar muestras secas.

La parte móvil tiene un aditamento al cual es posible aplicar una fuerza rasante que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano. Sobre la cara superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla (σ) graduable a voluntad. La deformación de la muestra es medida con extensómetros tanto en dirección horizontal como vertical.

2.- Prueba in situ por medio de veleta :

La prueba de veleta es una contribución relativamente moderna al estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos. La prueba presenta en principio una ventaja considerable, la de realizarse directamente sobre suelos " in situ ".

El aparato consta de un vástago, desmontable en piezas, a cuyo extremo inferior esta ligada la veleta generalmente de cuatro aspas fijas a un eje que es la prolongación del vástago.

Para efectuar la prueba, una vez hincada la veleta a la profundidad deseada, se aplica gradualmente al vástago un momento en su extremo superior, en donde existe un mecanismo apropiado que permite medirlo. La veleta sólo es aplicable a materiales de falla plástica (del tipo de arcillas blandas).

3.- Prueba de compresión triaxial :

En un ensayo triaxial, una muestra cilíndrica de suelo es sometida a presiones laterales de confinamiento iguales en todas las direcciones, mediante agua, protegida con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética con bases metálicas. En las bases de la muestra se colocan piedras porosas. El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce esfuerzos principales sobre el espécimen iguales en todas direcciones.

Actualmente las pruebas triaxiales pueden clasificarse en dos grandes grupos :

- a) Pruebas de compresión : la dimensión original axial del espécimen disminuye.

- b) Pruebas de extensión : la dimensión original axial del espécimen aumenta.

Las pruebas triaxiales suelen considerarse constituidas por dos etapas :

- 1.- En la que se aplica a la muestra la presión de cámara (durante ella puede o no permitirse el drenaje de la muestra).
- 2.- Adición de la carga axial pudiendo ser también drenada o no.

Dentro de la prueba triaxial se pueden presentar diferentes tipos de éstas según las condiciones a las que este sometida la probeta cilíndrica de suelo, siendo las siguientes :

- a) Prueba lenta (L), o prueba con consolidación y con drenaje.
- b) Prueba rápida consolidada (Rc), o prueba con consolidación y sin drenaje.
- c) Prueba rápida (R), o sin consolidación y sin drenaje.
- d) Prueba de compresión simple (Cs) : Esta prueba no es realmente triaxial y no se clasifica como tal, pero en muchos aspectos se parece a una prueba rápida.

Los resultados de las pruebas triaxiales se interpretan generalmente a partir de gráficas constituidas según el método de Mohr, es decir, en una representación donde se grafican los esfuerzos normales contra los esfuerzos cortantes correspondientes.

CAPITULO III

CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

III.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO .-

En este trabajo se estudia y analiza la cimentación para un edificio de estacionamiento de cinco niveles construido de concreto reforzado a base de columnas de sección rectangular, muros de rigidez y sistema de piso con losa aligerada de 40 cm. de peralte. La altura libre de entrepiso es de 2.40 m por lo que la altura total del edificio es de 14.00 m a partir del nivel de banqueta. Por otro lado, el edificio cuenta con un sótano a la profundidad de 2.40 m (ver figura III.1).

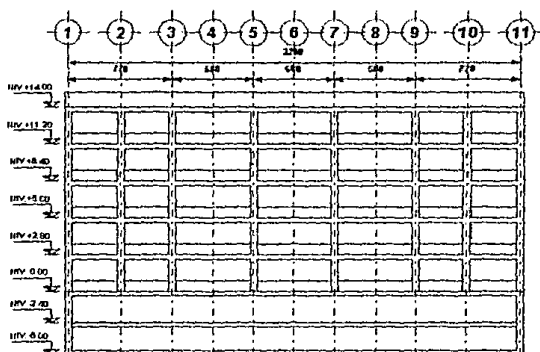


FIGURA III. 1
(CORTE ESQUEMATICO)

El edificio en planta presenta forma rectangular (figura III.2) con dimensiones de 32.80 m en el sentido longitudinal y de 19.40 m en el sentido transversal, cubriendo un área total de 636 m^2 y esta estructurado mediante marcos ortogonales en ambas direcciones.

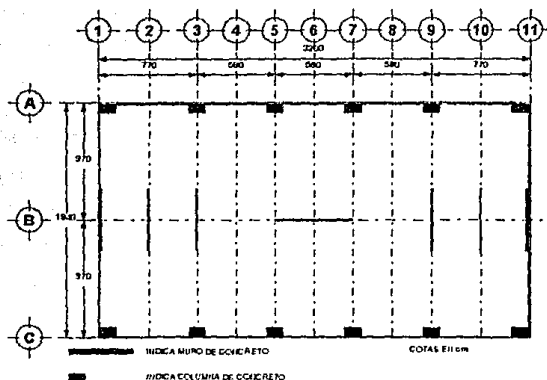


FIGURA III. 2

(PLANTA)

III.2 UBICACIÓN GEOTÉCNICA .-

El edificio en estudio se ubica al norte del Distrito Federal en una zona donde prevalecen suelos de alta compresibilidad, clasificada como zona III según la subzonificación que se establece en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

III.3 CARACTERÍSTICAS GENERALES .-

Para la determinación del tipo de cimentación más adecuado para una estructura, es necesario llevar a cabo una investigación detallada del subsuelo con la finalidad de conocer las diferentes propiedades del mismo así como la estratigrafía existente. Para obtener esta información, es indispensable llevar a cabo trabajos en campo y pruebas en laboratorio.

RESULTADO DE LABORATORIO

ESTUDIO :
SONDEO : SE-1

Prof. m.	DESCRIPCION	W, LL, LP (%)				Ym(ton/m³)		S _u (N)	G	c(ton/m³)	N			Pe(ton/m²)
		100	200	300	400	1,0	2,0				10	30	50	
2	ARCILLA DE WED. PLAST. GRISE CLAY. DURA CON POC. ARENA FINA.							0 54 46						
4	ARCILLAS ARCILLOSAS Y LAMASAS, GRIS VERDOSO Y MEDIO, DE COMP. VARIABLE							0 75 25						
6	ARCILLA DE ALTA PLAST. GRIS VERDOSO, MUY BLANCA, CON VETA DE ARENA DONDE SE INDICA							0 7 93						
8														
10	ARCILLA DE ALTA PLAST. GRIS VERDOSO, MUY BLANCA, CON VETA DE ARENA DONDE SE INDICA							0 46 54						
12	ARCILLA DE ALTA PLAST. GRIS VERDOSO, MUY BLANCA, CON VETA DE ARENA DONDE SE INDICA							0 6 94						
14								0 6 94						
16														
18								0 2 98						
20								0 5 95						
22														
24								0 20 80						
26														
28														
30														
32	ARCILLA DE ALTA PLAST. GRIS VERDOSO, MUY BLANCA, CON LENTES DE VIDRIO VOLCANICO DONDE SE INDICA							0 8 92						
34								0 12 88						
36	ARCILLA ARCILLOSA, GRIS, MUY COMP.							0 54 46						
38	LIMOS Y ARCILLAS DE WED. PLAST., GRIS, DURO, CON ARENA FINA							0 34 66						
40								0 13 87						
42	ARCILLA ALTA PLAST., GRIS VERDOSO BLANCA, CON VETAS DE ARENA Y VIDRIO VOLCANICO DONDE SE INDICA							0 5 85						
44								0 6 94						
46	VIDRIO VOLC., GRIS, MUY COMP.							0 22 78						
48	ARCILLA ALTA PLAST., GRIS VERDOSO MUY BLANCA, CON VETAS DE ARENA FINA DONDE SE INDICA							0 17 83						
50														
52								0 6 94						
54														
56	LIMOS Y ARCILLAS DE WED. PLAST., GRIS, Y GRIS, DURO.													
58	FIN DEL SONDEO													

Los resultados de estos parámetros (propiedades índice del suelo) se muestran en la tabla 1 así como también la determinación de esfuerzos totales y esfuerzos efectivos del suelo. Así mismo, se llevaron a cabo pruebas para la obtención de las propiedades mecánicas del suelo tales como pruebas de compresión simple y pruebas de consolidación obteniéndose para cada probeta estudiada las curvas de consolidación y la curva de compresibilidad correspondiente. Los resultados y gráficas de cada prueba realizada se observan en las figuras III.4 a III.10.

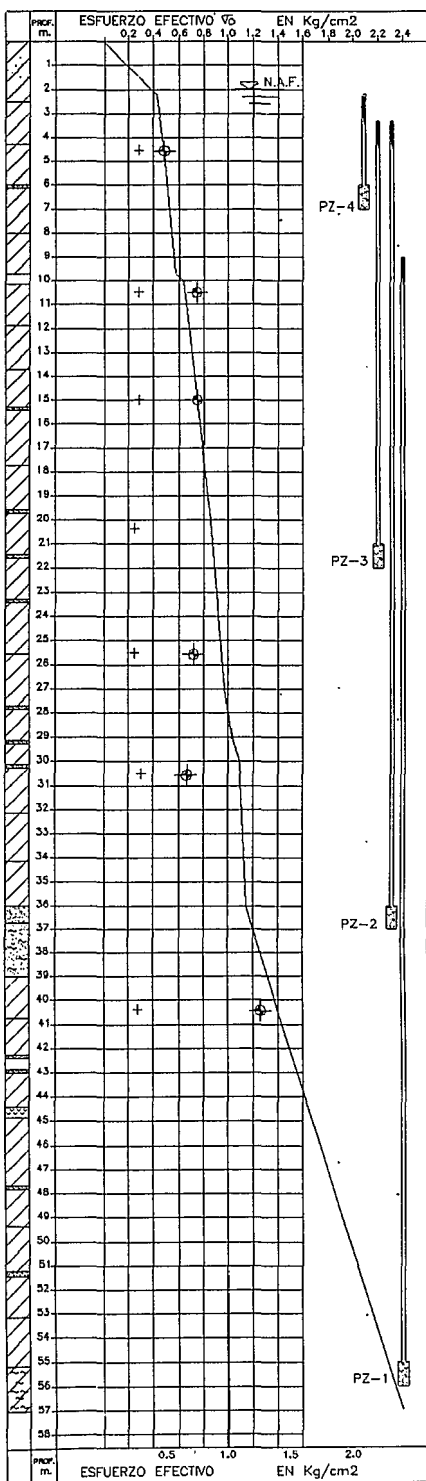
CALCULO DE ESFUERZOS EFECTIVOS

TABLA 1

ESTRATO No.	DE m	A m	d m	w %	Ss -	Gw %	γ Ton / m ³	Po Ton / m ²	Uo Ton / m ²	σ_o Ton / m ²
1	0.00	1.00	1.00	30	2.60	95	1.856	1.856	0.000	1.856
	1.00	2.00	1.00	30	2.60	95	1.856	3.712	0.000	3.712
2	2.00	2.40	0.40	30	2.60	100	1.899	4.472	0.368	4.104
	2.40	3.00	0.60	280	2.34	100	1.177	5.178	0.920	4.258
	3.00	4.00	1.00	370	2.34	100	1.139	6.317	1.840	4.477
3	4.00	5.00	1.00	155	2.34	100	1.290	7.607	2.760	4.846
	5.00	6.00	1.00	245	2.34	100	1.199	8.806	3.680	5.126
	6.00	7.00	1.00	360	2.35	100	1.143	9.948	4.600	5.348
	7.00	8.00	1.00	330	2.35	100	1.154	11.10	5.543	5.559
	8.00	9.00	1.00	340	2.35	100	1.150	12.25	6.487	5.765
	9.00	9.70	0.70	390	2.35	100	1.133	13.05	7.147	5.898
4	9.70	10.10	0.40	35	2.60	100	1.800	13.77	7.524	6.241
5	10.10	11.00	0.90	280	2.24	100	1.171	14.82	8.373	6.446
	11.00	12.00	1.00	320	2.24	100	1.152	15.97	9.317	6.654
	12.00	13.00	1.00	350	2.24	100	1.140	17.11	10.26	6.851
	13.00	14.00	1.00	290	2.24	100	1.165	18.28	11.20	7.073
	14.00	15.00	1.00	210	2.24	100	1.217	19.49	12.15	7.347
	15.00	16.00	1.00	205	2.38	100	1.235	20.73	13.09	7.639

ESTRATO No.	DE m	A m	d m	w %	Ss -	Gw %	γ Ton / m ³	Po Ton / m ²	Uo Ton / m ²	σ_o Ton / m ²
	16.00	17.00	1.00	390	2.38	100	1.134	21.86	14.03	7.830
	17.00	18.00	1.00	380	2.38	100	1.137	23.00	14.98	8.023
	18.00	19.00	1.00	390	2.38	100	1.134	24.13	15.92	8.214
	19.00	20.00	1.00	260	2.38	100	1.192	25.33	16.86	8.463
	20.00	21.00	1.00	280	2.38	100	1.180	26.51	17.81	8.700
	21.00	22.00	1.00	300	2.38	100	1.170	27.68	18.75	8.926
	22.00	23.00	1.00	400	2.38	100	1.131	28.81	19.74	9.064
	23.00	24.00	1.00	390	2.38	100	1.134	29.94	20.74	9.204
	24.00	25.00	1.00	410	2.38	100	1.128	31.07	21.73	9.339
	25.00	26.00	1.00	410	2.38	100	1.128	32.20	22.72	9.475
	26.00	27.00	1.00	420	2.38	100	1.126	33.32	23.72	9.607
	27.00	28.00	1.00	330	2.38	100	1.156	34.48	24.71	9.769
	28.00	29.00	1.00	200	2.38	100	1.240	35.72	25.70	10.02
	29.00	30.20	1.20	190	2.38	100	1.250	37.21	26.90	10.32
	30.20	30.40	0.20	100	2.50	100	1.429	37.50	27.09	10.42
	30.40	31.00	0.60	270	2.35	100	1.184	38.21	27.67	10.52
	31.00	32.00	1.00	450	2.35	100	1.117	39.33	28.68	10.65
	32.00	33.00	1.00	410	2.35	100	1.127	40.46	29.68	10.78
	33.00	34.00	1.00	380	2.35	100	1.136	41.59	30.67	10.92
	34.00	35.00	1.00	320	2.35	100	1.158	42.75	31.66	11.09
	35.00	36.00	1.00	350	2.35	100	1.146	43.90	32.66	11.24

ESTRATO	DE	A	d	w	Ss	Gw	γ	Po	Uo	Go
No.	m	m	m	%	-	%	Ton / m ³	Ton / m ³	Ton / m ³	Ton / m ³
	36.00	37.00	1.00	50	2.55	100	1.681	45.58	33.65	11.93
6	37.00	38.00	1.00	50	2.55	100	1.681	47.26	34.34	12.92
	38.00	39.00	1.00	50	2.55	100	1.681	48.94	34.03	13.91
	39.00	40.00	1.00	230	2.31	100	1.208	50.15	35.73	14.42
7	40.00	41.00	1.00	300	2.31	100	1.165	51.32	36.42	14.90
	41.00	42.00	1.00	310	2.31	100	1.161	52.47	37.11	15.37
	42.00	43.00	1.00	290	2.31	100	1.171	53.65	37.80	15.84
	43.00	44.00	1.00	350	2.31	100	1.144	54.79	38.50	16.29
	44.00	44.40	0.40	300	2.31	100	1.165	55.26	38.77	16.48
8	44.40	44.90	0.50	90	2.60	100	1.479	56.00	39.12	16.88
9	44.90	46.00	1.10	230	2.31	100	1.208	57.32	39.88	17.45
	46.00	47.00	1.00	240	2.31	100	1.200	58.52	40.57	17.95
	47.00	48.00	1.00	220	2.31	100	1.215	59.74	41.26	18.48
	48.00	49.00	1.00	225	2.31	100	1.211	60.95	41.96	19.00
	49.00	50.00	1.00	195	2.31	100	1.238	62.19	42.65	19.54
	50.00	51.00	1.00	190	2.31	100	1.243	63.43	43.34	20.09
	51.00	52.00	1.00	190	2.31	100	1.243	64.68	44.03	20.64
	52.00	53.00	1.00	180	2.31	100	1.254	65.93	44.72	21.21
	53.00	54.00	1.00	170	2.31	100	1.266	67.20	45.42	21.78
	54.00	55.20	1.20	180	2.31	100	1.254	68.70	46.25	22.45
	55.20	56.00	0.80	70	2.60	100	1.567	68.95	46.80	23.15
	56.00	57.00	1.00	70	2.60	100	1.567	71.52	47.49	24.03



+ RESISTENCIA EN COMPRESION SIMPLE
 ⊕ ESFUERZO CRITICO DE COMPRESION
 PZ : PIEZOMETRO

FIGURA III . 4

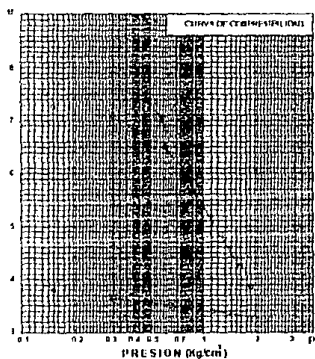
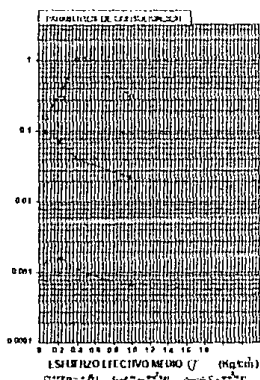
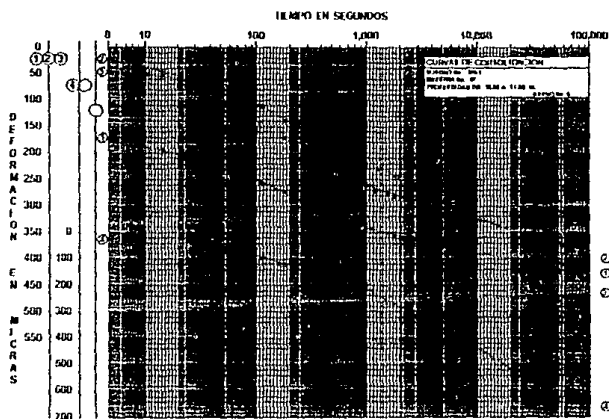


FIGURA III. 6

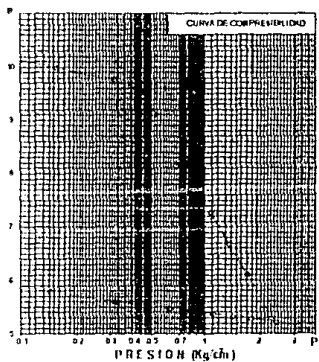
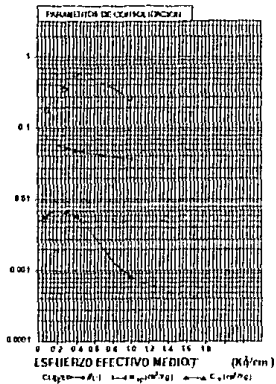
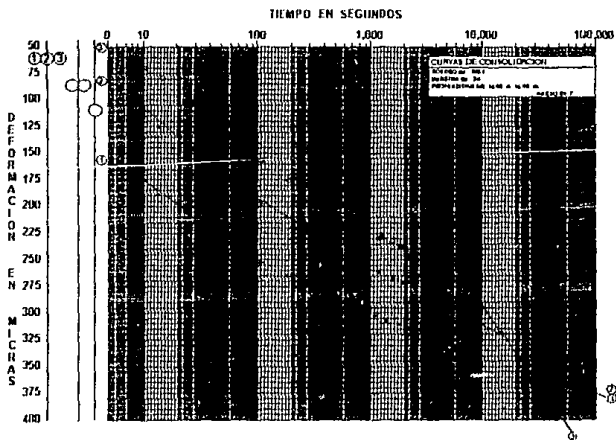


FIGURA III. 7

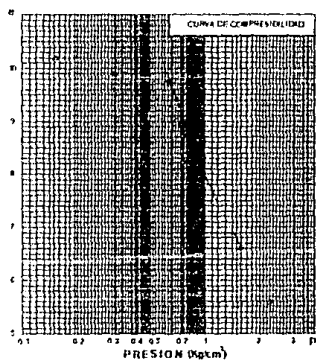
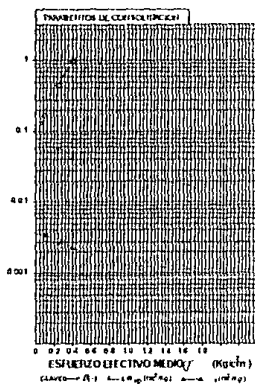
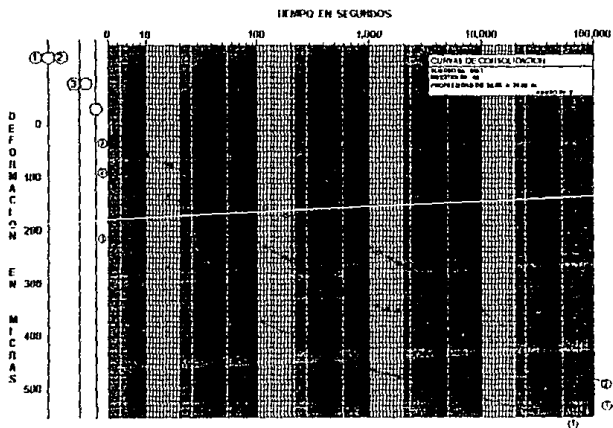


FIGURA III . 8

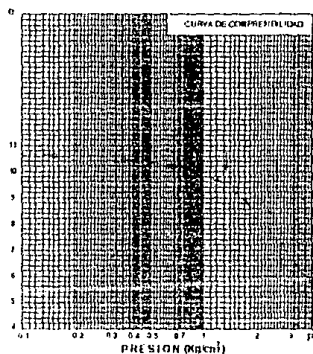
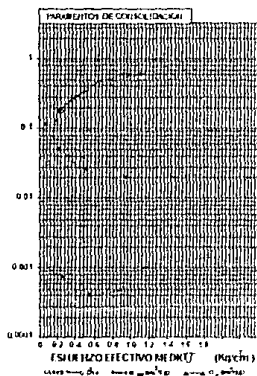
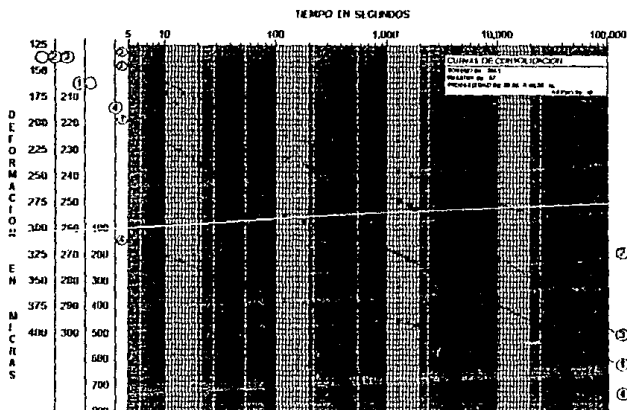


FIGURA III.10

Para analizar y estudiar la cimentación por sismo es necesario conocer el módulo de rigidez dinámico del suelo (μ), obtenido por medio de pruebas en laboratorio con el péndulo de torsión libre. Los valores de μ se observan en la figura III.11.

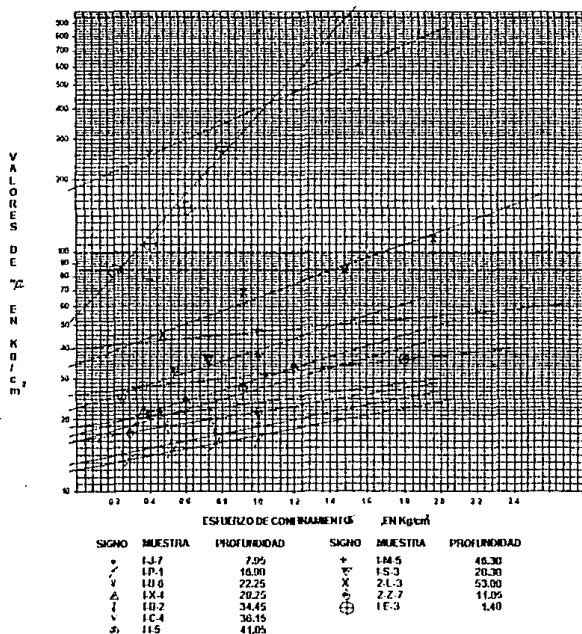


FIGURA III.11

Una vez conocida la estratigrafía, propiedades índice, hidráulicas y mecánicas del suelo, es posible llevar a cabo el análisis de la cimentación que se considere más adecuada para que satisfaga los requisitos de comportamiento, estabilidad y funcionalidad establecidos en las Normas y Reglamentos correspondientes.

CAPITULO IV

ESTUDIO DE LA CIMENTACIÓN

IV.1 INTRODUCCIÓN .-

Cuando se presenta el caso de sedimentos más compresibles en la superficie del suelo que los que le siguen a mayor profundidad y además la zona está sujeta a hundimiento regional se puede usar una cimentación compensada con pilotes de fricción. Su diseño deberá cumplir los siguientes requisitos :

- 1) Disminución del hundimiento regional.
- 2) Trabajar en condiciones favorables durante la acción sísmica.
- 3) Seguir el hundimiento regional de la superficie del suelo.

Para lograr los objetivos especificados anteriormente en este tipo de cimentaciones, se permite que el suelo a la elevación de desplante tome únicamente una fracción de la carga del edificio con un esfuerzo efectivo " σ_d " por abajo del esfuerzo efectivo a la profundidad de desplante " σ_{od} ". El resto del peso efectivo del edificio lo toman los pilotes trabajando bajo fricción, permitiendo que éstos penetren en el subsuelo para lograr que la cimentación siga el hundimiento regional de la superficie del suelo.

Puesto que los pilotes trabajarán a su carga última y el suelo a una carga menor que el peso efectivo excavado, las condiciones de trabajo serán muy favorables logrando un funcionamiento satisfactorio.

Para el análisis y estudio de la cimentación se han considerado dos métodos diferentes para la revisión por carga gravitacional; el método de Zeevaert y el método de Reséndiz y Auvinet los cuales se explican a continuación :

IV.2 MÉTODO DE ZEEVAERT .-

IV.2a) Profundidad de desplante .-

Se considera que la cimentación es totalmente compensada por lo que la carga total debe ser equivalente a la presión total que se encuentra a la profundidad de desplante de la cimentación, es decir :

$$W = W_e + U_{od}$$

En la figura IV.1 y IV.2 se muestran las descargas a nivel de Planta Baja así como la geometría en planta y elevación del cajón de cimentación propuesto.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

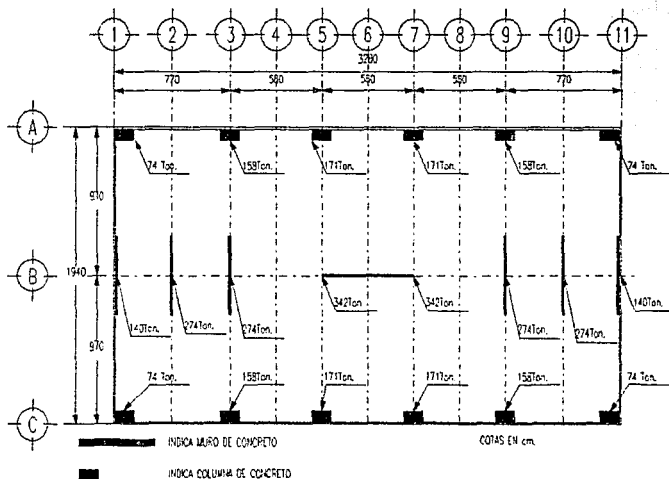


FIGURA IV . 1
(DESCARGA EN NIVEL P.B.)

BOLE EN AZUL
 RECIBIDO EL 20 DE MARZO

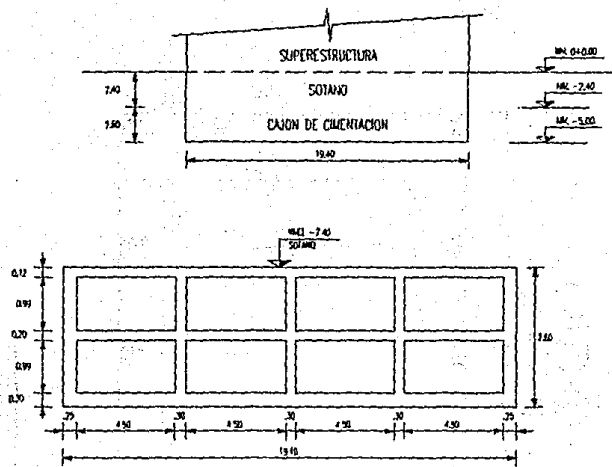


FIGURA IV.2
 (CORTE ESQUEMATICO DE LA CIMENTACION).

De la figura IV.1, se deduce que el peso total de la superestructura es de $W_{se} = 3672$ ton. Tomando como peso volumétrico del concreto reforzado un valor $\gamma = 2.40$ Ton/m³ y considerando la geometría del cajón de cimentación, se obtiene que el peso de éste es :

$$W_{cc} = 2.4 \times 485.44 = 1165.06 \text{ Ton}$$

por lo que el peso total será:

$$Wt = 3672 + 1165.08 = 4837.08 \text{ Ton.}$$

El área cubierta en planta por el cajón de cimentación es :

$$A = 19.40 \times 32.80 = 636.32 \text{ m}^2$$

y la descarga total por unidad de área será de :

$$q_a = Wt / A = 4837.08 / 636.32 = 7.602 \text{ Ton / m}^2.$$

Para que la cimentación sea totalmente compensada :

$$q_a = p_{od}$$

donde :

q_a - es la descarga a la profundidad de desplante (ton/m^2).

p_{od} - esfuerzo total del suelo a la profundidad de desplante (ton/m^2).

Del diagrama de esfuerzos totales (figura III.4 Capítulo III) se observa que a la profundidad de 5.00 m se tiene un esfuerzo total de $p_{od} = 7.606 \text{ Ton/m}^2$, deduciéndose que a esta profundidad, la cimentación será totalmente compensada ya que :

$$7.602 \text{ ton/m}^2 = 7.606 \text{ ton/m}^2$$

IV.2b) Carga que toma el suelo .-

De acuerdo con lo expuesto en el inciso IV.1, la cimentación estará en equilibrio si :

$$W_e = A\sigma_a + n(Q_{fu} + Q_{pu}) \dots \dots \dots (1)$$

donde :

W_e = peso efectivo que toma la fase sólida del suelo incluyendo los pilotes.

A = área que cubre la cimentación.

σ_a = esfuerzo efectivo que toma el suelo a la profundidad de desplante.

n = número de pilotes.

Q_{fu} = capacidad de carga por fricción positiva del pilote.

Q_{pu} = capacidad de carga en la punta del pilote.

La subpresión " U_{od} " sobre el cajón de cimentación, se tomará en cuenta para equilibrar el peso total del edificio, esto es:

$$W = W_e + U_{od} A \dots \dots \dots (2)$$

donde :

W = peso total del edificio.

W_e = peso efectivo que toma la fase sólida del suelo incluyendo los pilotes.

U_{od} = Valor de la subpresión considerando que en un futuro éste pueda reducirse por abatimiento del nivel superficial del agua.

A = área que cubre la cimentación.

Sustituyendo la expresión (1) en (2) y sus valores correspondientes :

$$W = A\sigma_a + n(Q_{fu} + Q_{pu}) + U_{od} A \dots\dots\dots (3)$$

$$\text{si } \sigma_a = \sigma_{od} / 2 = 4.846 / 2 = 2.423 \text{ Ton /m}^2 \text{ y } U_{od} = 2.76 / 3 = 0.92 \text{ Ton /m}^2.$$

$$W = (636.32 \times 2.423) + n(Q_{fu} + Q_{pu}) + (0.92 \times 636.32) = 2127.22 \text{ Ton.}$$

por lo tanto, la carga que tomará el suelo y el agua será :

$$W's = 2127.22 \text{ Ton.}$$

4.2c) Carga que toman los pilotes .-

La carga que deberán soportar los pilotes, se deduce de la diferencia entre el peso total del edificio y la carga que toman el suelo y el agua ; es decir :

$$W - W's = W_p$$

$$4837.06 - 2127.22 = 2709.84 \text{ Ton}$$

Despejando de la expresión (3) el parámetro $n(Q_{fu} + Q_{pu})$:

$$n(Q_{fu} + Q_{pu}) = W - W's = 2709.84 \text{ Ton}$$

con lo cual se obtendrá el número de pilotes necesario para satisfacer el equilibrio de cargas a las que estará sujeta la cimentación. En la solución de este proyecto, se consideran pilotes de forma circular con diámetro $D = 50 \text{ cm}$, fabricados de concreto reforzado y con una longitud total de 20.00 m.

El criterio para el cálculo de la capacidad de carga por punta y por fricción de los pilotes se explica a continuación :

a) Capacidad de carga por punta .-

La capacidad por punta de un pilote puede ser calculada mediante las siguientes expresiones :

$$Q_{pu1} = \pi r_o^2 \alpha_1 [c N_c + \sigma_{od} N_q] (D_r + 0.1)$$

$$Q_{pu2} = [(5.7c / F.S.) + \sigma_{od}] A_p$$

$$Q_{pu3} = \sigma_b A_p$$

el menor valor obtenido, será considerado como capacidad de carga por punta del pilote.

Sustituyendo valores en las expresiones anteriores :

$$Q_{pu1} = 3.1416 \times 0.25^2 \times 1.2 \times [(1.25 \times 5.7) + (9.34 \times 1.0)] \times (0.3 + 1.0) = 1.552 \text{ Ton.}$$

$$Q_{pu2} = [(5.7 \times 1.25) / 3 + 9.34] \times 3.1416 \times 0.25^2 = 2.300 \text{ Ton.}$$

$$Q_{pu3} = 6.20 \times 3.1416 \times 0.25^2 = 1.217 \text{ Ton.}$$

por lo tanto, la capacidad de carga por punta de los pilotes será :

$$Q_{pu} = 1.217 \text{ Ton.}$$

b) Capacidad de carga por fricción .-

El cálculo de la fricción positiva se origina por el desplazamiento relativo entre pilote rígido y suelo, ya que parte del peso del suelo circundante es transmitido a los pilotes debido a la fricción desarrollada en el fuste del mismo.

Como cálculo preliminar, la fricción positiva puede calcularse como :

$$(FP)_D = [(w K_\phi) / (1 - (w K_\phi / 3) (d/\bar{a}))] \times A_o$$

donde :

$\bar{a} = \pi (12r_o)^2$ área tributaria para un pilote aislado.

$w = 1.1 \times 2\pi r_o$ perímetro alrededor del pilote donde se verifica la fricción positiva.

$K_\phi = \tan \phi_\gamma / N\phi_\gamma = 0.33$ donde ϕ_γ = ángulo de fricción interna entre pilote y suelo.

A_o = área de esfuerzos efectivos a los que se encuentra sujeto el pilote.

d = longitud del pilote.

Sustituyendo los valores correspondientes :

$$\bar{a} = \pi (12r_o)^2 = \pi \times (12 \times 0.25)^2 = 28.274 \text{ m}^2.$$

$$w = 1.1 \times 2\pi r_o = 1.1 \times 2 \times \pi \times 0.25 = 1.7279 \text{ m}.$$

$$A_o = [(4.846 + 9.340) / 2] \times 20 = 141.86 \text{ Ton / m}.$$

$$Q_{fu} = [(1.7279 \times 0.33) / (1 - (1.7279 \times 0.33) / 3) \times (20 / 28.274)] \times 141.86$$

$$Q_{fu} = 93.454 \text{ Ton.}$$

En materiales cohesivos, la fricción positiva desempeña un papel importante, por lo que deberá obtenerse este valor debido a la cohesión por medio de la siguiente expresión :

$$C_z = \sum 0.30 q_u \omega \Delta z$$

En la expresión anterior y para fines de éste trabajo, se considerará un valor de :

$$C_z = \sum 0.55 q_u \omega \Delta z$$

basado en datos experimentales obtenidos por el Dr. Zeevaert los cuales han comprobado que la fricción positiva originada por la cohesión puede calcularse con éste valor.

$$C_z = \sum 0.55 q_u \omega \Delta z$$

donde :

q_u = resistencia en compresión simple del subsuelo.

$$\omega = 1.1 \times 2\pi r_0$$

Δz = variación de esfuerzos a lo largo del fuste del pilote.

La capacidad de carga del pilote por fricción debida a la cohesión será entonces :

$$C_z = \sum 0.55 q_{ij} \omega \Delta z = (0.55 \times 2.8 \times 1.7279 \times 6) + (0.55 \times 3 \times 1.7279 \times 4.6) + \\ (0.55 \times 2.7 \times 1.7279 \times 4.7) + (0.55 \times 2.95 \times 1.7279 \times 4.7) = 54.317 \text{ Ton.}$$

De los cálculos anteriores, se observa que la capacidad de carga por fricción debida a la cohesión es menor, por lo que ésta se considerará como adecuada para la obtención del número de pilotes.

Para la determinación del número de pilotes; los valores de la capacidad de carga por punta (Q_{pu}) y capacidad de carga por fricción (Q_{fu}) son 1.217 Ton y 54.317 Ton. respectivamente. De esta manera, el número de pilotes a considerar como primera opción será :

$$n (Q_{pu} + Q_{fu}) = 2709.84 \text{ Ton.}$$

$$n = 2709.84 / (1.217 + 54.317) = 48.79 \text{ pilotes.}$$

Por simetría se considerarán 50 pilotes distribuidos uniformemente en la planta de cimentación.

La distribución de pilotes en planta, se muestra en la figura IV.3.

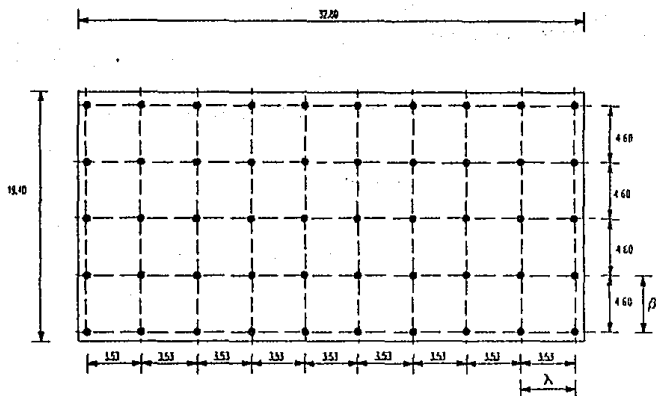


FIGURA IV.3
(DISTRIBUCIÓN DE PILOTES)
(MÉTODO DE ZEEVAERT)

IV.2d) Esfuerzos en el subsuelo .-

Dada la distribución del número de pilotes obtenidos en forma preliminar, se puede proceder a realizar un primer tanteo para la determinación real de la capacidad de carga por fricción del grupo de pilotes en función del área tributaria que les corresponde a cada uno de ellos.

El área tributaria de un pilote está limitada por el espacio existente entre pilotes; por lo que los valores de estas áreas son calculadas de acuerdo con lo mostrado en la figura IV.4 utilizando las siguientes expresiones :

Para pilote de esquina :

$$\bar{a}_{e1} = \pi/4 R_{e1}^2 + R_{e1} / 2 [F_A \beta + F_B \lambda] + \lambda \beta / 4 - a_p$$

Para pilote ubicado en el lado corto (β):

$$\bar{a}_{e2} = F_A (R_{e2} \beta) + \lambda \beta / 2 - a_p$$

Para pilote ubicado en el lado largo (λ):

$$\bar{a}_{e3} = F_B (R_{e3} \lambda) + \lambda \beta / 2 - a_p$$

Para pilote interior :

$$\bar{a}_{e4} = \lambda \beta - a_p$$

Los factores F_A y F_B que aparecen en las fórmulas, están definidos en función de la geometría mostrada en la figura IV.4 :

$$F_A = (\pi A / 180^\circ) (R_{e2} / \rho) + (1/2) \cos A$$

$$F_B = (\pi B / 180^\circ) (R_{e3} / \rho) + (1/2) \cos B$$

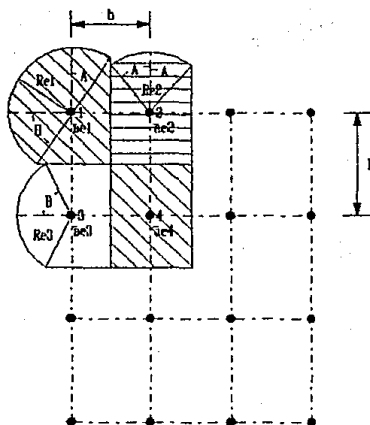


FIGURA IV.4
(ÁREAS TRIBUTARIAS PARA GRUPO DE PILOTES)

La determinación de las áreas tributarias para pilotes, se llevó a cabo por medio de un programa para computadora llamado "ARETRI" que se muestra en el apéndice A.

La fricción positiva para cualquier pilote así como los esfuerzos en la masa de suelo (figura IV.5) pueden calcularse rápidamente mediante el siguiente algoritmo de cálculo :

De la figura IV.5 se puede determinar que :

$$(FP)_i = (\sigma_i - \sigma_{ot}) \bar{a}_i \quad \text{y} \quad (FP)_{i-1} = (\sigma_{i-1} - \sigma_{ot-1}) \bar{a}_{i-1}$$

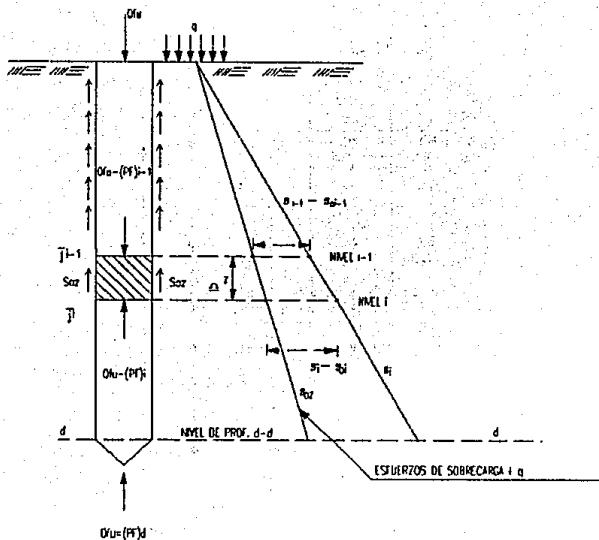


FIGURA IV.5
(ESFUERZOS VERTICALES DEBIDO A LA F.P)

Definiendo $m_j = \pi r_0 K\phi = 1/2 \pi K\phi$, considerando que en la superficie del suelo $(FP)_{i-1} = 0$ y $\sigma_{i-1} = \sigma_{oi-1} = q$ y que los valores de σ_{oi} , m_j y $\bar{\sigma}_j$ se conocen con la profundidad :

$$\sigma_{oi} \bar{\sigma}_i - \sigma_j \bar{\sigma}_i - (FP)_{i-1} = m_j \sigma_j \Delta z_i + m_j \sigma_{i-1} \Delta z_i$$

Resolviendo la ecuación anterior para el valor correspondiente de esfuerzos en el subsuelo σ_j :

$$\sigma_i = (\sigma_{0i} \tilde{a}_i + [(FP)_{i-1} + m_i \sigma_{i-1} \Delta z_i] / (\tilde{a}_i - m_i \Delta z_i)$$

Simplificando la expresión anterior :

$$\sigma_i = A_i \sigma_{0i} + B_i \sigma_{i-1} + C_i (FP)_{i-1}$$

donde :

$$A_i = (\tilde{a}_i / (\tilde{a}_i - m_i \Delta z_i)) ; B_i = (m_i \Delta z_i) / (\tilde{a}_i - m_i \Delta z_i) ; C_i = 1 / (\tilde{a}_i - m_i \Delta z_i)$$

$$m_i = \pi r_0 K \phi = 1 / 2 \omega K \phi = 0.5 \times 1.7279 \times 0.33 = 0.285$$

donde $\tilde{a}_i$ es el área tributaria del pilote en estudio.

Los cálculos correspondientes para pilotes ubicados en esquina, lado corto (β), lado largo (λ) e interiores se muestran en las tablas siguientes :

a) Pilote de esquina :

PROF. (m)	Z (m)	z/r	$\bar{a}_{ez}$ (m ²)	Δz (m)	σ_{oi} (Ton/m ²)	Ai	Bi	Ci	σ_i (Ton/m ²)	F.P. (Ton)
5.00	0.00	—	—	—	4.846	—	—	—	4.846	0.00
7.50	2.50	10.00	4.275	2.50	5.454	1.200	0.200	0.281	7.514	8.807
9.00	4.00	16.00	6.397	1.50	5.766	1.072	0.072	0.168	8.202	15.581
11.50	6.50	26.00	9.715	2.50	6.550	1.079	0.079	0.111	9.445	28.124
13.00	8.00	32.00	11.586	1.50	6.851	1.038	0.038	0.089	9.973	35.175
15.00	10.00	40.00	13.969	2.00	7.347	1.043	0.043	0.075	10.805	48.303
17.00	12.00	48.00	16.247	2.00	7.830	1.036	0.036	0.064	11.592	61.125
19.00	14.00	56.00	13.473	2.00	8.214	1.044	0.044	0.078	13.853	75.977
23.00	18.00	72.00	15.048	4.00	9.064	1.082	0.082	0.072	16.414	110.59
25.00	20.00	80.00	15.790	2.00	9.340	1.037	0.037	0.066	17.592	130.30

b) Pilote de orilla lado corto (β).

PROF. (m)	Z (m)	z / r	$\bar{a}_{ez}$ (m ²)	Δz (m)	σ_{oi} (Ton/m ²)	Ai	Bi	Ci	σ_i (Ton/m ²)	F.P. (Ton)
5.00	0.00	—	—	—	4.846	—	—	—	4.846	0.00
7.50	2.50	10.00	4.327	2.50	5.454	1.197	0.197	0.277	7.483	8.780
9.00	4.00	16.00	6.553	1.50	5.766	1.070	0.070	0.163	8.125	15.456
11.50	6.50	26.00	10.149	2.50	6.550	1.076	0.076	0.106	9.304	27.947
13.00	8.00	32.00	12.234	1.50	6.851	1.036	0.036	0.085	9.808	36.177
15.00	10.00	40.00	19.940	2.00	7.347	1.040	0.040	0.070	10.566	48.086
17.00	12.00	48.00	16.809	2.00	7.830	1.035	0.035	0.062	11.455	60.936
19.00	14.00	56.00	18.100	2.00	8.214	1.033	0.033	0.057	12.336	74.616
23.00	18.00	72.00	20.618	4.00	9.064	1.059	0.059	0.051	14.121	104.48
25.00	20.00	80.00	21.853	2.00	9.340	1.027	0.027	0.047	14.884	121.15

c) Pilote de orilla lado largo (λ).

PROF. (m)	Z (m)	z / r	$\bar{a}_{ez}$ (m ²)	Δz (m)	σ_{oi} (Ton/m ²)	Ai	Bi	CI	σ_i (Ton/m ²)	F.P. (Ton)
5.00	0.00	—	—	—	4.846	—	—	—	4.846	0.00
7.50	2.50	10.00	4.255	2.50	5.454	1.201	0.201	0.282	7.524	8.809
9.00	4.00	16.00	6.333	1.50	5.766	1.072	0.072	0.169	8.212	15.488
11.50	6.50	26.00	9.512	2.50	6.550	1.081	0.081	0.114	9.511	28.168
13.00	8.00	32.00	11.267	1.50	6.851	1.039	0.039	0.092	10.081	36.388
15.00	10.00	40.00	13.470	2.00	7.347	1.044	0.044	0.078	10.952	48.561
17.00	12.00	48.00	15.547	2.00	7.830	1.038	0.038	0.067	11.797	61.680
19.00	14.00	56.00	19.246	2.00	8.214	1.031	0.031	0.054	12.165	76.042
23.00	18.00	72.00	21.123	4.00	9.064	1.057	0.057	0.050	14.066	105.86
25.00	20.00	80.00	22.024	2.00	9.340	1.027	0.027	0.047	14.947	123.49

d) Pilote interior.

PROF. (m)	Z (m)	z / r	$\bar{a}_{ez}$ (m ²)	Δz (m)	σ_{oi} (Ton/m ²)	Ai	Bi	CI	σ_i (Ton/m ²)	F.P. (Ton)
5.00	0.00	—	—	—	4.846	—	—	—	4.846	0.00
7.50	2.50	10.00	4.459	2.50	5.454	1.190	0.190	0.267	7.411	8.726
9.00	4.00	16.00	6.553	1.50	5.766	1.070	0.070	0.163	8.111	15.365
11.50	6.50	26.00	9.790	2.50	6.550	1.028	0.078	0.110	9.384	27.742
13.00	8.00	32.00	11.800	1.50	6.851	1.038	0.038	0.090	9.965	36.119
15.00	10.00	40.00	13.899	2.00	7.347	1.043	0.043	0.075	10.800	47.998
17.00	12.00	48.00	16.041	2.00	7.830	1.037	0.037	0.065	11.638	61.084
19.00	14.00	56.00	16.041	2.00	8.214	1.037	0.037	0.065	12.919	75.473
23.00	18.00	72.00	16.041	4.00	9.064	1.077	0.077	0.067	15.803	108.25
25.00	20.00	80.00	16.041	2.00	9.340	1.037	0.037	0.065	17.307	127.79

En las tablas anteriores puede observarse que existe una variación en el valor final de la fricción positiva para las diferentes ubicaciones de los pilotes considerados. Sin embargo, el valor de la fricción positiva que rige es el originado por la cohesión entre pilote y suelo (figura IV.6), por lo que se considera un valor de $F.P = 54.317 \text{ Ton}$ para la obtención del número de pilotes y los resultados obtenidos en los cálculos anteriores resultan ser adecuados.

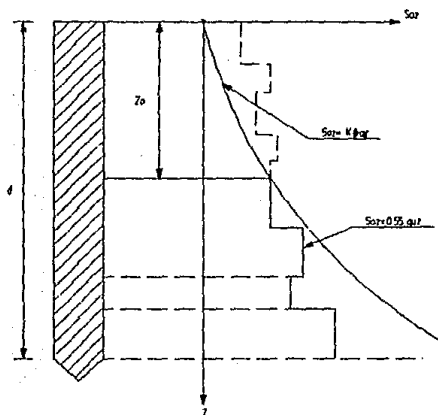


FIGURA IV.6
(DISTRIBUCION DE LA FRICCION POSITIVA A LO LARGO)
DEL FUSTE DEL PILETE

IV.2e) Movimientos verticales .-

El cálculo de los desplazamientos verticales del suelo, ya sean hundimientos o expansiones, requiere del conocimiento de las propiedades de esfuerzo - deformación - tiempo de los diferentes estratos del subsuelo.

La deformación volumétrica de los estratos, se puede presentar en dos formas :

a) Cuando se efectúa una excavación se induce un alivio de esfuerzos efectivos σ_{oi} existentes en la masa del suelo, el cual es máximo en el fondo de la excavación que para un estrato cercano al fondo implica una deformación unitaria por expansión (expansión volumétrica de un estrato) por lo que su valor esta dado por :

$$\alpha_e^n = (p_e M_{ez} d)_n$$

donde :

p_e = factor de expansión que es función del alivio de esfuerzo
en el estrato n ($0 < p_e < 1$)

$$p_e = (\Delta \sigma_{oi} / \sigma_{oi})^{c-1}$$

M_{ez} = módulo de deformación unitario.

b) Al ser colocada la carga debida al peso del edificio en una cimentación compensada, se recomprime el suelo. La

compresión volumétrica de los estratos, es función del módulo de deformación unitario (M_c) y de la magnitud del incremento de esfuerzo sobre el esfuerzo efectivo inicial a la profundidad del estrato n .

El factor de recompresión queda definido por :

$$\rho_c = \rho_e (\Delta \sigma_{rec} / \sigma_{oz})$$

donde :

ρ_e = factor de expansión

Los asentamientos debidos a recompresión y compresión neta son calculados mediante la siguiente expresión :

$$\delta_t = \sum_{i=1}^n \rho_c m_v d \Delta \sigma_{rec} + m_v d \Delta \sigma_c$$

Para ilustrar el procedimiento de cálculo de expansiones y asentamientos, se considera el punto ubicado en el centro de la cimentación con coordenadas (16.40 , 9.70) para el estrato No 1, teniéndose lo siguiente :

* Cálculo de expansiones :

El estrato designado como 1 en las tablas de cálculo tiene un espesor $d = 4.60$ m con una profundidad media de $5.00 + (4.60 / 2) = 7.30$ m.

El esfuerzo efectivo a ésta profundidad es de 0.571 Kg/cm² obtenido del diagrama de esfuerzos efectivos.

La profundidad a la cual se determinará la expansión del estrato tomando como referencia la profundidad de desplante de 5.00 m será de $7.30 - 5.00 = 2.30\text{m}$.

La influencia " I_z " del área cargada respecto al punto en cuestión a la profundidad de 2.30 m valdrá $I_z = 0.8760$, obtenida mediante la gráfica de Fadum para un área rectangular uniformemente cargada.

Por definición, el esfuerzo de excavación a la profundidad " z " ($\Delta\sigma_{exc}$)_z se determina como :

$$(\Delta\sigma_{exc})_z = I_z (\Delta\sigma_{exc})_d$$

donde:

I_z = influencia debida a la sobrecarga a la profundidad " z " en un punto cualquiera.

$(\Delta\sigma_{exc})_d$ = esfuerzo efectivo a la profundidad de desplante de la cimentación.

Para el caso en estudio :

$$(\Delta\sigma_{exc})_d = 4.846 \text{ Ton/m}^2 = 0.4846 \text{ Kg/cm}^2.$$

De acuerdo con lo anterior, se tiene que el esfuerzo de excavación a la profundidad de 2.30 m es :

$$(\Delta\sigma_{exc})_z = I_z (\Delta\sigma_{exc})_d = 0.8760 \times 0.4846 = 0.4245 \text{ Kg/cm}^2.$$

El coeficiente de expansión ρ_e para cualquier estrato, se determina mediante la siguiente expresión :

$$\rho_e = (\Delta\sigma_{di} / \sigma_{ci})^{c-1}$$

donde " c " depende del tipo de material del estrato (se considera para este caso un valor de 1.5), por lo que su valor resulta ser :

$$\rho_e = (0.4245 / 0.571)^{1.5-1} = 0.8622$$

El valor de la expansión que se presentará en cualquier estrato debido a la liberación de esfuerzos ocasionada por la excavación, se calcula como :

$$\delta_e = \sum_{i=1}^n M_e \rho_e d (\Delta\sigma_{exc})_z$$

Sustituyendo valores para el estrato No 1, tenemos el siguiente valor de expansión :

$$\Delta\delta_e = 0.0395 \times 0.8622 \times 460 \times 0.4245 = 6.650 \text{ cm.}$$

cuyo valor aparece en la tabla correspondiente.

* Cálculo de asentamientos :

Para el cálculo de asentamientos se considera que estos son ocasionados debido a dos condiciones; por recompresión y por compresión neta.

El asentamiento que presenta la cimentación debido a la recompresión del suelo se determina como :

$$\Delta s_{rc} = p_c m_v d \Delta \sigma_{rec}$$

donde :

$$p_c = p_e (\Delta \sigma_{rec} / \sigma_{o2})$$

m_v = módulo de deformación volumétrica unitario.

d = espesor del estrato considerado.

$\Delta \sigma_{rec}$ = incremento de esfuerzos debido a la aplicación de la carga calculado como :

$$\Delta \sigma_{rec} = I_z (\sigma_{exc}) d$$

Para el estrato No 1, con un espesor $d = 460$ cm., se tiene lo siguiente :

$l_z = 0.0.8760$ (influencia debida a la sobrecarga en centro de la cimentación).

$(\sigma_{exc})_d = 0.4846 \text{ Kg/cm}^2$ (obtenido del diagrama de esfuerzos efectivos).

$$\Delta\sigma_{rec} = l_z (\sigma_{exc})_d = 0.8760 \times 0.4846 = 0.4245 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho_c = \rho_e (\Delta\sigma_{rec} / \sigma_{oz}) = 0.8622 \times (0.4245 / 0.571) = 0.6410$$

$$\Delta\delta_{rc} = \rho_c m_v d \Delta\sigma_{rec} = 0.641 \times 0.0698 \times 460 \times 0.4245 = 8.737 \text{ cm.}$$

El asentamiento originado por la compresión neta del suelo en una cimentación totalmente compensada tiene un valor nulo, por lo que los asentamientos para este tipo de cimentaciones queda definido solamente por la recompresión del suelo y esto se demuestra en los cálculos correspondientes de asentamientos (ver figura IV.7).

Las siguientes tablas muestran el cálculo de expansiones y de asentamientos en puntos diferentes de la cimentación, con el fin de determinar el comportamiento probable de la cimentación en estudio.

CALCULO DE EXPANSIONES
(PUNTO 16.40, 9.70)

ESTRATO	PROFUNDIDAD	ESPESOR	PROFUNDIDAD	σ	Z	Iz	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma/\sigma$	ρ	Me	$\Delta\delta$
No.	DE - A	(m)	MEDIA (m)	(Kg/cm ²)	(m)		(Kg/cm ²)				(cm)
1	0.00 - 9.60	4.60	7.30	0.57	2.30	0.876	0.42	0.74	0.86	0.04	6.65
2	9.60 - 11.00	1.40	10.30	0.69	5.30	0.772	0.37	0.54	0.74	0.03	1.07
3	11.00 - 15.60	4.60	13.30	0.82	8.30	0.632	0.31	0.37	0.61	0.03	2.73
4	15.60 - 26.00	10.40	20.80	1.16	15.80	0.388	0.19	0.16	0.40	0.04	3.26
5	26.00 - 31.00	5.00	28.50	1.52	23.50	0.290	0.14	0.09	0.30	0.06	1.13
6	31.00 - 40.00	9.00	35.50	1.83	30.50	0.192	0.09	0.05	0.23	0.04	0.83
										$\Sigma =$	15.833

CALCULO DE ASENTAMIENTOS
(POR RECOMPRESION Y COMPRESION NETA)
(PUNTO 16.40 , 9.70)

ESTRATO	PROF.	ESPESOR	PROF.	σ	z	tz	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma/\sigma$	ρ	m_v	$\Delta\sigma z$	$\Delta\delta/c$	$\Delta\delta$	$\Delta\delta$
No.	DE - A	(m)	MEDIA (m)	Kg/cm ²	(m)		Kg/cm ²			cm ² /Kg	Kg/cm ²	(cm)	(cm)	(cm)
1	5.00 - 9.60	4.60	7.30	0.571	2.30	0.876	0.425	0.743	0.641	0.0698	0.00	8.737	0.00	8.737
2	9.60 - 11.00	1.40	10.30	0.690	5.30	0.772	0.374	0.541	0.398	0.0259	0.00	0.539	0.00	0.539
3	11.00 - 15.60	4.60	13.30	0.820	8.30	0.632	0.306	0.374	0.228	0.0313	0.00	1.006	0.00	1.006
4	15.60 - 26.00	10.40	20.80	1.160	15.80	0.388	0.188	0.162	0.065	0.0223	0.00	0.283	0.00	0.283
5	26.00 - 31.00	5.00	28.50	1.520	23.50	0.280	0.136	0.089	0.027	0.0108	0.00	0.020	0.00	0.020
6	31.00 - 40.00	9.00	35.50	1.830	30.50	0.192	0.093	0.051	0.012	0.0042	0.00	0.004	0.00	0.004
													$\Sigma =$	11.00

CALCULO DE EXPANSIONES
(PUNTO 32.80, 0.00)

ESTRATO	PROFUNDIDAD	ESPESOR	PROFUNDIDAD MEDIA	σ	z	lz	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma / \sigma$	ρ	Me	$\Delta\delta$
No.	DE - A	(m)	(m)	(Kg/cm ²)	(m)		(Kg/cm ²)				(cm)
1	0.00 - 9.60	4.60	7.30	0.58	2.30	0.245	0.12	0.20	0.50	0.04	0.98
2	9.60 - 11.00	1.40	10.30	0.71	5.30	0.236	0.11	0.16	0.40	0.03	0.18
3	11.00 - 15.60	4.60	13.30	0.83	8.30	0.226	0.11	0.13	0.40	0.03	0.58
4	15.60 - 26.00	10.40	20.80	1.13	15.80	0.197	0.10	0.08	0.30	0.04	1.30
5	26.00 - 31.00	5.00	28.50	1.38	23.50	0.151	0.07	0.05	0.20	0.06	0.47
6	31.00 - 40.00	9.00	35.50	1.59	30.50	0.128	0.06	0.04	0.20	0.04	0.49
										$\Sigma =$	3.988

CALCULO DE ASENTAMIENTOS
(POR RECOMPRESION Y COMPRESION NETA)
(PUNTO 32.80 , 0.00)

ESTRATO	PROF.	ESPESOR	PROF. MEDIA	σ	z	lz	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma/\sigma$	ρ	m_v	$\Delta\sigma z$	$\Delta\delta_{rc}$	$\Delta\delta$	$\Delta\delta'$
No.	DE - A	(m)	(m)	Kg/cm ²	(m)		Kg/cm ²			cm ² /Kg	Kg/cm ²	(cm)	(cm)	(cm)
1	5.00 - 9.60	4.60	7.30	0.581	2.30	0.245	0.119	0.200	0.09	0.0698	0.00	0.350	0.00	0.350
2	9.60 - 11.00	1.40	10.30	0.706	5.30	0.236	0.114	0.200	0.07	0.0259	0.00	0.030	0.00	0.030
3	11.00 - 15.60	4.60	13.30	0.831	8.30	0.226	0.110	0.100	0.05	0.0313	0.00	0.080	0.00	0.080
4	15.60 - 26.00	10.40	20.80	1.128	15.80	0.197	0.096	0.100	0.02	0.0223	0.00	0.050	0.00	0.050
5	26.00 - 31.00	5.00	28.50	1.378	23.50	0.151	0.073	0.100	0.01	0.0108	0.00	0.000	0.00	0.020
6	31.00 - 40.00	9.00	35.50	1.585	30.50	0.128	0.062	0.000	0.01	0.0042	0.00	0.000	0.00	0.004
													$\Sigma =$	0.510

CALCULO DE EXPANSIONES
(PUNTO 32.80, 19.40)

ESTRATO	PROFUNDIDAD	ESPESOR	PROFUNDIDAD MEDIA	σ	z	lz	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma/\sigma$	ρ	Me	ΔS
No.	DE - A	(m)	(m)	(Kg/cm ²)	(m)		(Kg/cm ²)				(cm)
1	0.00 - 9.60	4.60	7.30	0.57	2.30	0.288	0.14	0.24	0.50	0.04	1.26
2	9.60 - 11.00	1.40	10.30	0.69	5.30	0.248	0.12	0.17	0.40	0.03	0.19
3	11.00 - 15.60	4.80	13.30	0.82	8.30	0.172	0.08	0.10	0.30	0.03	0.39
4	15.60 - 26.00	10.40	20.80	1.16	15.80	0.047	0.02	0.02	0.10	0.04	0.18
5	26.00 - 31.00	5.00	28.50	1.52	23.50	0.084	0.03	0.02	0.10	0.06	0.12
6	31.00 - 40.00	9.00	35.50	1.83	30.50	0.037	0.02	0.01	0.10	0.04	0.07
										$\Sigma =$	2.190

CALCULO DE ASENTAMIENTOS
(POR RECOMPRESION Y COMPRESION NETA)
(PUNTO 32.80 , 19.40)

ESTRATO	PROF.	ESPEJOR	PROF. MEDIA	σ	z	tz	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma/\sigma$	ρ	m_v	$\Delta\sigma z$	$\Delta\delta c$	$\Delta\delta$	$\Delta\delta$
No.	DE - A	(m)	(m)	Kg/cm ²	(m)		Kg/cm ²			cm ² /Kg	Kg/cm ²	(cm)	(cm)	(cm)
1	5.00 - 9.60	4.60	7.30	0.571	2.30	0.288	0.140	0.240	0.120	0.0698	0.00	0.540	0.00	0.540
2	9.60 - 11.00	1.40	10.30	0.692	5.30	0.248	0.120	0.170	0.070	0.0259	0.00	0.030	0.00	0.030
3	11.00 - 15.60	4.60	13.30	0.820	8.30	0.172	0.080	0.100	0.030	0.0313	0.00	0.040	0.00	0.040
4	15.60 - 26.00	10.40	20.80	1.164	15.80	0.047	0.020	0.020	0.000	0.0223	0.00	0.000	0.00	0.000
5	26.00 - 31.00	5.00	28.50	1.520	23.50	0.064	0.030	0.020	0.000	0.0108	0.00	0.000	0.00	0.000
6	31.00 - 40.00	9.00	35.50	1.832	30.50	0.037	0.020	0.010	0.000	0.0042	0.00	0.000	0.00	0.000
													$\Sigma =$	0.600

CALCULO DE EXPANSIONES
(PUNTO 0.00, 19.40)

ESTRATO	PROFUNDIDAD	ESPESOR	PROFUNDIDAD MEDIA	σ	z	lz	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma/\sigma$	ρ	Me	$\Delta\delta$
No.	DE - A	(m)	(m)	(Kg/cm ²)	(m)		(Kg/cm ²)				(cm)
1	0.00 - 9.60	4.60	7.30	0.580	2.30	0.331	0.160	0.28	0.50	0.04	1.53
2	9.60 - 11.00	1.40	10.30	0.710	5.30	0.283	0.140	0.19	0.40	0.03	0.23
3	11.00 - 15.60	4.60	13.30	0.830	8.30	0.199	0.100	0.12	0.30	0.03	0.48
4	15.60 - 26.00	10.40	20.80	1.130	15.80	0.064	0.030	0.03	0.20	0.04	0.24
5	26.00 - 31.00	5.00	28.50	1.380	23.50	0.051	0.020	0.02	0.10	0.06	0.09
6	31.00 - 40.00	9.00	35.50	1.590	30.50	0.035	0.020	0.01	0.10	0.04	0.07
										$\Sigma =$	2.650

CALCULO DE ASENTAMIENTOS
(POR RECOMPRESION Y COMPRESION NETA)
(PUNTO 0.00 , 19.40)

ESTRATO	PROF.	ESPESOR	PROF. MEDIA	σ	z	tz	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma/\sigma$	ρ	m_v	$\Delta\sigma z$	$\Delta\delta c$	$\Delta\delta$	$\Delta\delta$
No.	DE - A	(m)	(m)	Kg/cm ²	(m)		Kg/cm ²			cm ² /Kg	Kg/cm ²	(cm)	(cm)	(cm)
1	5.00 - 9.60	4.60	7.30	0.580	2.30	0.331	0.160	0.280	0.100	0.0698	0.00	0.750	0.00	0.750
2	9.60 - 11.00	1.40	10.30	0.706	5.30	0.283	0.140	0.190	0.100	0.0259	0.00	0.040	0.00	0.040
3	11.00 - 15.60	4.60	13.30	0.831	8.30	0.199	0.100	0.120	0.000	0.0313	0.00	0.060	0.00	0.060
4	15.60 - 26.00	10.40	20.80	1.128	15.80	0.064	0.030	0.030	0.000	0.0223	0.00	0.000	0.00	0.000
5	26.00 - 31.00	5.00	28.50	1.378	23.50	0.051	0.020	0.020	0.000	0.0108	0.00	0.000	0.00	0.000
6	31.00 - 40.00	9.00	35.50	1.585	30.50	0.035	0.020	0.010	0.000	0.0042	0.00	0.000	0.00	0.000
													$\Sigma =$	0.800

CALCULO DE EXPANSIONES
(PUNTO 0.00, 0.00)

ESTRATO	PROFUNDIDAD	ESPESOR	PROFUNDIDAD MEDIA	σ	z	lz	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma/\sigma$	ρ	Me	$\Delta\delta$
No.	DE - A	(m)	(m)	(Kg/cm ²)	(m)		(Kg/cm ²)				(cm)
1	0.00 - 9.60	4.60	7.30	0.58	2.30	0.324	0.16	0.27	0.50	0.04	1.48
2	9.60 - 11.00	1.40	10.30	0.71	5.30	0.238	0.12	0.16	0.40	0.03	0.18
3	11.00 - 15.60	4.60	13.30	0.83	8.30	0.189	0.09	0.11	0.30	0.03	0.44
4	15.60 - 26.00	10.40	20.80	1.13	15.80	0.076	0.04	0.03	0.20	0.04	0.31
5	26.00 - 31.00	5.00	28.50	1.38	23.50	0.062	0.03	0.02	0.10	0.06	0.13
6	31.00 - 40.00	9.00	35.50	1.59	30.50	0.045	0.02	0.01	0.10	0.04	0.10
											$\Sigma =$ 2.640

CALCULO DE ASENTAMIENTOS
(POR RECOMPRESION Y COMPRESION NETA)
(PUNTO 0.00 , 0.00)

ESTRATO	PROF.	ESPEJOR	PROF. MEDIA	σ	z	lz	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma/\sigma$	ρ	m_v	$\Delta\sigma z$	$\Delta\delta_{rc}$	$\Delta\delta$	$\Delta\delta$
No.	DE - A	(m)	(m)	Kg/cm ²	(m)		Kg/cm ²			cm ² /Kg	Kg/cm ²	(cm)	(cm)	(cm)
1	5.00 - 9.60	4.60	7.30	0.580	2.30	0.324	0.160	0.270	0.140	0.0698	0.00	0.710	0.00	0.710
2	9.60 - 11.00	1.40	10.30	0.706	5.30	0.238	0.120	0.160	0.070	0.0259	0.00	0.030	0.00	0.030
3	11.00 - 15.60	4.60	13.30	0.831	8.30	0.189	0.090	0.110	0.040	0.0313	0.00	0.050	0.00	0.050
4	15.60 - 26.00	10.40	20.80	1.128	15.80	0.076	0.040	0.030	0.010	0.0223	0.00	0.010	0.00	0.010
5	26.00 - 31.00	5.00	28.50	1.378	23.50	0.062	0.030	0.020	0.000	0.0108	0.00	0.000	0.00	0.000
6	31.00 - 40.00	9.00	35.50	1.585	30.50	0.045	0.020	0.010	0.000	0.0042	0.00	0.000	0.00	0.000
													$\Sigma =$	0.800

De los resultados obtenidos en el cálculo de asentamientos, se puede observar que estos son menores a los permisibles (15 cm. en estructuras colindantes) establecidos en el R.C.D.F. y sus Normas técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones, por lo que la cimentación propuesta se considera adecuada.

IV.3) MÉTODO DE RESÉNDIZ Y AUVINET .-

Los pasos a seguir para llegar a la evaluación de los movimientos verticales de la propia estructura y de su vecindad son :

- 1) Estimación de los parámetros de capacidad de carga y verificación de la estabilidad de la cimentación.
- 2) Determinación de los esfuerzos inducidos en el subsuelo.
- 3) Determinación de los movimientos verticales.

IV.3.1) Estimación de los parámetros de capacidad de carga y verificación de la estabilidad de la cimentación.

a) Profundidad de desplante .-

Se considera que la cimentación es totalmente compensada por lo que la carga total debe ser equivalente a la presión total que se encuentra a la profundidad de desplante de la cimentación, es decir :

$$W=We + Uod$$

En la figura IV.1 y IV.2 se muestran las descargas a nivel de Planta Baja así como la geometría en planta y elevación del cajón de cimentación propuesto.

De la figura IV.1, se deduce que el peso total de la superestructura es de $W_{se} = 3672$ ton. Tomando como peso volumétrico del concreto reforzado un valor $\gamma = 2.40$ Ton/m³ y considerando la geometría del cajón de cimentación, se obtiene que el peso de éste es :

$$W_{cc} = 2.4 \times 485.44 = 1165.06 \text{ Ton}$$

por lo que el peso total será:

$$W_t = 3672 + 1165.06 = 4837.06 \text{ Ton.}$$

El área cubierta en planta por el cajón de cimentación es :

$$A = 19.40 \times 32.80 = 636.32 \text{ m}^2$$

y la carga total por m² será de :

$$q_a = W_t / A = 4837.06 / 636.32 = 7.602 \text{ Ton / m}^2.$$

Para que la cimentación sea totalmente compensada :

$$q_a = p_{od}$$

donde :

q_a - es la descarga a la profundidad de desplante (ton/m^2).

p_{od} - esfuerzo total del suelo a la profundidad de desplante (ton/m^2).

Del diagrama de esfuerzos totales (figura III.4 Capítulo III) se observa que a la profundidad de 5.00 m se tiene un esfuerzo total de $p_{od} = 7.606 \text{ Ton/m}^2$, deduciéndose que a esta profundidad, la cimentación será totalmente compensada ya que :

$$7.602 \text{ ton/m}^2 = 7.606 \text{ ton/m}^2$$

b) Carga que toma el suelo .-

De acuerdo con lo expuesto en el inciso IV.1, la cimentación estará en equilibrio si :

$$W_e = A\sigma_a + n(Q_{fu} + Q_{pu}) \dots \dots \dots (1)$$

donde :

W_e = peso efectivo que toma la fase sólida del suelo incluyendo los pilotes.

A = área que cubre la cimentación.

σ_a = esfuerzo efectivo que toma el suelo a la profundidad de desplante.

n = número de pilotes.

Q_{fu} = capacidad de carga por fricción positiva del pilote.

Q_{pu} = capacidad de carga en la punta del pilote.

La subpresión " U_{od} " sobre el cajón de cimentación, se tomará en cuenta para equilibrar el peso total del edificio, esto es:

$$W = W_e + U_{od} A \dots\dots\dots (2)$$

donde :

W = peso total del edificio.

W_e = peso efectivo que toma la fase sólida del suelo incluyendo los pilotes.

U_{od} = Valor de la subpresión considerando que en un futuro éste pueda reducirse por abatimiento del nivel superficial del agua.

A = área que cubre la cimentación.

Sustituyendo la expresión (1) en (2) y sus valores correspondientes :

$$W = A\sigma_a + n(Q_{fu} + Q_{pu}) + U_{od} A \dots\dots\dots (3)$$

$$\text{si } \sigma_a = \sigma_{od} / 2 = 4.846 / 2 = 2.423 \text{ Ton /m}^2 \text{ y } U_{od} = 2.76 / 3 = 0.92 \text{ Ton /m}^2.$$

$$W = (636.32 \times 2.423) + n(Q_{fu} + Q_{pu}) + (0.92 \times 636.32) = 2127.22 \text{ Ton.}$$

por lo tanto, la carga que tomará el suelo y el agua será :

$$W's = 2127.22 \text{ Ton.}$$

c) Carga que toman los pilotes .-

La carga que deberán soportar los pilotes, se deduce de la diferencia entre el peso total del edificio y la carga que toman el suelo y el agua ; es decir :

$$W - W's = W'p$$

$$4837.06 - 2127.22 = 2709.84 \text{ Ton}$$

Despejando de la expresión (3) el parámetro $n(Q_{fu} + Q_{pu})$:

$$n(Q_{fu} + Q_{pu}) = W - W's = 2709.84 \text{ Ton.}$$

con lo cual se obtendrá el número de pilotes necesario para satisfacer el equilibrio de cargas a las que estará sujeta la cimentación. En la solución de este proyecto, se

consideran pilotes de forma circular con diámetro $D = 50$ cm, fabricados de concreto reforzado y con una longitud total de 20.00 m.

El criterio para el cálculo de la capacidad de carga por punta y por fricción de los pilotes se explica a continuación :

c.1) Capacidad de carga por punta .-

Para la aplicación de este método, será preferible estimar la capacidad de carga por punta de pilotes individuales por medio de pruebas de carga in situ. Si ello no es posible resulta sencillo y confiable estimar la capacidad de carga por punta por medio de la siguiente relación empírica propuesta por Meyerhof :

$$C_p = 4 n A_p$$

donde :

A_p = área de la base del pilote en pie².

n = número de golpes en la prueba de penetración estándar al nivel de la punta del pilote.

Sustituyendo los valores correspondientes para obtener la capacidad de carga por punta :

$$A_p = (\pi d^2)/4 = (\pi \times 0.5^2)/4 = 0.19635 \text{ m}^2 = 2.1135 \text{ pie}^2.$$

$$C_p = 4 \times 1 \times 2,1135 = 8.454 \text{ Ton.}$$

c.2) Capacidad de carga por fricción .-

La capacidad de carga por fricción de un pilote C_f , puede estimarse por medio de una prueba de carga "in situ", corregida por efectos de velocidad de penetración o en su defecto por medios analíticos comprobados.

La capacidad por fricción de un pilote en arcilla puede estimarse considerando que la adherencia desarrollada entre pilote y suelo es aproximadamente $0.6 q_u$, por lo que la capacidad a fricción será :

$$C_f = 0.6 q_u A_s / 1.2 = 0.5 q_u A_s$$

donde :

A_s = área lateral del pilote.

q_u = resistencia a la compresión simple del suelo.

Sustituyendo los valores correspondientes :

$$A_s = (\pi \times 0.5) \times 20 = 31.416 \text{ m}^2.$$

$$C_f = 0.5 \times 2.5 \times 31.416 = 39.270 \text{ Ton.}$$

por lo que el número de pilotes a usar será :

$$n(C_p + C_f) = 2709.84 \text{ Ton.}$$

$$n = 2709.84 / (39.27 + 8.454) = 56.78 \text{ pilotes.}$$

Por simetría se considerarán 60 pilotes distribuidos uniformemente. La distribución de pilotes en planta se muestra en la figura IV.8.

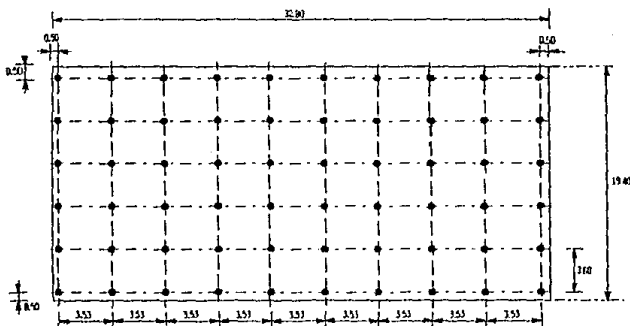


FIGURA IV.8
(DISTRIBUCIÓN DE PILOTES)
MÉTODO DE RESENDIZ Y AUVINET

Revisando la relación $1 < R_q < 4$:

$$\bar{a}_p = 636.32 / 60 = 10.605 \text{ m}^2.$$

$$R_q = (C_p + C_f) / (\bar{a}_p \sigma_a) = (39.27 + 8.454) / (10.605 \times 2.423) = 1.857$$

$$1 < Rq = 1.857 < 4 \quad \text{cumple.}$$

c.3) Capacidad de carga del suelo por contacto a la profundidad de desplante .-

En suelos arcillosos, la capacidad de carga C_s del suelo en contacto con la losa de cimentación puede revisarse mediante la teoría de Skempton; teniéndose lo siguiente :

$$C_s = (c N_c + \gamma D_f) A_c$$

donde :

c = cohesión del suelo (aproximadamente $\frac{1}{2} q_u$).

N_c = coeficiente cuyos valores se observan en la figura IV.9.

γ = peso volumétrico del suelo a la profundidad de desplante.

D_f = profundidad de desplante.

A_c = área de la cimentación.

sustituyendo los valores correspondientes en la expresión anterior :

$$A_c = 19.40 \times 32.80 = 636.32 \text{ m}^2.$$

$$c = q_u / 2 = 2.5 / 2 = 1.25 \text{ Ton/m}^2.$$

$$N_c = 6.267$$

$$\gamma = 1.2896 \text{ Ton/m}^3.$$

$$D_f = 5.00 \text{ m.}$$

$$C_s = [(1.25 \times 6.2676) + (1.2896 \times 5.0)] \times 636.32 = 9088.24 \text{ Ton.}$$

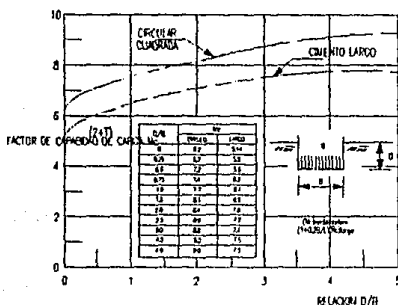


FIGURA IV.9

(VALORES DE N_c SEGUN SKEMPTON)

c.4) Determinación de la fricción sobre las paredes laterales de la subestructura de cimentación .-

Se calculará de la misma manera que la capacidad por fricción de los pilotes, es decir :

$$FL = 0.5q_u AL$$

donde AL = área lateral de la subestructura. sustituyendo valores se tiene que :

$$AL = 5 \times [(19.40 \times 2) + (32.80 \times 2)] = 522 \text{ m}^2.$$

$$FL = 0.5 \times 2.5 \times 522 = 652.50 \text{ Ton.}$$

c.5) Verificación de la estabilidad de la cimentación .-

Para verificar que la cimentación no fallará por insuficiencia de capacidad de carga, debe comprobarse que :

$$Cs + Fc > W - Cf - U$$

Por otra parte; la capacidad de carga por punta de los pilotes, debe ser suficientemente pequeña para que estos puedan penetrar en el estrato de apoyo y contrarrestar la tendencia a la emersión de la estructura debida a la consolidación regional; por lo que deberá satisfacerse la siguiente desigualdad :

$$Cp < W + Cf - U + Fc$$

donde :

Cs = capacidad de carga del suelo por contacto a la profundidad de desplante.

F_c = fricción sobre las paredes laterales de la subestructura de cimentación.

W = peso total del edificio.

C_p = capacidad de carga por punta del conjunto de pilotes.

C_f = capacidad de carga por fricción del conjunto de pilotes.

U_{od} = subpresión existente a la profundidad de desplante.

Llevando a cabo la sustitución de los valores correspondientes :

$$C_s + F_c > W - C_p - C_f - U_{od} ;$$

$$9088.24 + 652.5 > 4837.06 - (8.454 \times 60) - (39.27 \times 60) - 1908.96$$

$$9740.74 > 64.66 \text{ Ton.}$$

por lo que la cimentación es estable.

$$C_p < W + C_f - U_{od} + F_c$$

$$507.24 < 4837.06 + 2356.20 - 1908.96 + 652.5$$

$$583.326 < 5936.80 \text{ Ton.}$$

por lo tanto los pilotes penetrarán el estrato de apoyo y no se presentarán problemas de emersión de la estructura.

IV.3.2) DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS INDUCIDOS EN EL SUBSUELO .-

Este método considera los esfuerzos inducidos en el subsuelo debido a :

- a) Una carga uniformemente distribuida a la profundidad de desplante.
- b) Cargas verticales desarrolladas a lo largo del fuste del pilote.
- c) Cargas verticales puntuales localizadas en la punta de los pilotes.
- d) Descarga vertical debida a la fricción negativa desarrollada sobre la subestructura de la cimentación.

con lo que se obtiene un esfuerzo resultante, generado a partir de la sumatoria de todos los esfuerzos inducidos en el subsuelo. El procedimiento para la obtención de estos esfuerzos se explica a continuación :

a) Incremento neto de presión a la profundidad de desplante .-

Al comprobarse que la cimentación no fallará por insuficiencia de capacidad de carga; el suelo a largo plazo se encontrará sometido a las siguientes cargas :

- * Una carga o descarga vertical distribuida al nivel de desplante integrada por la descarga efectiva por excavación y una carga distribuida correspondiente a la presión de contacto losa de cimentación - suelo.

Por descarga debida a la excavación, se tiene que :

$$\gamma_m D_f - \gamma_w (D_f - D_w) = (1.536 \times 5.0) - 1.0 \times (5 - 2) = 4.680 \text{ Ton/m}^2.$$

y por presión de contacto :

$$\begin{aligned} W - U + F_c - C_p - C_f &= 4837.06 - 1908.06 + 652.50 - 507.24 - 356.20 \\ &= 718.06 \text{ Ton.} \end{aligned}$$

$$718.06 \text{ Ton} / 636.32 \text{ m}^2 = 1.128 \text{ Ton/m}^2.$$

El incremento neto de presión será de :

$$4.680 + 1.128 = 5.808 \text{ Ton/m}^2.$$

Los esfuerzos verticales inducidos en el suelo por la suma algebraica de las dos componentes anteriores pueden determinarse mediante los nomogramas y el programa para computadora " ESVECADI " mostrados en el apéndice A.

b) Esfuerzos verticales inducidos por la fricción positiva y negativa a lo largo del fuste del pilote .-

Se procede primero a determinar la profundidad del eje neutro en el pilote con la siguiente expresión :

$$\int_{z=z_0}^{z=D_f} f_p dz = (C_p + C_f - Q) / 2$$

siendo Q el menor de los siguientes dos valores :

$$Q = W - U + F_c = 4837.06 - 1908.96 + 652.50 = 3580.60 \text{ Ton.}$$

$$Q = C_p + C_f = 60 \times (8.454 + 39.27) = 2863.44 \text{ Ton.}$$

Sustituyendo valores en la expresión :

$$(1.25 \times 69 \times \pi \times 0.5) dz = (2863.44 - 2863.44) / 2 = 0$$

$$117.809 (Z_0 - 5.0) = 0$$

$$117.809 Z_0 - 589.045 = 0$$

$$Z_0 = 589.045 / 117.809 = 5.00 \text{ m.}$$

Con este valor de Z_0 , es posible determinar el esfuerzo vertical bajo los puntos de interés a diferentes profundidades mediante el programa para computadora " ESVECAVE " que se muestra en el apéndice A.

c) Esfuerzos verticales inducidos por cargas puntuales verticales localizadas en la punta de los pilotes .-

Recurriendo al programa para computadora llamado " ESVECAPU " presentado en el apéndice A, es posible determinar el esfuerzo vertical bajo los puntos de interés a distintas profundidades.

d) Esfuerzos verticales originados por la fricción negativa desarrollada sobre la subestructura de cimentación .-

El esfuerzo inducido por ésta descarga, puede estimarse dividiendo la superficie externa de la subestructura en bandas verticales y aplicando el procedimiento para la ejecución del programa para computadora " ESVECAVE " desarrollado para el cálculo de los esfuerzos inducidos por la fricción lateral en los pilotes.

Con los resultados obtenidos en los incisos anteriores, puede obtenerse un esfuerzo resultante en un punto cualquiera dentro y fuera del área cubierta por la cimentación. Para fines de este proyecto, se han considerado cinco puntos ubicados dentro del área de cimentación y la configuración de los esfuerzos resultantes para cada punto se muestran en las figuras IV.10 a IV.14.

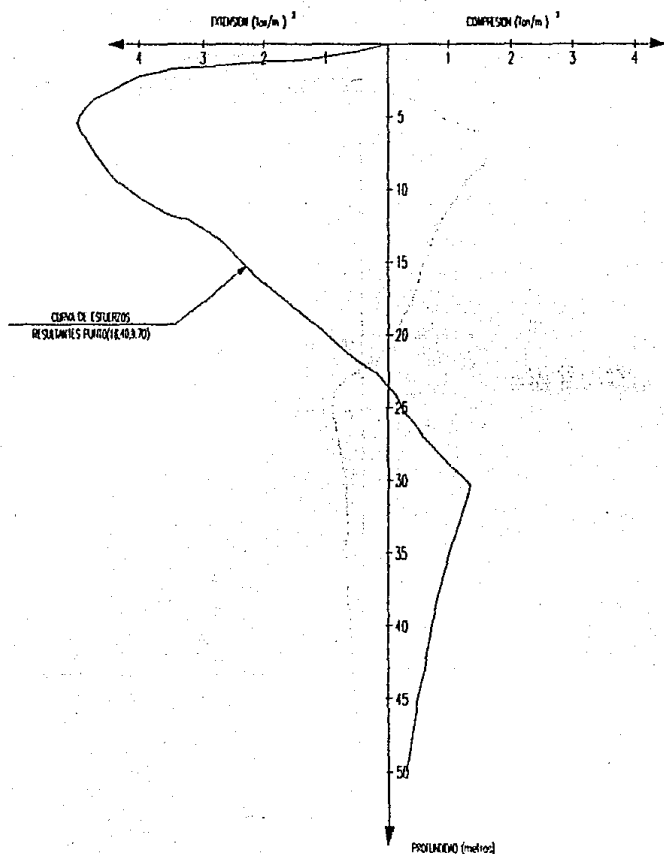


FIGURA IV.10

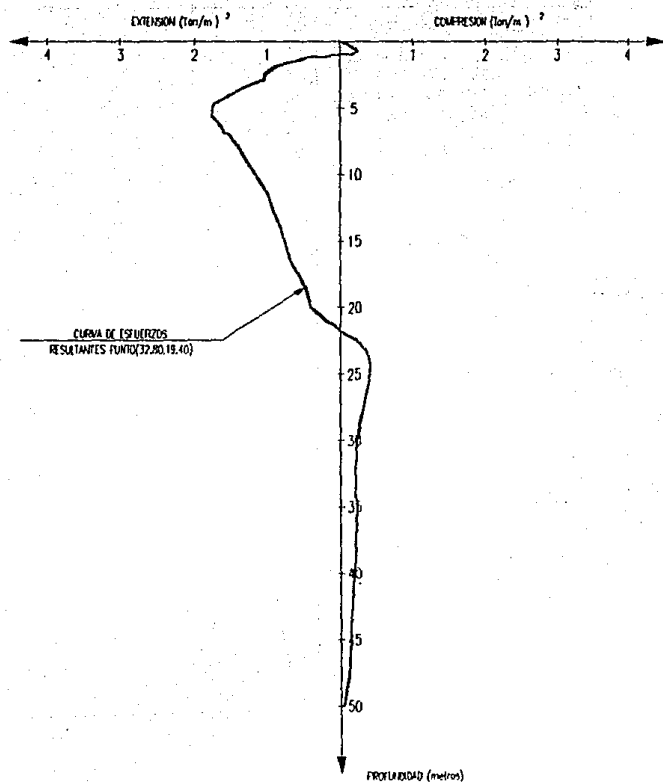


FIGURA IV.11

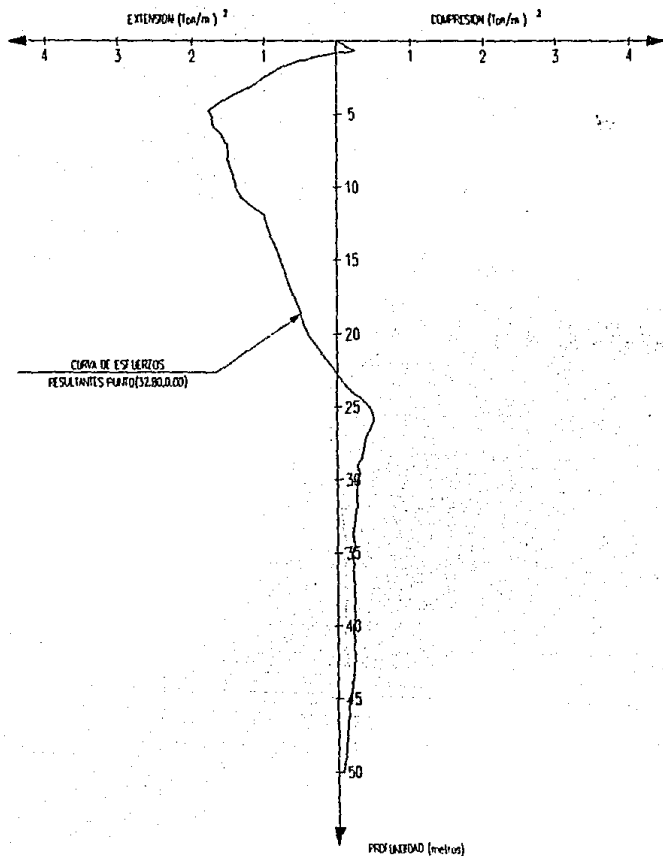


FIGURA IV.12

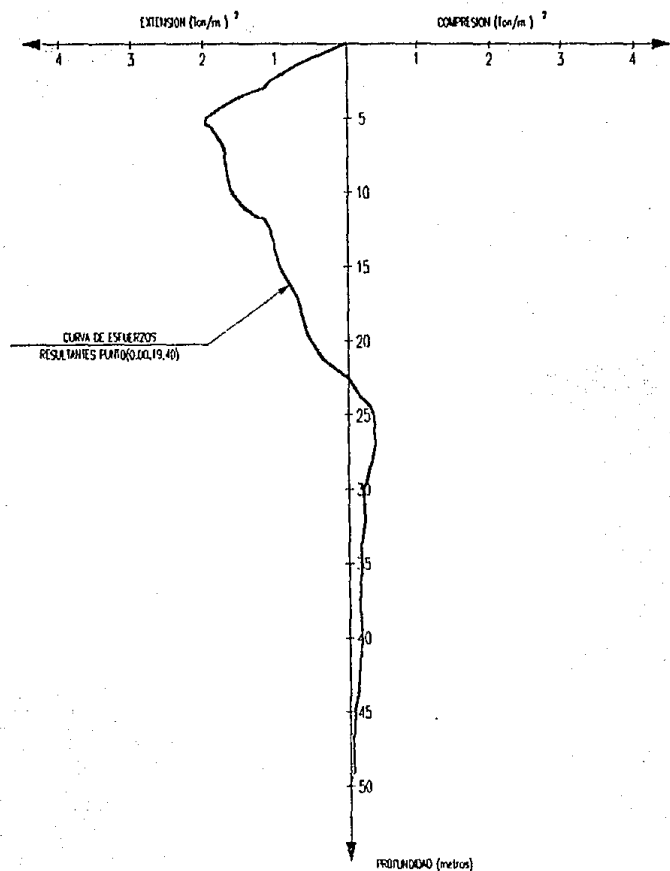


FIGURA IV.13

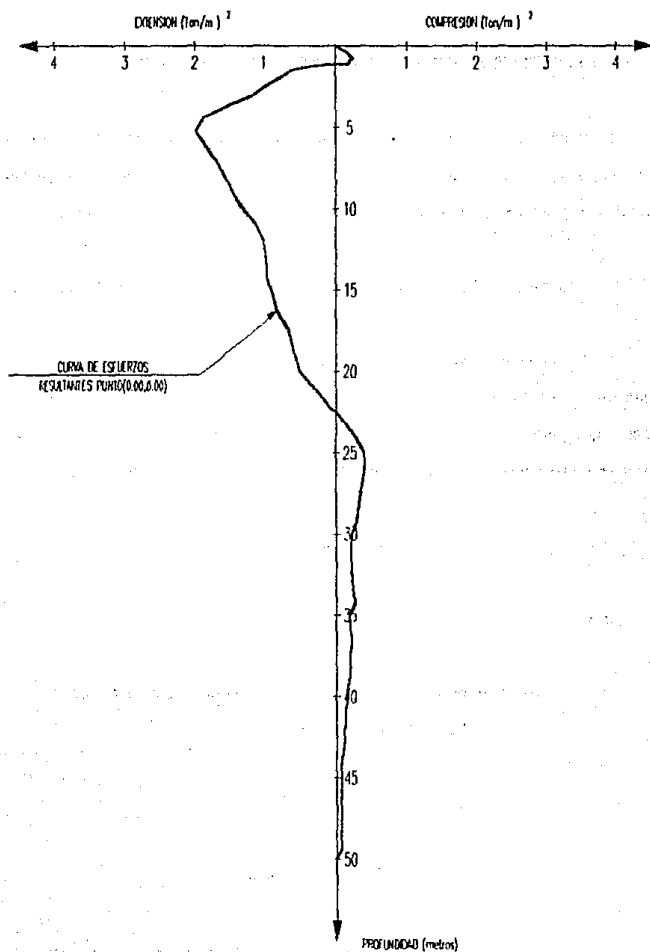


FIGURA IV.14

V.3.3) DETERMINACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS VERTICALES .-

El cálculo de los desplazamientos verticales del suelo, ya sean hundimientos o expansiones, al igual que en el método de Zeevaert, requiere del conocimiento de las propiedades de esfuerzo - deformación - tiempo de los diferentes estratos del subsuelo.

La deformación volumétrica de los estratos, se puede presentar en dos formas :

a) Cuando se efectúa una excavación se induce un alivio de esfuerzos efectivos σ_{oi} existentes en la masa del suelo, el cual es máximo en el fondo de la excavación que para un estrato cercano al fondo implica una deformación unitaria por expansión (expansión volumétrica de un estrato) por lo que su valor esta dado por :

$$\alpha_e^n = (\rho_e M_{ez} d)_n$$

donde :

ρ_e = factor de expansión que es función del alivio de esfuerzo
en el estrato n ($0 < \rho_e < 1$)

$$\rho_e = (\Delta\sigma_{oi} / \sigma_{oi})^{c-1}$$

M_{ez} = módulo de deformación unitario.

b) Al ser colocada la carga debida al peso del edificio en una cimentación compensada, se recomprime el suelo. La compresión volumétrica de los estratos, es

función del módulo de deformación unitario (M_c) y de la magnitud del incremento de esfuerzo sobre el esfuerzo efectivo inicial a la profundidad del estrato n .

El factor de recompresión queda definido por :

$$\rho_c = \rho_e (\Delta \sigma_{rec} / \sigma_{oz})$$

donde :

ρ_e = factor de expansión

Los asentamientos debidos a recompresión y compresión neta son calculados mediante la siguiente expresión :

$$\Delta x = \sum_{i=1}^n \rho_c m_v d \Delta \sigma_{rec} + m_v d \Delta \sigma_c$$

Para ilustrar el procedimiento de cálculo de expansiones y asentamientos, se considera el punto ubicado en el centro de la cimentación con coordenadas (16.40 , 9.70) para el estrato No 1, teniéndose lo siguiente :

* Cálculo de expansiones :

El estrato designado como 1 en las tablas de cálculo tiene un espesor $d=4.60$ m con una profundidad media de $5.00 + (4.60 / 2) = 7.30$ m.

El esfuerzo efectivo a ésta profundidad es de 0.530 Kg/cm^2 obtenido del diagrama de esfuerzos efectivos.

La profundidad a la cual se determinará la expansión del estrato tomando como referencia la profundidad de desplante de 5.00 m será de $7.30 - 5.00 = 2.30$ m.

La influencia " I_z " del área cargada respecto al punto en cuestión a la profundidad de 2.30 m valdrá $I_z = 0.9139$, obtenida mediante la gráfica de Fadum para un área rectangular uniformemente cargada.

Por definición, el esfuerzo de excavación a la profundidad " z " $(\Delta\sigma_{exc})_z$ se determina como :

$$(\Delta\sigma_{exc})_z = I_z (\Delta\sigma_{exc})_d$$

donde:

I_z = influencia debida a la sobrecarga a la profundidad " z " en un punto cualquiera.

$(\Delta\sigma_{exc})_d$ = esfuerzo efectivo a la profundidad de desplante de la cimentación.

Para el caso en estudio :

$$(\Delta\sigma_{exc})_d = 4.846 \text{ Ton/m}^2 = 0.4846 \text{ Kg/cm}^2.$$

De acuerdo con lo anterior, se tiene que el esfuerzo de excavación a la profundidad de 2.30 m es :

$$(\Delta\sigma_{exc})_z = I_z (\Delta\sigma_{exc})_d = 0.9139 \times 0.4846 = 0.4429 \text{ Kg/cm}^2.$$

El coeficiente de expansión ρ_e para cualquier estrato, se determina mediante la siguiente expresión :

$$\rho_e = (\Delta\sigma_{oi} / \sigma_{oi})^{c-1}$$

donde " c " depende del tipo de material del estrato (se considera para este caso un valor de 1.5), por lo que su valor resulta ser :

$$\rho_e = (0.4429/0.530)^{1.5-1} = 0.9142$$

El valor de la expansión que se presentará en cualquier estrato debido a la excavación, se calcula como :

$$\delta_e = \sum_{i=1}^n I_{ze} \rho_e d (\Delta\sigma_{exc})_z$$

Sustituyendo valores para el estrato No 1, tenemos el siguiente valor de expansión :

$$\Delta\delta_e = 0.0395 \times 0.9142 \times 460 \times 0.4429 = 7.357 \text{ cm.}$$

cuyo valor aparece en la tabla correspondiente.

* Cálculo de asentamientos :

Para el cálculo de asentamientos se considera que estos son ocasionados debido a dos condiciones; por recompresión y por compresión neta.

El asentamiento que presenta la cimentación debido a la recompresión del suelo se determina como :

$$\Delta \delta_{rc} = \rho_c m_v d \Delta \sigma_{rec}$$

donde :

$$\rho_c = \rho_e (\Delta \sigma_{rec} / \sigma_{oz})$$

m_v = módulo de deformación volumétrica unitario.

d = espesor del estrato considerado.

$\Delta \sigma_{rec}$ = incremento de esfuerzos debido a la aplicación de la carga calculado como :

$$\Delta \sigma_{rec} = I_z (\sigma_{exc}) d$$

Para el estrato No 1, con un espesor $d = 460$ cm, se tiene lo siguiente :

$I_z = 0.9139$ (influencia debida a la sobrecarga en centro de la cimentación).

$(\sigma_{exc})_d = 0.4846 \text{ Kg/cm}^2$ (obtenido del diagrama de esfuerzos efectivos).

$$\Delta\sigma_{rec} = I_z (\sigma_{exc})_d = 0.9139 \times 0.4846 = 0.4429 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho_c = \rho_e (\Delta\sigma_{rec} / \sigma_{oz}) = 0.9142 \times (0.4429 / 0.530) = 0.764$$

$$\begin{aligned} \Delta\delta_{rc} &= \rho_c m_v d \Delta\sigma_{rec} = 0.764 \times 0.0698 \times 460 \times 0.4429 \\ &= 10.865 \text{ cm.} \end{aligned}$$

El asentamiento originado por la compresión neta del suelo en una cimentación totalmente compensada tiene un valor nulo, por lo que los asentamientos para este tipo de cimentaciones queda definido solamente por la recompresión del suelo y esto se demuestra en los cálculos correspondientes de asentamientos (ver figura IV.7).

Por lo tanto, el asentamiento total se calcula como :

$$\delta_t = \sum_{i=1}^n \rho_c m_v d \Delta\sigma_{rec}$$

Las siguientes tablas muestran el cálculo de expansiones y de asentamientos en diferentes puntos de la cimentación, con el fin de determinar el asentamiento probable de la cimentación en estudio.

CALCULO DE EXPANSIONES
(PUNTO 16.40, 9.70)

ESTRATO	PROFUNDIDAD	ESPESOR	PROFUNDIDAD MEDIA	σ	z	$ z $	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma/\sigma$	ρ	M_e	$\Delta\delta$
No.	DE - A	(m)	(m)	(Kg/cm ²)	(m)		(Kg/cm ²)				(cm)
1	0.00 - 9.60	4.60	7.30	0.53	2.30	0.914	0.44	0.84	0.91	0.04	7.357
2	9.60 - 11.00	1.40	10.30	0.64	5.30	0.778	0.38	0.59	0.77	0.03	1.121
3	11.00 - 15.60	4.60	13.30	0.70	8.30	0.550	0.27	0.38	0.62	0.03	2.395
4	15.60 - 26.00	10.40	20.80	0.87	15.80	0.164	0.08	0.09	0.30	0.04	1.118
5	26.00 - 31.00	5.00	28.50	1.02	23.50	0.207	0.10	0.10	0.31	0.06	0.872
6	31.00 - 40.00	9.00	35.50	1.15	30.50	0.181	0.09	0.08	0.28	0.04	0.960
											$\Sigma =$ 13.823

CALCULO DE ASENTAMIENTOS
(POR RECOMPRESION Y COMPRESION NETA)
(PUNTO 16.40 , 9.70)

ESTRATO	PROF.	ESPESOR	PROF.	σ	z	lz	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma/\sigma$	ρ	m_v	Δz	Δ/σ	$\Delta\delta$	$\Delta\lambda$
No.	DE - A	(m)	(m)	Kg/cm ²	(m)		Kg/cm ²			cm ² /Kg	Kg/cm ²	(cm)	(cm)	(cm)
1	5.00 - 9.60	4.60	7.30	0.53	2.30	0.914	0.443	0.836	0.746	0.0698	0.00	10.90	0.00	10.90
2	9.60 - 11.00	1.40	10.30	0.64	5.30	0.778	0.378	0.589	0.452	0.0259	0.00	0.62	0.00	0.62
3	11.00 - 15.60	4.60	13.30	0.70	8.30	0.550	0.266	0.380	0.235	0.0313	0.00	0.90	0.00	0.90
4	15.60 - 26.00	10.40	20.80	0.87	15.80	0.164	0.079	0.091	0.028	0.0223	0.00	0.05	0.00	0.05
5	26.00 - 31.00	5.00	28.50	1.02	23.50	0.207	0.100	0.098	0.031	0.0108	0.00	0.02	0.00	0.02
6	31.00 - 40.00	9.00	35.50	1.15	30.50	0.181	0.088	0.076	0.021	0.0042	0.00	0.01	0.00	0.01
													$\Sigma =$	12.50

CALCULO DE EXPANSIONES
(PUNTO 32.80, 0.00)

ESTRATO	PROFUNDIDAD	ESPESOR	PROFUNDIDAD MEDIA	σ	z	lz	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma/\sigma$	ρ	Me	$\Delta\delta$
No.	DE - A	(m)	(m)	(Kg/cm ²)	(m)		(Kg/cm ²)				(cm)
1	0.00 - 9.60	4.60	7.30	0.53	2.30	0.285	0.138	0.260	0.51	0.04	1.278
2	9.60 - 11.00	1.40	10.30	0.64	5.30	0.214	0.104	0.162	0.40	0.03	0.162
3	11.00 - 15.60	4.60	13.30	0.70	8.30	0.168	0.081	0.116	0.34	0.03	0.403
4	15.60 - 26.00	10.40	20.80	0.87	15.80	0.029	0.014	0.016	0.13	0.04	0.085
5	26.00 - 31.00	5.00	28.50	1.02	23.50	0.062	0.030	0.030	0.17	0.06	0.145
6	31.00 - 40.00	9.00	35.50	1.15	30.50	0.045	0.022	0.019	0.14	0.04	0.118
											$\Sigma =$ 2.191

CALCULO DE ASENTAMIENTOS
(POR RECOMPRESION Y COMPRESION NETA)
(PUNTO 32.80 , 0.00)

ESTRATO	PROF.	ESPEJOR	PROF.	σ	z	lz	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma/z$	ρ	m_v	$\Delta\sigma z$	$\Delta\sigma z c$	$\Delta\delta$	$\Delta\lambda$
No.	DE - A	(m)	MEDIA (m)	Kg/cm ²	(m)		Kg/cm ²			cm ³ /Kg	Kg/cm ²	(cm)	(cm)	(cm)
1	5.00 - 9.60	4.60	7.30	0.53	2.30	0.285	0.138	0.260	0.133	0.0698	0.00	0.588	0.00	0.588
2	9.60 - 11.00	1.40	10.30	0.64	5.30	0.214	0.104	0.162	0.065	0.0259	0.00	0.025	0.00	0.025
3	11.00 - 15.60	4.60	13.30	0.70	8.30	0.167	0.081	0.116	0.040	0.0313	0.00	0.046	0.00	0.046
4	15.60 - 26.00	10.40	20.80	0.87	15.80	0.029	0.014	0.016	0.021	0.0223	0.00	0.000	0.00	0.000
5	26.00 - 31.00	5.00	28.50	1.02	23.50	0.062	0.030	0.030	0.005	0.0108	0.00	0.001	0.00	0.001
6	31.00 - 40.00	9.00	35.50	1.15	30.50	0.045	0.022	0.019	0.003	0.0042	0.00	0.000	0.00	0.000
													$\Sigma =$	0.660

CALCULO DE EXPANSIONES
(PUNTO 32.80, 19.40)

ESTRATO	PROFUNDIDAD	ESPEJOR	PROFUNDIDAD	σ	z	lz	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma/\sigma$	ρ	Me	$\Delta\delta$
No.	DE - A	(m)	MEDIA (m)	(Kg/cm ²)	(m)		(Kg/cm ²)				(cm)
1	0.00 - 9.60	4.60	7.30	0.53	2.30	0.288	0.140	0.264	0.51	0.04	1.305
2	9.60 - 11.00	1.40	10.30	0.64	5.30	0.248	0.120	0.187	0.43	0.03	0.201
3	11.00 - 15.60	4.60	13.30	0.70	8.30	0.172	0.083	0.119	0.34	0.03	0.862
4	15.60 - 26.00	10.40	20.80	0.87	15.80	0.047	0.024	0.027	0.16	0.04	0.360
5	26.00 - 31.00	5.00	28.50	1.02	23.50	0.064	0.031	0.031	0.17	0.06	0.313
6	31.00 - 40.00	9.00	35.50	1.15	30.50	0.037	0.018	0.016	0.12	0.04	0.183
										$\Sigma =$	3.224

CALCULO DE ASENTAMIENTOS
(POR RECOMPRESION Y COMPRESION NETA)
(PUNTO 32.80 , 19.40)

ESTRATO	PROF.	ESPESOR	PROF. MEDIA	σ	z	tz	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma/\sigma$	ρ	m_v	$\Delta\sigma z$	$\Delta\delta_{rc}$	$\Delta\delta$	$\Delta\delta$
No.	DE - A	(m)	(m)	Kg/cm ²	(m)		Kg/cm ²			cm ² /Kg	Kg/cm ²	(cm)	(cm)	(cm)
1	5.00 - 9.60	4.60	7.30	0.53	2.30	0.268	0.140	0.264	0.136	0.0698	0.00	0.608	0.00	0.608
2	9.60 - 11.00	1.40	10.30	0.64	5.30	0.248	0.120	0.187	0.081	0.0259	0.00	0.035	0.00	0.035
3	11.00 - 15.60	4.60	13.30	0.70	8.30	0.172	0.083	0.119	0.041	0.0313	0.00	0.049	0.00	0.049
4	15.60 - 26.00	10.40	20.80	0.87	15.80	0.047	0.027	0.027	0.005	0.0223	0.00	0.002	0.00	0.002
5	26.00 - 31.00	5.00	28.50	1.02	23.50	0.064	0.031	0.031	0.005	0.0108	0.00	0.001	0.00	0.001
6	31.00 - 40.00	9.00	35.50	1.15	30.50	0.037	0.018	0.016	0.002	0.0042	0.00	0.000	0.00	0.000
													$\Sigma =$	0.695

CALCULO DE EXPANSIONES
(PUNTO 0.00, 19.40)

ESTRATO	PROFUNDIDAD	ESPESOR	PROFUNDIDAD	σ	Z	Z	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma/\sigma$	ρ	Me	$\Delta\delta$
No.	DE - A	(m)	MEDIA (m)	(Kg/cm ²)	(m)		(Kg/cm ²)				(cm)
1	0.00 - 9.60	4.60	7.30	0.53	2.30	0.331	0.161	0.303	0.55	0.04	1.605
2	9.60 - 11.00	1.40	10.30	0.64	5.30	0.283	0.137	0.214	0.46	0.03	0.246
3	11.00 - 15.60	4.60	13.30	0.70	8.30	0.199	0.096	0.138	0.37	0.03	0.521
4	15.60 - 26.00	10.40	20.80	0.87	15.80	0.064	0.031	0.036	0.19	0.04	0.276
5	26.00 - 31.00	5.00	28.50	1.02	23.50	0.051	0.025	0.024	0.16	0.06	0.106
6	31.00 - 40.00	9.00	35.50	1.15	30.50	0.035	0.017	0.015	0.12	0.04	0.082
										$\Sigma =$	2.836

CALCULO DE ASENTAMIENTOS
(POR RECOMPRESION Y COMPRESION NETA)
(PUNTO 0.00 , 19.40)

ESTRATO	PROF.	ESPEJOR	PROF.	σ	z	tz	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma/\sigma$	ρ	m_v	$\Delta\sigma z$	$\Delta\delta c$	$\Delta\delta$	$\Delta\delta$
No.	DE - A	(m)	(m)	Kg/cm ²	(m)		Kg/cm ²			cm ² /Kg	Kg/cm ²	(cm)	(cm)	(cm)
1	5.00 - 9.60	4.60	7.30	0.53	2.30	0.331	0.161	0.303	0.167	0.0698	0.00	0.859	0.00	0.859
2	9.60 - 11.00	1.40	10.30	0.64	5.30	0.283	0.137	0.214	0.099	0.0259	0.00	0.049	0.00	0.049
3	11.00 - 15.60	4.60	13.30	0.70	8.30	0.199	0.096	0.138	0.051	0.0313	0.00	0.071	0.00	0.071
4	15.60 - 26.00	10.40	20.80	0.87	15.80	0.064	0.031	0.036	0.009	0.0223	0.00	0.006	0.00	0.006
5	26.00 - 31.00	5.00	28.50	1.02	23.50	0.051	0.025	0.024	0.84	0.0108	0.00	0.000	0.00	0.000
6	31.00 - 40.00	9.00	35.50	1.15	30.50	0.035	0.017	0.015	0.002	0.0042	0.00	0.000	0.00	0.000
													$\Sigma =$	0.985

CALCULO DE EXPANSIONES
(PUNTO 0.00,0.00)

ESTRATO	PROFUNDIDAD	ESPESOR	PROFUNDIDAD	σ	Z	Iz	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma/\sigma$	ρ	Ma	$\Delta\delta$
No.	DE - A	(m)	MEDIA (m)	(Kg/cm ²)	(m)		(Kg/cm ²)				(cm)
1	0.00 - 9.60	4.60	7.30	0.53	2.30	0.324	0.157	0.296	0.54	0.04	1.549
2	9.60 - 11.00	1.40	10.30	0.64	5.30	0.238	0.115	0.180	0.42	0.03	0.189
3	11.00 - 15.60	4.60	13.30	0.70	8.30	0.189	0.092	0.131	0.36	0.03	0.483
4	15.60 - 26.00	10.40	20.80	0.87	15.80	0.076	0.037	0.042	0.21	0.04	0.353
5	26.00 - 31.00	5.00	28.50	1.02	23.50	0.062	0.030	0.030	0.17	0.06	0.299
6	31.00 - 40.00	9.00	35.50	1.15	30.50	0.045	0.022	0.019	0.14	0.04	0.118
											$\Sigma =$ 2.991

CALCULO DE ASENTAMIENTOS
(POR RECOMPRESION Y COMPRESION NETA)
(PUNTO 0.00 , 0.00)

ESTRATO	PROF.	ESPESOR	PROF.	σ	z	l_z	$\Delta \sigma$	$\Delta \sigma l_z$	ρ	m_v	$\Delta \sigma z$	$\Delta \delta_{rc}$	$\Delta \delta$	$\Delta \delta$
No.	DE - A	(m)	MEDIA (m)	Kg/cm ²	(m)		Kg/cm ²			cm ³ /Kg	Kg/cm ²	(cm)	(cm)	(cm)
1	5.00 - 9.60	4.60	7.30	0.53	2.30	0.324	0.157	0.296	0.161	0.0698	0.00	0.810	0.00	0.810
2	9.60 - 11.00	1.40	10.30	0.64	5.30	0.238	0.115	0.180	0.076	0.0259	0.00	0.032	0.00	0.032
3	11.00 - 15.60	4.60	13.30	0.70	8.30	0.189	0.092	0.131	0.047	0.0313	0.00	0.063	0.00	0.063
4	15.60 - 26.00	10.40	20.80	0.87	15.80	0.076	0.037	0.042	0.009	0.0223	0.00	0.041	0.00	0.041
5	26.00 - 31.00	5.00	28.50	1.02	23.50	0.062	0.030	0.030	0.005	0.0108	0.00	0.001	0.00	0.001
6	31.00 - 40.00	9.00	35.50	1.15	30.50	0.045	0.022	0.019	0.000	0.0042	0.00	0.000	0.00	0.000
													$\Sigma =$	0.947

De los resultados obtenidos en el cálculo de asentamientos, se puede observar que estos son menores a los permisibles (15 cm. en estructuras colindantes) establecidos en el R.C.D.F. y sus Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones, por lo que la cimentación propuesta se considera adecuada.

CAPITULO V

PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO

V.1 RESPUESTA SÍSMICA DEL SUELO .-

La respuesta sísmica del subsuelo así como sus propiedades dinámicas, son importantes para el cálculo de la interacción de la superficie de apoyo de la estructura de cimentación con el suelo. Es importante conocer el período fundamental de vibración libre y los desplazamientos máximos probables de la masa del suelo (figura V.1) producidos por las ondas de esfuerzo cortante que se trasladan en sentido vertical del estrato firme hacia la superficie del suelo con una velocidad :

$$V_s = \sqrt{(\mu / \rho)}$$

donde :

μ = módulo de rigidez dinámica del suelo.

ρ = masa unitaria del suelo.

Conociendo los valores de μ representativos de cada estrato del subsuelo desde la base firme hasta la superficie, se puede calcular el tiempo que tarda la onda de cortante en atravesar cada estrato mediante la siguiente expresión :

$$\Delta t_j = d_j / V_{sj}$$

El tiempo que tarda la onda de cortante en atravesar todos los estratos es $\frac{1}{4}$ del período fundamental de suelo T_{s1} , por lo que dicho período valdrá :

$$T_{s1} = 4 \sum_1^n d_j / V_{sj}$$

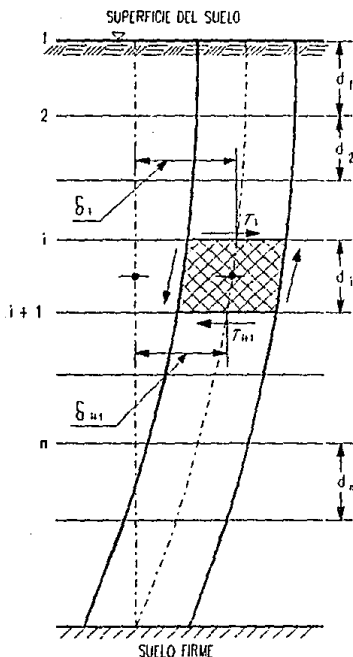


FIGURA VI
 (COLUMNA DE SUELO SOMETIDA
 A UN MOVIMIENTO SISMICO)

V.2 MODULO DINÁMICO DE RIGIDEZ .-

El módulo dinámico de elasticidad al cortante μ o módulo de rigidez del suelo queda definido por la relación :

$$\mu = \Delta \tau / \Delta \gamma$$

donde :

τ = esfuerzo cortante unitario.

γ = distorsión angular.

Durante el movimiento sísmico provocado por ondas de esfuerzo cortante, un elemento de suelo se desplaza δ_i en el plano horizontal i ; y en el plano $i+1$ el desplazamiento es δ_{i+1} , (figura V.2) por consiguiente la distorsión angular será :

$$(\delta_i - \delta_{i+1}) / \Delta z$$

De donde se deduce que la pendiente de la curva de configuración de desplazamientos que toma la masa del suelo durante el movimiento sísmico representa el valor de la distorsión angular γ_i en cada punto de ella. Con estos valores, puede estimarse el módulo de rigidez en función de la distorsión angular.

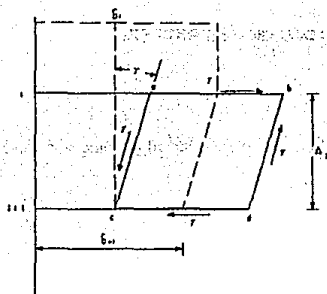


FIGURA V.2
(DESPLAZAMIENTO Y DISTORSIÓN POR
CORTANTE DE UN ELEMENTO DEL SUELO)

El módulo de rigidez del suelo, puede determinarse con precisión práctica por medio del péndulo de torsión libre, como el mostrado en la figura V.3.

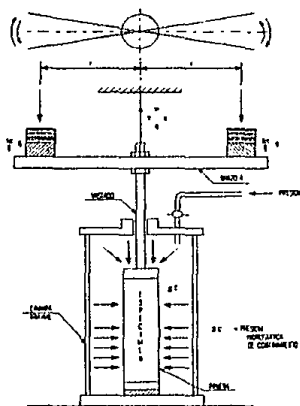


FIGURA V.3
(PÉNDULO DE TORSIÓN LIBRE)

La probeta de suelo se sujeta a un esfuerzo de confinamiento σ_c . Cuando el material de la probeta se encuentra saturado, se permite la disipación total del exceso hidrostático antes de comenzar la prueba. Se impulsa el brazo A y se registra la vibración libre (figura V.4), la cual representa la respuesta visco-elástica después del primer impulso. De la vibración registrada se mide el periodo amortiguado de vibración libre del sistema T_{sd} y el porcentaje de amortiguamiento crítico ζ_s , con estos datos se determina el valor de μ para un determinado confinamiento σ_c , por medio de la siguiente expresión :

$$\mu = \omega_{sd}^2 / [(1 - \zeta_s^2) - (1 - \zeta_a^2)] (\omega_{sd}^2 / \omega_{ad}^2) \times G$$

donde :

ω_{sd} = frecuencia circular del sistema.

ω_{ad} = frecuencia circular del aparato obtenida por calibración.

ζ_s = % de amortiguamiento crítico del sistema.

ζ_a = % de amortiguamiento crítico del aparato obtenida por calibración.

$G = (J_a / I_p) \times h$

$J_a = \sum mr^2$ = momento polar de inercia de las masas del aparato.

I_p = momento de inercia polar de la sección del espécimen.

h = altura del espécimen.

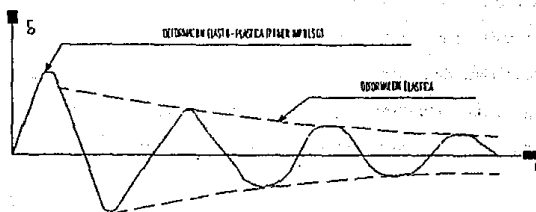


FIGURA V.4
(RESPUESTA VISCO-ELASTICA DEL
SUELO DUEDO A UN IMPULSO)

El impulso para iniciar el movimiento no es un impacto y debe aplicarse rápidamente, de tal forma que pueda considerarse como una aplicación transitoria de esfuerzos; por lo que se producirá en el espécimen una pequeña distorsión de carácter plástico, posteriormente la deformación será elástica originada únicamente por la respuesta de los elementos elásticos que contiene el suelo. Se deduce, que el módulo de rigidez μ podría afectarse por la amplitud de la distorsión inicial y inducida por el primer impulso y que podrá ser mayor para materiales con mayor número de elementos plásticos (ver figura V.4). Lo anterior implica un pequeño cambio estructural del suelo haciendo que el módulo así determinado sea algo menor que el real.

Para minimizar el efecto plástico del primer impulso y quedar lo más cercano al rango de aplicación del módulo μ ; deberá programarse la prueba para una distorsión inicial no mayor que la esperada en el material del subsuelo para el sismo investigado y para un

nivel de esfuerzos en la probeta no mayor que el 25 % del esfuerzo desviador correspondiente a la resistencia última del suelo.

El módulo dinámico determinado en el péndulo de torsión libre puede investigarse en forma práctica para diferentes distorsiones γ_0 iniciales, en el rango de las esperadas en el subsuelo durante la acción sísmica.

V.3 ESPECTRO DE DISEÑO .-

El conocimiento del módulo dinámico de rigidez y la velocidad correspondiente de la onda de cortante son necesarios para analizar el comportamiento dinámico del suelo. Con esta información, se podrán estimar los efectos sísmicos en la estructura del edificio y en su cimentación.

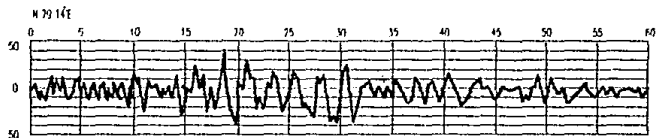
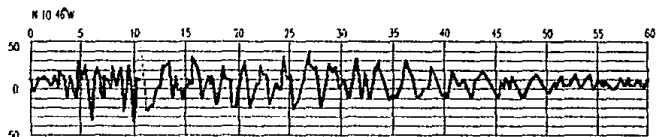
Las características de los sismos se investigan por la experiencia previa de movimientos sísmicos fuertes en la zona donde deberá ser construido el edificio. El problema principal, es el de conocer en forma adecuada la aceleración máxima de la superficie del suelo para el diseño sísmico del edificio. Se presentan casos en que no existe información previa que pueda ser usada para estimar las aceleraciones probables de la superficie del suelo por lo que será necesario usar cartas isosísmicas de la región de interés.

Otro de los asuntos sísmicos importantes, es el estudio de los factores de amplificación para diferentes grados de amortiguamiento crítico de la masa del suelo, ya que la respuesta de aceleración es función del período de la estructura y del fenómeno de amortiguamiento.

Con el conocimiento de las características sísmicas del lugar y las propiedades dinámicas del suelo, se puede estimar el comportamiento del subsuelo y sus implicaciones en la interacción con la estructura de cimentación. La respuesta sísmica se calcula para determinar las reacciones totales del suelo sobre la estructura de cimentación, de donde en conjunto con las cargas del edificio se podrán calcular las fuerzas cortantes y momentos flexionantes de los elementos estructurales de la cimentación.

La estimación adecuada de un sismo para un lugar en particular es muy importante para el diseño económico de la cimentación y estructura del edificio. La localización del foco sísmico puede conocerse con relativa facilidad según los informes de la estación sismológica, las zonas de falla se conocen mejor y los estudios de las magnitudes probables de Richter que pueden esperarse progresan rápidamente, sin embargo, resulta difícil el poder asegurar la intensidad sísmica en áreas donde no existe información previa sobre los fenómenos sísmicos. en estos casos, se puede predecir la intensidad sísmica en forma aproximada por medio de mapas de igual intensidad sísmica o por medio de fórmulas empíricas de atenuación de la aceleración de la superficie del suelo con la distancia.

Para el diseño de la cimentación es importante conocer la aceleración máxima de la superficie del suelo y las características del espectro de respuesta sísmica. La historia de aceleraciones de la superficie del suelo puede ser conocida por medio de acelerogramas (figura V.5). De estos puede determinarse la aceleración máxima registrada.



SISMO, MAYO 11, 1962

EL ORIGEN CORRESPONDE A 33 SEGUNDOS DESPUES DE ARRANCAR EL ACCELEROGRAFO

FIGURA V. 5

(ACCELEROGRAMA MAYO 11, 1962 CIUDAD DE MEXICO)

La respuesta máxima de un sistema de un grado de libertad expuesto al movimiento sísmico representado por el acelerograma puede determinarse integrando todos los impulsos por medio de la siguiente expresión :

$$Rv = \int a(\tau) e^{-\zeta \omega_d(t-\tau)} \times \sin \omega_d(t-\tau) dt$$

donde :

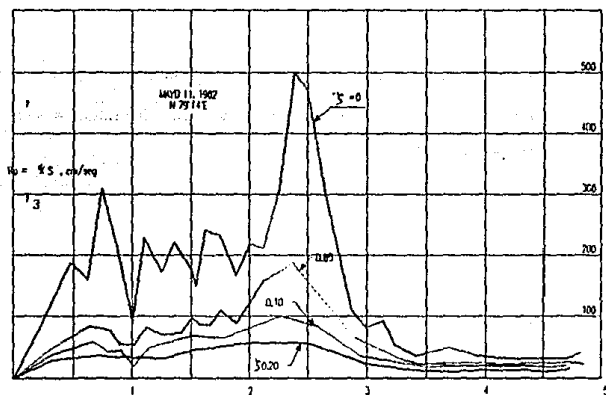
ω_d = frecuencia circular amortiguada.

ζ = fracción del amortiguamiento crítico del sistema.

La fórmula anterior proporciona la respuesta sísmica máxima en términos de la pseudo-velocidad relativa como función de la frecuencia circular libre ω equivalente a un sistema de un grado de libertad. Así pues, la respuesta de aceleración será :

$$R_a = \omega R_v$$

El espectro de pseudo-aceleración correspondiente al acelerograma de la figura V.5 se muestra en la figura V.6 para la respuesta de sistemas de un grado de libertad con período libre T .



PERIODO (T) EN SEGUNDOS

FIGURA V.6

(ESPECTRO DE SEUDO-ACELERACION MAYO 11, 1962 CIUDAD DE MEXICO)

Por consiguiente, conociendo el periodo equivalente de la estructura para un grado de libertad se encuentra en el espectro de respuesta el valor de R_a , de donde podrá calcularse la fuerza sísmica aplicada en el centro de masa del edificio.

Llamando " M " a la masa del sistema, la fuerza sísmica horizontal en el centro de masa de la estructura es :

$$V_m = M R_a$$

Para un espectro de respuesta de aceleración se registra una aceleración máxima de la superficie del suelo a_m ; por lo que se puede escribir la siguiente expresión :

$$V_m = M (R_a / a_m) a_m$$

de donde el espectro de respuesta se puede visualizar en términos de R_a / a_m que representa el factor de amplificación de la aceleración, es decir :

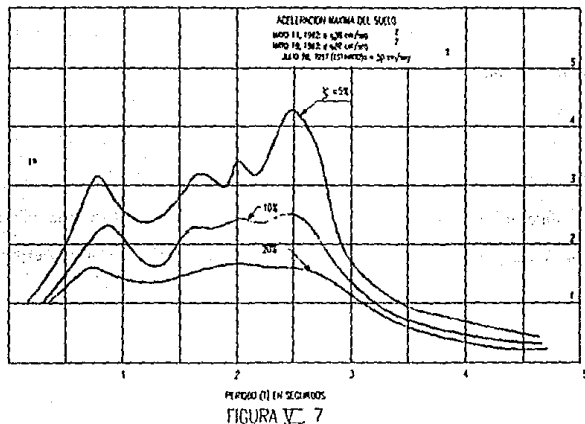
$$f_a = R_a / a_m$$

por lo que la fuerza sísmica horizontal puede determinarse a partir de :

$$V_m = f_a M a_m$$

En la figura V.7 se muestra una envolvente de espectros de respuesta de pseudo-aceleración . Obsérvese que cada espectro tiene ciertos valores característicos en los picos que representan cierta resonancia del sistema de un grado de libertad con el subsuelo. Aparentemente, los factores de amplificación son independientes de las

características del subsuelo siempre y cuando éste sea uniforme y actúe como un vibrador entre la superficie y la base firme.



(ESPECTRO ENVOLVENTE DE SEUDO-ACELERACION RELATIVA CIUDAD DE MEXICO)

Llamando T_{S1} al período dominante del subsuelo, el espectro envolvente de respuesta sísmica puede ser construido en términos de "fa" contra la relación " T_0/T_{S1} " para diferentes grados de amortiguamiento crítico " ξ " o " γ " como se muestra en la figura V.8.

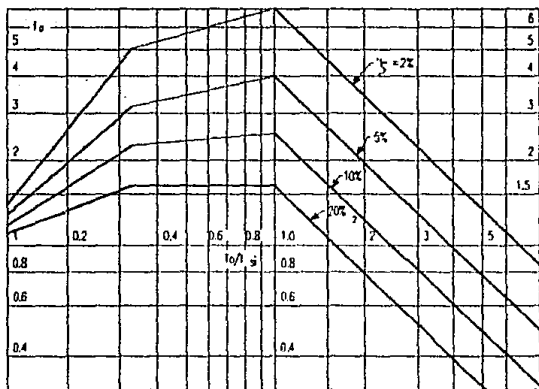


FIGURA V.8

(ESPECTRO ENVOLVENTE PARA DISEÑO POR SISMO)

Para determinar el valor de $fa = Ra / a_m$ para cierto período T_0 de vibración de la estructura y su cimentación será necesario conocer el período dominante del subsuelo T_{s1} , el cual podrá ser calculado conociendo las condiciones estratigráficas y propiedades dinámicas del subsuelo, así como el valor de la aceleración máxima a_m de la superficie del suelo.

Además, resulta necesario determinar los periodos equivalentes y el amortiguamiento crítico del sistema cimentación - estructura T_0 y ζ_0 respectivamente.

Conociendo " T_0/T_{s1} " y " ζ_0 " se entra al espectro envolvente de respuesta sísmica normalizado (figura V.8) y se encuentra el valor de " fa ". Con la aceleración máxima de la superficie del suelo a_m asignada, puede estimarse la fuerza sísmica V_m en el centro de masa del edificio.

CAPITULO VI

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL EDIFICIO

VI.1 .- INTRODUCCIÓN .-

Una vez realizado el análisis estático de la cimentación, determinado la profundidad de desplante de la misma así como la obtención del número de pilotes de fricción necesarios para un comportamiento satisfactorio del edificio y de su cimentación, se procede a realizar el análisis del comportamiento del suelo y de la cimentación del edificio cuando es sometido a esfuerzos originados por movimientos sísmicos.

En este capítulo se explica el procedimiento de cálculo por el método de Zeevaert, para la obtención de fuerzas cortantes y momentos flexionantes en el cajón de cimentación y en los pilotes de fricción que conforman la estructura de cimentación.

VI.2 .- PERIODO DOMINANTE DEL SUELO .-

El cálculo del periodo dominante del suelo, se lleva a cabo mediante la aplicación del método de velocidades de la onda de cortante considerando las siguientes expresiones :

$$V_s = \sqrt{\mu / \rho}$$

$$T_n = 4 \sum d_i / (V_s)_i$$

Los valores de la rigidez dinámica del suelo " μ " se determinan mediante la gráfica presentada en la figura III.11 del capítulo III y el cálculo del esfuerzo de confinamiento " σ_c " con la expresión :

$$\sigma_c = 1/3 (1 + 2K_0) \sigma_0 \quad ; \quad K_0 = \nu / 1 - \nu$$

donde :

σ_0 = esfuerzo efectivo.

ν = módulo de Poisson.

Los valores del esfuerzo de confinamiento y del período dominante del suelo se muestran en las tablas siguientes :

Tabla VI.1 .- Cálculo del esfuerzo de confinamiento.

PROFUNDIDAD (m)	RELACIÓN DE POISSON (ν)	ESFUERZO EFECTIVO (σ_0)	ESFUERZO DE CONFINAMIENTO (σ) (Ton/m ²)
1,40	0,30	2,60	1,61
7,95	0,35	5,56	3,85
11,95	0,35	6,65	4,61
16,90	0,35	7,83	5,42
20,30	0,35	8,53	5,91
25,25	0,35	9,37	6,49
29,25	0,35	10,08	6,98
34,45	0,35	11,00	7,61
36,15	0,25	11,35	6,30
41,05	0,25	14,90	8,28
46,30	0,25	17,60	9,78
53,00	0,25	21,21	11,78

Tabla VI.2 .- Cálculo del período dominante del suelo.

PROF. (m)	d _i (m)	γ (Ton/m ³)	ρ (Ton seg ² / m ⁴)	μ (Ton / m ²)	V _s (m/seg)	T (seg)
1,40	1,40	1,856	0,1892	740	62,539	0,09
7,95	8,55	1,154	0,1176	195	40,721	0,643
11,95	4,00	1,152	0,1174	190	40,229	0,398
16,90	4,95	1,134	0,1156	156	36,735	0,539
20,30	3,40	1,181	0,1203	340	53,163	0,256
25,25	4,95	1,128	0,1151	175	39,009	0,508
29,25	4,00	1,251	0,1274	260	45,175	0,354
34,45	5,20	1,158	0,1181	220	43,178	0,482
36,15	1,70	1,681	0,1714	3100	134,49	0,051
41,05	4,90	1,161	0,1183	310	51,191	0,383
46,30	5,25	1,201	0,1223	470	61,992	0,339
53,00	6,70	1,254	0,1278	760	77,115	0,348
$\Sigma =$						4,391

Con el período $T = 4.391$ seg. y frecuencia circular $\omega_0 = 2\pi/T = 2\pi / 4.391 = 1.431$ rad/seg., se puede calcular, como primera opción, la configuración de desplazamientos horizontales y esfuerzos cortantes en el subsuelo para el primer modo de vibrar por medio del siguiente algoritmo de cálculo :

a) Para la obtención de los desplazamientos :

$$\delta_{i+1} = A_i \delta_i - B_i \tau_i$$

b) Para la obtención de los esfuerzos cortantes :

$$\tau_{i+1} = C_i (\delta_i + \delta_{i+1}) + \tau_i$$

donde :

$$A_i = 1 - N_i / (1 + N_i) ; B_i = 1 / (1 + N_i) (\delta_i / \mu) ; C_i = \frac{1}{2} \rho d_i \omega_n^2 ;$$

$$N_i = \rho d_i^2 \omega_n^2 / 4\mu$$

En la superficie del suelo se tienen las siguientes condiciones de frontera :

$$\delta_i = \delta_{s0} = a_m / \omega_n^2 \text{ y } \tau_i = 0$$

Considerando una aceleración del suelo $a_m = 1 \text{ m/seg}^2$:

$$\delta_{s0} = a_m / \omega_n^2 = 1.00 / 1.431^2 = 0.488 \text{ m} ; \tau_0 = 0$$

El cálculo de desplazamientos y esfuerzos cortantes puede observarse en la tabla siguiente:

Tabla VI.3 .- Cálculo de desplazamientos y esfuerzos cortantes.

PROF. (m)	d _i (m)	ρ (Ton seg ⁻² /m ⁴)	μ (Ton/m ²)	N _i x 10 ⁻³	A _i	B _i x 10 ⁻³	C _i	δu (m)	τ_i (Ton/m ²)
0,00	0,00	*****	*****	*****	*****	*****	*****	0,488	0,00
1,40	1,40	0,189	740	0,256	0,999	1,891	0,271	0,4875	0,264
7,95	6,55	0,118	195	13,29	0,974	33,14	0,791	0,4661	1,018
11,95	4,00	0,117	190	5,044	0,989	20,94	0,479	0,4396	1,452
16,90	4,95	0,116	158	9,327	0,982	31,43	0,588	0,386	1,937
20,30	3,40	0,121	340	2,089	0,996	9,979	0,418	0,3651	2,251
25,25	4,95	0,115	175	8,243	0,984	28,05	0,583	0,2961	2,636
29,25	4,00	0,127	260	4,001	0,992	15,32	0,52	0,2533	2,922
34,45	5,20	0,118	220	7,425	0,985	23,46	0,628	0,1809	3,195
36,15	1,70	0,171	3100	8,16	0,999	0,548	0,298	0,1789	3,302
41,05	4,90	0,118	310	4,679	0,991	15,73	0,592	0,1253	3,482
46,30	5,25	0,122	470	3,663	0,993	11,12	0,656	0,0857	3,62
53,00	6,70	0,128	760	3,87	0,992	8,782	0,878	0,0532	3,742

En los cálculos anteriores puede observarse que los desplazamientos en la base firme del suelo son diferentes de cero por lo que será necesario llevar a cabo un nuevo tanteo. Si consideramos una frecuencia circular $\omega_0 = 1.55$ rad/seg; el período del suelo para el primer modo de vibrar será :

$$T = 2\pi / \omega_0 = 2\pi / 1.55 = 4.054 \text{ seg.}$$

Las condiciones en la superficie del suelo serán :

$$\delta_{50} = a_m / \omega_n^2 = 1.00 / 1.55^2 = 0.4162 \text{ m ; } \tau_0 = 0$$

Los desplazamientos y esfuerzos cortantes se muestran en la tabla siguiente :

Tabla VI.4 .- Cálculo de desplazamientos y esfuerzos cortantes.

PROF. (m)	d _i (m)	ρ (Ton seg ² / m ³)	μ (Ton/ m ²)	N _i $\times 10^{-3}$	A _i	B _i $\times 10^{-3}$	C _i	δ_i (m)	τ_i (Ton/m ²)
0,00	0,00	*****	*****	*****	*****	*****	*****	0,4182	0,00
1,40	1,40	0,189	740	0,362	0,99	1,891	0,382	0,4159	0,264
7,95	6,55	0,118	195	18,75	0,96	32,97	1,117	0,3944	1,016
11,85	4,00	0,117	190	7,119	0,98	20,90	0,676	0,3685	1,445
16,80	4,95	0,116	156	13,16	0,97	31,31	0,829	0,3152	1,917
20,30	3,40	0,121	340	2,948	0,99	9,971	0,589	0,2945	2,216
25,25	4,95	0,115	175	11,63	0,97	27,96	0,823	0,2268	2,572
29,25	4,00	0,127	260	5,647	0,98	15,29	0,734	0,1853	2,823
34,45	5,20	0,118	220	10,47	0,97	23,39	0,887	0,1159	3,045
36,15	1,70	0,171	3100	0,12	0,99	0,548	0,421	0,1142	3,125
41,05	4,90	0,118	310	6,603	0,98	15,70	0,835	0,0638	3,249
46,30	5,25	0,122	470	5,169	0,98	11,11	0,926	0,0271	3,32
53,00	6,70	0,128	760	4,54	0,99	8,776	1,031	0,0021	3,345

Se observa que con el periodo y frecuencia circular considerados $\delta_b = 0$ y $b = r_{\max}$, satisfaciéndose las condiciones de frontera en la base firme.

Se pueden encontrar otros periodos del subsuelo por el mismo procedimiento y estudiarse las configuraciones producidas por estos en la forma más desfavorable.

Tomando en cuenta solo el primer y segundo modos del suelo y la superposición de estos, se tiene lo siguiente :

Considerando para el segundo modo un período $T_2 = 1.448$ seg. y una frecuencia circular $\omega_{n2} = 4.339$ rad/seg, se tienen los desplazamientos horizontales y esfuerzos cortantes en el subsuelo y que se muestran a continuación :

Tabla VI.5.- Cálculo de desplazamientos y esfuerzos cortantes.

PROF. (m)	d _i (m)	ρ (Ton seg ² /m ³)	μ (Ton/ m ²)	N _i x 10 ⁻³	A _i	B _i x 10 ⁻³	C _i	δ_i (m)	π (Ton/m ²)
0,00	0,00	*****	*****	*****	*****	*****	*****	0,0531	0,00
1,40	1,40	0,189	740	2,356	0,995	1,887	2,491	0,0529	0,264
7,95	6,55	0,118	195	12,21	0,782	28,93	7,276	0,0335	0,892
11,95	4,00	0,117	190	46,37	0,911	20,11	4,405	0,0126	1,095
16,90	4,95	0,116	156	85,75	0,842	29,22	5,405	-0,021	1,047
20,30	3,40	0,121	340	19,20	0,962	9,812	3,841	-0,031	0,846
25,25	4,95	0,115	175	75,78	0,859	26,29	5,359	-0,049	0,419
29,25	4,00	0,127	260	36,78	0,929	14,83	4,782	-0,052	-0,06
34,45	5,20	0,118	220	68,28	0,872	22,12	5,776	-0,044	-0,609
36,15	1,70	0,171	3100	0,75	0,999	0,548	2,736	-0,043	-0,847
41,05	4,80	0,118	310	43,01	0,918	15,15	5,443	-0,027	-1,228
46,30	5,25	0,122	470	33,67	0,935	10,80	6,029	-0,012	-1,461
53,00	6,70	0,128	780	35,58	0,931	8,513	8,073	0,001	-1,545

Considerando que el suelo es excitado por trenes de ondas cuya longitud y período correspondiesen al primer y segundo modo de vibrar, existe la posibilidad de combinarlas en dos maneras; restándolas o sumándolas considerando la siguiente expresión :

$$\delta_{s1} = C_{p1} \delta_1 + (1 - C_{p1}) \delta_2$$

donde :

δ_1 = configuración para el primer modo.

δ_2 = configuración para el segundo modo.

C_{p1} = coeficiente de participación del primer modo determinado
con la expresión :

$$C_{p1} = (\sum \rho_i d_i \delta_{1i})^2 / (\sum \rho_i d_i \delta_{1i}^2) (\sum \rho_i d_i)$$

donde para un estrato :

ρ_i = masa unitaria (W / g).

d_i = espesor del estrato.

δ_{1i} = desplazamiento medio del estrato para el
período de vibración T_{s1} .

Σ = sumatoria de los estratos A a N.

Gráficamente, los resultados de la configuración de cada modo y la combinación de ambos se muestra en la figura VI.1, y en forma tabulada se presentan a continuación :

Tabla VI.6.- Combinación del primer y segundo modos del suelo.

$\rho_1 \delta_1$	$\rho_1 \delta_2$	$\rho_2 \delta_1$	C_{p1}	δ_1	δ_2	SUMA	RESTA
0,1101	0,0458	0,2646	0,6555	0,4162	0,0531	0,2911	0,2545
0,3214	0,1337	0,7729	0,6555	0,4159	0,0528	0,2908	0,2544
0,1846	0,0728	0,468	0,6555	0,3944	0,0335	0,2701	0,2469
0,2116	0,0779	0,5742	0,6555	0,3685	0,0126	0,2459	0,2372
0,1286	0,0405	0,408	0,6555	0,3152	-0,021	0,1999	0,2139
0,1202	0,0354	0,408	0,6555	0,2945	-0,030	0,1824	0,2037
0,1291	0,0293	0,569	0,6555	0,2268	-0,048	0,1319	0,1654
0,0941	0,0174	0,508	0,6555	0,1853	-0,051	0,1037	0,1392
0,0711	0,0082	0,6136	0,6555	0,1159	-0,043	0,0609	0,0809
0,0331	0,0037	0,2907	0,6555	0,1142	-0,043	0,0599	0,0897
0,0368	0,0023	0,5782	0,6555	0,0638	-0,026	0,0326	0,051
0,0173	0,0004	0,6405	0,6555	0,0271	-0,011	0,0137	0,0218
0,0017	0,00	0,8576	0,6555	0,002	0,001	0,0016	0,001
1,46	0,4677	6,9533					

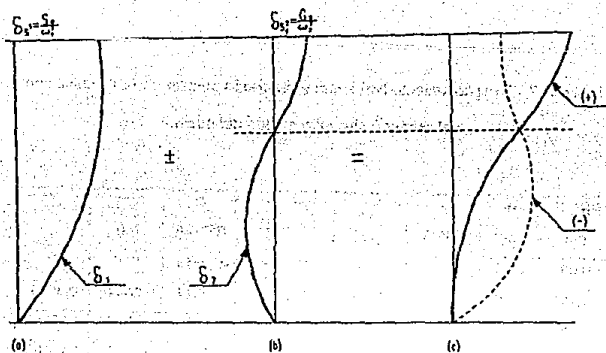


FIGURA VI.1
(SUPERPOSICION DE CONFIGURACIONES)

De acuerdo con los resultados anteriores, el desplazamiento horizontal al centro de un estrato y la distorsión angular de la combinación de los modos de vibrar será la siguiente :

Tabla VI.7.- Desplazamiento horizontal y distorsión angular de la combinación
del primer y segundo modos del suelo.

PROF. (m)	di (m)	δi SUMA	δoi (m)	γθ	δi RESTA	δoi (m)	γθ
0,00	0,00	0,2911	*****	*****	0,2545	*****	*****
1,40	1,40	0,2908	0,29095	0,4156	0,2544	0,25445	0,3635
7,95	6,55	0,2701	0,2804	0,0856	0,2469	0,25065	0,07653
11,95	4,00	0,2459	0,25795	0,12898	0,2372	0,24205	0,12103
16,90	4,95	0,1999	0,2247	0,09006	0,2139	0,22555	0,09113
20,30	3,40	0,1824	0,19115	0,1124	0,2037	0,2088	0,12282
25,25	4,95	0,1319	0,15715	0,06349	0,1654	0,18455	0,07457
29,25	4,00	0,1037	0,1178	0,0589	0,1392	0,1523	0,07615
34,45	5,20	0,0609	0,0823	0,03165	0,0909	0,11505	0,0443
36,15	1,70	0,0599	0,0604	0,07106	0,0897	0,0903	0,10623
41,05	4,90	0,0326	0,04625	0,01888	0,051	0,07035	0,0287
46,30	5,25	0,0137	0,02315	0,00882	0,0218	0,0364	0,0139
53,00	6,70	0,0016	0,00765	0,00228	0,001	0,0114	0,0034

El módulo elástico de deformación unitaria (Mei) se determina utilizando las
siguientes expresiones :

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad ; \quad E = 2(1+\nu)\mu \quad ; \quad Me = \frac{1}{2(1+\nu)\mu}$$

Tabla VI.8.- Cálculo del módulo elástico de deformación unitaria (M_{ej}).

d (m)	INCOGNITA	δ_{ox}	0,00	μ	M_{ej}
			20,00		
2,95	X1	0,2828	1,475	195	0,001972
			18,525		
4,00	X2	0,25795	4,95	190	0,002024
			15,05		
4,85	X3	0,2247	9,425	156	0,002465
			10,575		
3,40	X4	0,19115	13,60	340	0,001131
			6,40		
4,70	X5	0,15715	17,65	175	0,002198
			2,35		
			20,00		
			0,00		
			(m)	(Ton / m ²)	(m ² / Ton)

VI.3 .- COMPORTAMIENTO DE LOS PILOTES .-

Durante movimientos fuertes en la masa del suelo debido a sismos se ocasionan reacciones laterales a lo largo del fuste del pilote. Las fuerzas involucradas en el movimiento del suelo se traducen en reacciones desconocidas sobre el fuste que se consideran como fuerzas concentradas interactuantes representativas de las reacciones lineales unitarias desarrolladas en cada una de las secciones consideradas sobre el fuste del pilote. Las fuerzas exteriores sobre el pilote y las reacciones laterales desconocidas actúan en el fuste del pilote y en el suelo haciendo que el sistema de la cimentación de

pilotes se encuentre en equilibrio. La compatibilidad de deformaciones deberá lograrse en la interfase del suelo con el fuste del pilote en su longitud total y en la base.

Para satisfacer lo mencionado anteriormente, se debe establecer la compatibilidad de deformaciones en cada punto o sección del suelo Δz_i sobre el fuste del pilote, con las propiedades dinámicas del suelo que corresponden a la sección considerada y que deben conocerse a través del módulo dinámico de rigidez μ .

VI.3.1 Cálculo de esfuerzos en la masa del suelo .-

Los desplazamientos horizontales son determinados mediante la ecuación matricial :

$$\{\delta_i\} = [\delta_{ji}] \{X/\alpha_i\}$$

y para calcular δ_{ji} se usará la siguiente expresión :

$$\delta_{ji} = M_{ej} \Delta x \sum I_{ji}$$

por lo que será necesario calcular las influencias debido a fuerzas horizontales en el pilote.

En el caso de pilotes, para el cálculo de los valores de las influencias en sentido horizontal puede aplicarse la solución de Mindlin (1936), para una carga horizontal concentrada en un punto de un medio semi-infinito elástico, isótropo y homogéneo.

Se supone que la carga horizontal sobre el suelo ocupa un tramo λ de pilote de diámetro $2r_0$ y que es uniforme por unidad de superficie igual a $q_j = +1$. Dicha carga dará una influencia I_{xz} en el punto de coordenadas x, z (ver figura VI.2).

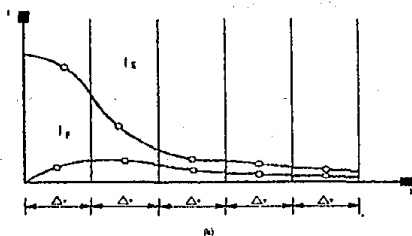
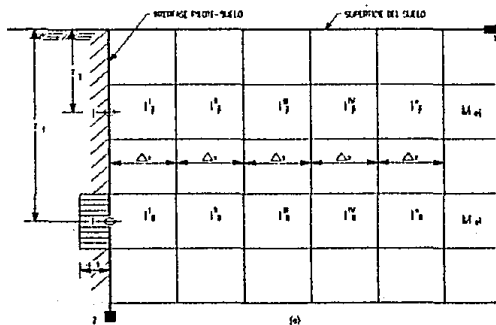


FIGURA VI.2
(INFLUENCIA DE ESFUERZOS EN SENTIDO HORIZONTAL)

Las influencias a lo largo de una línea horizontal que pasa por el punto j de la interfase suelo- pilote a una profundidad z_j debido a la carga aplicada en el punto i como centro y a la profundidad z_i es :

$$I_{ji} = (3 / 2\pi) \{ (\sin \alpha_0 - \sin^3 \alpha_0 / 3) \{ (\psi_1 - \psi_2) + \sin (\psi_1 - \psi_2) \cos (\psi_1 + \psi_2) \} + \\ (\sin \alpha'_0 - \sin^3 \alpha'_0 / 3) \{ (\psi'_1 - \psi'_2) + \sin (\psi'_1 - \psi'_2) \cos (\psi'_1 + \psi'_2) \} \}$$

los argumentos angulares son :

$$\alpha_0 = \tan^{-1} r_0 / \sqrt{(z_1 - z_j)^2 + x^2} ; \quad \alpha'_0 = \tan^{-1} r_0 / \sqrt{(z_1 + z_j)^2 + x^2}$$

$$\psi_1 = \tan^{-1} (z_1 - z_j) + \lambda / 2 / x ; \quad \psi'_1 = \tan^{-1} (z_1 + z_j) + \lambda / 2 / x$$

$$\psi_2 = \tan^{-1} (z_1 - z_j) - \lambda / 2 / x ; \quad \psi'_2 = \tan^{-1} (z_1 + z_j) - \lambda / 2 / x$$

Con las expresiones anteriores y mediante la ayuda de una hoja de cálculo por computadora, se obtienen las influencias en un pilote de 20.00 m de largo de forma circular como el mostrado en la figura VI.3

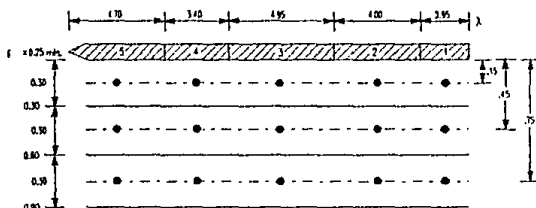


FIGURA VI.3
(UBICACION DE PUNTOS PARA EL CALCULO DE INFLUENCIAS)

Los resultados de la matriz de influencias así como de desplazamientos se muestran en las tablas siguientes :

Tabla VI.9.- Matriz de influencias.

$l_{ji} =$	0.9153	0.9284	0.9365	0.9214	0.9336
	0.5635	0.5843	0.5972	0.5692	0.5956
	0.3506	0.3649	0.3765	0.3493	0.3761
$\Sigma =$	1.8294	1.8776	1.9102	1.8399	1.9053

Tabla VI.10.- Ecuación matricial para el cálculo de desplazamientos horizontales.

$$\begin{matrix}
 \text{Mej} \\
 \begin{bmatrix} 0.001972 \\ 0.002024 \\ 0.002465 \\ 0.001131 \\ 0.002198 \end{bmatrix}
 \end{matrix}
 \times 0.75
 \begin{matrix}
 \alpha \\
 \begin{bmatrix} 0.001479 \\ 0.001518 \\ 0.001849 \\ 0.000848 \\ 0.001649 \end{bmatrix}
 \end{matrix}
 \times [l_{ji}] = \{\delta\}$$

Tabla VI.11.- Matriz resultante de desplazamientos horizontales.

$$\delta_i = \begin{bmatrix} 0.002706 & 0.002777 & 0.002825 & 0.002721 & 0.002818 \\ 0.002777 & 0.00285 & 0.002899 & 0.002793 & 0.002892 \\ 0.003383 & 0.003472 & 0.003532 & 0.003402 & 0.003523 \\ 0.001551 & 0.001592 & 0.00162 & 0.00156 & 0.001616 \\ 0.003017 & 0.003096 & 0.00315 & 0.003034 & 0.003142 \end{bmatrix}$$

VI.3.2 Determinación de los valores del módulo de cimentación K_i .-

El coeficiente de influencia I_{ij} , representa el desplazamiento en un punto j del pilote debido a la carga unitaria aplicada en el punto i y se calcula suponiendo que el pilote es una viga con rigidez (EI) , donde (EI) es el módulo de elasticidad dinámico del material del pilote, (I) el momento de inercia de su sección transversal. La influencia de los desplazamientos horizontales en la masa del suelo se calculan aplicando la misma reacción unitaria en el punto i en cuestión, y considerando la masa del suelo como un medio continuo semi-infinito. De los valores de los desplazamientos del suelo para cada condición en particular puede calcularse el módulo de cimentación $K_i = (X_i / \delta_i)$ para la sección considerada como se muestra en la tabla siguiente :

Tabla VI.12.- Cálculo del módulo de cimentación primer tanteo..

PUNTO	δ_i	X_i	K_i	EI / K_i
1	13.847	1.475	106.521	63.755
2	14.211	2	140.736	48.255
3	17.312	2.475	142.964	47.503
4	7.939	1.7	214.133	31.715
5	15.439	2.35	152.212	44.617
	$\times 10^{-3}$	(Ton)	(Ton / m)	(m^3)

VI.3.3 Cálculo de desplazamientos horizontales .-

Para obtener resultados más precisos y reales en la resolución de este problema, es necesario establecer una ecuación de desplazamientos horizontales basada en la hipótesis de que la masa del suelo es continua. Por consiguiente, se aplica una carga unitaria en un punto cualquiera i y se investigan los esfuerzos y desplazamientos horizontales inducidos en la masa del suelo en otros puntos.

El cálculo de los desplazamientos horizontales para formar la ecuación matricial de interacción para desplazamientos horizontales sísmicos (HEMIS) se efectúa calculando las deflexiones y desplazamientos horizontales para las condiciones $X_i = 0$ y $X_i = +1$ para el caso de un pilote con empotramiento rígido en la estructura de cimentación y libre de girar en la base con desplazamiento horizontal en ésta (ver figura VI.4) de acuerdo con las siguientes expresiones :

Condición $X_i = 0$

a) Por flexión del pilote en el punto i :

$$(EI)\Delta_{i0}^P = Ph^3 / 6 [(3 z_i / h) - (z_i^3 / h^3)]$$

b) Por desplazamiento del apoyo b en la base :

$$(EI)\Delta_{i0}^A = (EI / K_b) P$$

por consiguiente en el punto (i) :

$$(EI)\Delta_{i0} = (\Delta_{i0}^P + \Delta_{i0}^A) (EI)$$

Condición $X_i = +1$

a) Por flexión del pilote :

para $z_j \leq z_i$

$$(EI) S_{ji} = h z_j z_i - \frac{1}{2} z_j z_i^2 - \frac{1}{6} z_j^3$$

para $z_j \geq z_i$

$$(EI) S_{ji} = h z_j z_i - \frac{1}{2} z_i^2 z_i - \frac{1}{6} z_i^3$$

b) Por desplazamiento del apoyo b :

$$(EI) S_{ji}'' = (EI) S_{ii}'' = (EI / K_b)$$

c) Por deformación del suelo debida a la aplicación de la carga unitaria en i :

$$(EI) S_{ji}''' = (EI) / Ki = \tau_j$$

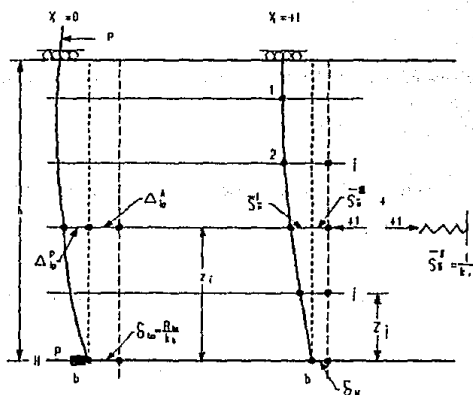


FIGURA VI.4

(CONDICIONES DE RESTRICCIÓN DEL PILOTE EN SUS EXTREMOS)

Los desplazamientos unitarios totales en los puntos i y j serán respectivamente :

$$S_{ji} = S_{ji}^I + S_{ji}^{II} + S_{ji}^{III}$$

$$S_{ji} = S_{ji} + S_{ji}'$$

VI.3.4 Determinación del cortante estático en la cabeza de los pilotes .-

Para un edificio de cinco niveles con un peso de 450 ton por nivel :

Peso total $W = 2250$ Ton.

Masa $M = W / g = 229.36$ Ton-seg / m²

Como información complementaria para la solución del problema se tiene lo siguiente :

- a) Aceleración máxima de la superficie del suelo $a_m = 1.0$ m/seg²
- b) Período por rotación del cajón de cimentación $T_\theta = 0.76$ seg.
- c) Período de vibración de la estructura $T_n = 0.30$ seg.
- d) Período acoplado $T_0^2 = T_n^2 + T_\theta^2 = 0.3^2 + 0.76^2 = 0.82$ seg.
- e) Amortiguamiento de la estructura $\zeta_\theta = 5\%$.
- f) Amortiguamiento del suelo $\zeta_n = 15 \%$.

De acuerdo con los datos anteriores, el amortiguamiento crítico equivalente vale :

$$g_0 = (g_n g_\theta T_0^2) / [(g_n T_\theta^2) + (g_\theta T_n^2)]$$

$$g_n = (1 - \zeta_n^2) = (1 - 0.05^2) = 0.9975$$

$$g_\theta = (1 - \zeta_\theta^2) = (1 - 0.15^2) = 0.9775$$

$$\begin{aligned} g_0 &= (0.9975 \times 0.9775 \times 0.82^2) / [(0.9975 \times 0.76^2) + (0.9775 \times 0.30^2)] \\ &= 0.9872 \end{aligned}$$

$$\zeta_0 = \sqrt{1 - g_0} = \sqrt{1 - 0.9872} = 0.113$$

$$T_0 / T_s = 0.82 / 4.054 = 0.202$$

Entrando con el valor de la relación anterior $T_0 / T_s = 0.202$ y con el valor obtenido para el amortiguamiento crítico equivalente $\zeta_0 = 0.113$ al espectro de diseño (figura VI.5), se obtiene un factor de amplificación $f_a = 1.65$.

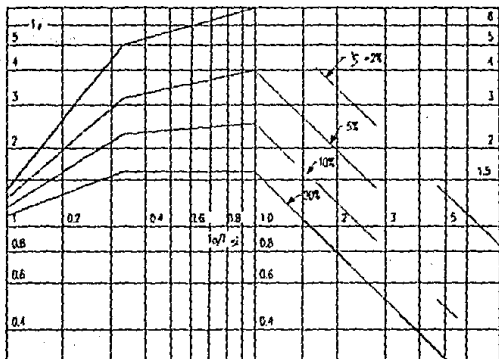


FIGURA V.5.
(ESPECTRO ENVOLVENTE PARA DISEÑO SISMICO)

La fuerza cortante V_m aplicada en el centro de masa del edificio será de :

$$V_m = f_a M a_m = 1.85 \times 229.36 \times 1.0 = 378.44 \text{ Ton.}$$

El momento de volteo O_t valdrá :

$$O_t = V_m h = 378.44 \times 11.25 = 4257.495 \text{ Ton-m.}$$

Para obtener el empuje pasivo R_h actuando en el cajón de cimentación :

$$R_h = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2cH$$

donde :

$$H = 5.00 \text{ m. ; } \gamma = 1.5381 \text{ Ton / m}^3 \text{ ; } c = 1.5 \text{ Ton / m}^2$$

sustituyendo valores en la expresión anterior :

$$R_h = (\frac{1}{2} \times 1.5361 \times 5^2) + (2 \times 1.5 \times 5) = 34.201 \text{ Ton.}$$

por lo que el cortante en la base será de :

$$V_b = V_m - R_h = 378.44 - 34.201 = 344.239 \text{ Ton.}$$

El cortante actuante en la cabeza de los pilotes es .

a) Para el método Zeevaert :

$$P = 344.239 / 50 = 6.88 \text{ Ton por pilote.}$$

b) Para el método de Reséndiz y Auvinet :

$$P = 344.239 / 60 = 5.74 \text{ Ton por pilote.}$$

VI.3.5 Obtención de desplazamientos horizontales, reacciones y elementos mecánicos a lo largo del pilote.

VI.3.5a Método de Zeevaert :

De acuerdo con lo explicado en el inciso c) anterior; los resultados de los desplazamientos horizontales así como la solución del sistema de ecuaciones para la determinación de las reacciones reales actuando en el pilote se muestran a continuación :

Tabla VI.13.- Cálculo de reacciones actuantes en el fuste del pilote.

PUNTO	1	2	3	4	5
COORDENADAS	18.525	15.05	10.575	6.40	2.35
CONDICIÓN	$X_i = 0$	$EI=6791.221 \text{ T-m}^2$	$K_b = 152.212 \text{ T / m}$	$h = 20.00 \text{ m}$	
$EI \Delta_{10}$	26454.453	24418.562	19178.985	12363.093	4678.37
$EI \Delta_{100}$	446.169	446.169	446.169	446.169	446.169
$EI \delta_{01}$	1920.557	1751.795	1525.987	1298.142	1067.24
$\Sigma =$	28821.179	26616.526	21154.141	14107.404	6191.779
CONDICIÓN	$X_1 = +1$	$K_1 = 106.521 \text{ Ton}$	$Z_1 = 18.525 \text{ m}$		
$EI S_{ij}'$	2525.294	2425.485	1906.395	1229.347	465.281
$EI S_{ij}''$	44.617	44.617	44.617	44.617	44.617
EI / K_1	63.755	63.755	63.755	63.755	63.755
$\Sigma =$	2733.666	2533.857	2014.767	1337.719	573.653
CONDICIÓN	$X_2 = +1$	$K_2 = 140.736 \text{ Ton}$	$Z_2 = 15.050 \text{ m}$		
$EI S_{ij}'$	2425.485	2257.475	1788.342	1157.901	439.047
$EI S_{ij}''$	44.617	44.617	44.617	44.617	44.617
EI / K_2	48.225	48.225	48.225	48.225	48.225
$\Sigma =$	2518.357	2350.347	1881.214	1250.773	531.19

PUNTO	1	2	3	4	5
COORDENADAS	18.525	15.05	10.575	6.40	2.35
CONDICIÓN	X3 = +1	K3 = 142.964 Ton	Z3 = 10.575 m		
EI Sij'	1906.395	1788.342	1448.207	952.051	363.461
EI Sij''	44.617	44.617	44.617	44.617	44.617
EI / K3	47.503	47.503	47.503	47.503	47.503
$\Sigma =$	1998.515	1880.462	1540.327	1044.171	455.581
CONDICIÓN	X4 = +1	K4 = 214.133 Ton	Z4 = 8.40 m		
EI Sij'	1229.347	1157.901	952.051	644.437	250.509
EI Sij''	44.617	44.617	44.617	44.617	44.617
E / K4	31.715	31.715	31.715	31.715	31.715
$\Sigma =$	1305.679	1234.233	1028.383	720.769	326.841
CONDICIÓN	X5 = +1	K5 = 152.212 Ton	Z5 = 2.35 m		
EI Sij'	465.281	439.047	363.461	250.509	101.798
EI Sij''	44.617	44.617	44.617	44.617	44.617
EI / K5	44.617	44.617	44.617	44.617	44.617
$\Sigma =$	554.515	528.281	452.695	339.743	191.032

De la tabla anterior se deduce el sistema de ecuaciones por resolver :

$$2733.666X_1 + 2533.857X_2 + 2014.767X_3 + 1337.719X_4 + 573.653X_5 = 28821.179$$

$$2518.357X_1 + 2350.347X_2 + 1881.214X_3 + 1250.773X_4 + 531.19X_5 = 26616.526$$

$$1998.515X_1 + 1880.462X_2 + 1540.327X_3 + 1044.171X_4 + 455.581X_5 = 21151.141$$

$$1305.679X_1 + 1234.233X_2 + 1028.383X_3 + 720.769X_4 + 326.841X_5 = 14107.404$$

$$554.515X_1 + 528.281X_2 + 452.695X_3 + 339.743X_4 + 191.032X_5 = 6191.779$$

La solución al sistema de ecuaciones planteado (determinación de reacciones) se muestra en la segunda columna de la tabla VI.14 (valores de X_i).

Tabla VI.14.- Cálculo del módulo de cimentación para el segundo tanteo.

δ_o	X_i	K_i	PUNTO	EI / K_i
-0.01021	-1.08808	106.519	1	63.756
0.1821	25.6371	140.736	2	48.255
0.2257	-32.2691	142.965	3	47.503
0.1213	25.9777	214.133	4	31.715
0.0332	-5.05748	152.215	5	44.616

Estableciendo la comparación de los valores del módulo de cimentación obtenidos en el segundo tanteo con los obtenidos en el primero, se observa que los valores son muy parecidos, por lo que los calculados con el segundo tanteo se consideran adecuados para la solución del problema planteado.

Los cálculos de fuerza cortante y momentos flexionantes máximos a los que se someterá el pilote durante el movimiento sísmico se encuentran en la siguiente tabla :

Tabla VI.15.- Cálculo de elementos mecánicos en el pilote.

DOVELA	δ_{01} (m)	δ_t (m)	$\delta_{01} - \delta_t$ (m)	d_i (m)	X_i (Ton)	X_i / d_i (Ton/ m)	V (Ton)	M (Ton - m)
							-6.860	-4.089
1	0.2828	0.0102	0.2725	2.95	-1.088	-0.369	-7.948	-20.188
2	0.2579	0.1821	0.0757	4.00	25.269	6.409	17.321	-52.373
3	0.2247	0.2257	0.001	4.95	-32.29	-6.519	-14.97	19.946
4	0.1911	0.1213	0.0698	3.40	25.977	7.641	11.008	-47.035
5	0.1571	0.0332	0.1239	4.70	-5.057	-1.076	5.952	-8.7792
b	0.00	0.0332	0.0332	0.30	-5.952	10.867	0.00	0.00

Con los elementos mecánicos obtenidos, es posible llevar a cabo el diseño estructural del pilote.

VI.3.5b Método de Reséndiz y Auvinet :

De acuerdo con lo explicado en el inciso c); los resultados de los desplazamientos horizontales así como la solución del sistema de ecuaciones para la determinación de las reacciones reales actuando en el pilote se muestran a continuación :

Tabla VI.16.- Cálculo de reacciones actuantes en el fuste del pilote.

PUNTO	1	2	3	4	5
COORDENADAS	18.525	15.05	10.575	6.4	2.35
CONDICIÓN	$X_i = 0$	$EI=6791.221 \text{ T-m}^2$	$K_b = 152.212 \text{ T / m}$	$h = 20.00 \text{ m}$	
$EI \Delta_{10}$	13227.227	12209.281	9589.493	6181.547	2338.185
$EI \Delta_{10}$	223.084	223.084	223.084	223.084	223.084
$EI \delta_{01}$	1920.557	1751.795	1525.987	1298.142	1067.24
$\Sigma =$	15370.868	14184.16	11338.564	7702.773	3629.509
CONDICIÓN	$X_1 = +1$	$K_1 = 106.521 \text{ Ton}$	$Z_1 = 18.525 \text{ m}$		
$EI S_{j1}$	2625.294	2425.485	1906.395	1229.347	465.281
$EI S_{j1}''$	44.617	44.617	44.617	44.617	44.617
EI / K_1	63.755	63.755	63.755	63.755	63.755
$\Sigma =$	2733.666	2533.857	2014.767	1337.719	573.653
CONDICIÓN	$X_2 = +1$	$K_2 = 140.736 \text{ Ton}$	$Z_2 = 15.050 \text{ m}$		
$EI S_{j2}$	2425.485	2257.475	1788.342	1157.901	439.047
$EI S_{j2}''$	44.617	44.617	44.617	44.617	44.617
EI / K_2	48.225	48.225	48.225	48.225	48.225
$\Sigma =$	2518.357	2350.347	1881.214	1250.773	531.19

PUNTO	1	2	3	4	5
COORDENADAS	18.525	15.05	10.575	6.4	2.35
CONDICIÓN	X3 = +1	K3 = 142.964 Ton	Z3 = 10.575 m		
EI S _{ji} '	1906.395	1788.342	1448.207	952.051	363.461
EI S _{ji} ''	44.617	44.617	44.617	44.617	44.617
EI / K3	47.503	47.503	47.503	47.503	47.503
Σ =	1998.515	1880.462	1540.327	1044.171	455.581
CONDICIÓN	X4 = +1	K4 = 214.133 Ton	Z4 = 6.40 m		
EI S _{ji} '	1229.347	1157.901	952.051	644.437	250.509
EI S _{ji} ''	44.617	44.617	44.617	44.617	44.617
E / K4	31.715	31.715	31.715	31.715	31.715
Σ =	1305.679	1234.233	1028.393	720.769	326.841
CONDICIÓN	X5 = +1	K5 = 152.212 Ton	Z5 = 2.35 m		
EI S _{ji} '	465.281	439.047	363.461	250.509	101.798
EI S _{ji} ''	44.617	44.617	44.617	44.617	44.617
EI / K5	44.617	44.617	44.617	44.617	44.617
Σ =	554.515	528.281	452.695	339.743	191.032

De la tabla anterior se deduce el sistema de ecuaciones por resolver :

$$2733.666X_1 + 2533.857X_2 + 2014.767X_3 + 1337.719X_4 + 573.653X_5 = 15370.868$$

$$2518.357X_1 + 2350.347X_2 + 1881.214X_3 + 1250.773X_4 + 531.19X_5 = 14184.160$$

$$1998.515X_1 + 1880.462X_2 + 1540.327X_3 + 1044.171X_4 + 455.581X_5 = 11338.564$$

$$1305.679X_1 + 1234.233X_2 + 1028.383X_3 + 720.769X_4 + 326.841X_5 = 7702.773$$

$$554.515X_1 + 528.281X_2 + 452.695X_3 + 339.743X_4 + 191.032X_5 = 3629.509$$

La solución al sistema de ecuaciones planteado (determinación de reacciones) se muestra en la segunda columna de la tabla VI.17 (valores de X_i).

Tabla VI.17.- Cálculo del módulo de cimentación para el segundo tanteo.

δo	X_i	K_i	PUNTO	EI / K_i
-0.033533	-3.57198	106.521	1	63.755
0.144706	20.3653	140.736	2	48.255
-0.18672	-25.6935	137.608	3	49.352
0.085772	18.3666	214.133	4	31.715
0.008357	1.27214	152.224	5	44.613

Estableciendo la comparación de los valores del módulo de cimentación obtenidos en el segundo tanteo con los obtenidos en el primero, se observa que los valores son muy parecidos, por lo que los calculados con el segundo tanteo se consideran adecuados para la solución del problema planteado.

Los cálculos de fuerza cortante y momentos flexionantes máximos a los que se someterá el pilote durante el movimiento sísmico se encuentran en la siguiente tabla :

Tabla VI.18.- Cálculo de elementos mecánicos en el pilote.

DOVELA	δ_{0L} (m)	δ_L (m)	$\delta_{0L} - \delta_L$ (m)	d_i (m)	X_i (Ton)	X_i / d_i (Ton/m)	V (Ton)	M (Ton-m)
							-5.740	50.259
1	0.2828	0.0335	0.2492	2.95	-3.57198	-1.2108	-9.312	36.768
2	0.2579	0.1447	0.1132	4.00	20.3653	5.0913	11.053	-0.947
3	0.2247	0.1867	0.0375	4.95	-25.6935	-5.1906	-14.64	45.198
4	0.1911	0.0857	0.1053	3.40	18.3666	5.4019	3.726	-20.319
5	0.1571	0.0083	0.1487	4.70	1.27214	0.2707	4.998	-7.372
b	0.00	0.0083	0.0083	0.30	-4.9980	19.133	0.00	0.00

Con los elementos mecánicos obtenidos, es posible llevar a cabo el diseño estructural del pilote.

CAPITULO VII

CONCLUSIONES

La finalidad de este trabajo escrito, es la de mostrar dos procedimientos diferentes para el análisis de una cimentación compensada con pilotes de fricción. Así mismo, se pretende diferenciar ambos métodos estableciendo las ventajas y/o desventajas que presentan cada uno de ellos.

En el capítulo IV (Estudio de la Cimentación), se pudo establecer el procedimiento de análisis para ambos métodos realizando los cálculos correspondientes para cada uno de ellos, de tal manera que para cada método se puede concluir lo siguiente:

1) MÉTODO DE ZEEVAERT .-

a) El valor de la subpresión existente a la profundidad de desplante debe suponerse en función de que ésta, en un futuro, pueda disminuirse por abatimiento del nivel superficial del agua.

b) Para la determinación de la capacidad de carga por punta de un pilote, se calcula la capacidad de carga del pilote a la profundidad a la que se localiza la punta de éste, con expresiones obtenidas por medio de investigaciones teóricas y experimentales en modelos de prueba.

c) El cálculo de la capacidad por fricción en un pilote, considera las características geométricas del pilote así como las propiedades del suelo circundante a éste. De igual manera, considera la posibilidad de una disminución de esta capacidad debido a la reducción de la resistencia al esfuerzo cortante originada por la cohesión existente entre suelo y pilote.

d) Para la obtención de la capacidad de carga por fricción del grupo de pilotes, se toma en cuenta el área tributaria de cada pilote, la cual se encuentra limitada por el espacio existente entre pilotes y por la profundidad de estos.

e) La determinación de los esfuerzos en el subsuelo se lleva a cabo considerando las áreas tributarias para cada pilote, obteniéndose una variación de esfuerzos diferente según la ubicación en planta del pilote.

f) Las mayores expansiones y asentamientos por recompresión del suelo, se presentan al centro de la cimentación, disminuyendo estos en los extremos de la misma. Los resultados obtenidos se encuentran dentro de los permisibles en todos los casos.

g) Los pilotes trabajarán a su carga última bajo fricción positiva y el suelo a una carga menor que el peso efectivo excavado, siendo las condiciones de trabajo muy favorables logrando un comportamiento satisfactorio.

h) Mediante la aplicación adecuada de éste método, puede lograrse un comportamiento satisfactorio de la cimentación tanto en condiciones estáticas como sísmicas.

II) Método de Reséndiz y Auvinet .-

a) El valor de la subpresión a la profundidad de desplante, al igual que en el método de Zeevaert, deberá suponerse en función de que ésta, en un futuro, pueda disminuirse por abatimiento del nivel superficial del agua.

b) Siempre será preferible estimar la capacidad de carga por punta de pilotes individuales por medio de pruebas de carga " in situ ". Si ello no es posible, se recurrirá a la estimación analítica aproximada propuesta por Meyerhof. La capacidad de carga por punta del grupo de pilotes se considera igual a la suma de las correspondientes a los pilotes individuales.

c) La capacidad de carga por fricción de un pilote puede estimarse por medio de una prueba de carga " in situ " corregida por efectos de velocidad de penetración, o bien; por medio de métodos analíticos aproximados.

Este método considera para la determinación de la capacidad por fricción, que la adherencia desarrollada entre pilote y suelo es de aproximadamente $0.6q_u$. La capacidad de carga por fricción del grupo de pilotes se considera igual a la suma de las capacidades individuales de los pilotes.

d) Debe verificarse que la capacidad de carga del suelo a la profundidad de desplante no es insuficiente (recurriendo a la teoría de Skempton) así como también garantizar que la capacidad de carga por punta de los pilotes es lo suficientemente reducida para contrarrestar la tendencia a la emersión de la estructura debida a la consolidación regional.

e) Los esfuerzos verticales inducidos en el subsuelo son ocasionados por:

- 1.- Una descarga vertical distribuida a la profundidad de desplante (expansión).

2.- Una carga distribuida correspondiente a la presión de contacto losa - suelo (recompresión).

3.- Cargas verticales debidas a la fricción positiva y negativa actuando abajo y arriba del eje neutro del pilote respectivamente.

4.- Cargas verticales puntuales localizadas en las puntas de los pilotes y descargas verticales debidas a la fricción negativa desarrollada sobre la subestructura de cimentación.

Con los esfuerzos mencionados, puede definirse la variación de los esfuerzos verticales con la profundidad bajo cualquier punto localizado dentro o fuera del área de cimentación. A partir de estos esfuerzos y con los resultados obtenidos en las pruebas de consolidación pueden calcularse los asentamientos.

f) Al igual que en el método de Zeevaert, las mayores expansiones y asentamientos se presentan al centro, disminuyendo en los extremos del área de cimentación.

En lo que a comportamiento sísmico se refiere, puede concluirse lo siguiente :

a) Se considera para la revisión del comportamiento sísmico de la cimentación el método de Zeevaert, por ser un método que ha demostrado un comportamiento satisfactorio en este tipo de cimentaciones.

b) El método considera que los dos primeros modos de vibrar del suelo y su combinación, son los más característicos para la determinación de los periodos de vibración del suelo y para el cálculo de los esfuerzos cortantes en el mismo.

c) Debe establecerse el equilibrio entre las fuerzas exteriores que obran sobre el pilote y las reacciones laterales desconocidas actuantes en el fuste del pilote y en el suelo, por medio del cálculo de influencias según la teoría de Mindlin.

d) Debe establecerse la compatibilidad de deformaciones en la interfase suelo - pilote en su longitud total, con las propiedades dinámicas del suelo correspondientes conocidas a través del módulo dinámico de rigidez " μ " obtenido en laboratorio.

e) Los elementos mecánicos obtenidos para el diseño estructural de los pilotes, en ambos métodos son muy parecidos, garantizándose además un comportamiento satisfactorio de la cimentación y de los pilotes en condiciones estáticas y sísmicas.

De acuerdo a lo estudiado con ambos métodos y de manera general, puede concluirse que:

a) Una cimentación compensada con o sin pilotes de fricción puede ser utilizada en regiones donde se encuentran depósitos de suelos de alta compresibilidad que se extienden a gran profundidad para reducir el problema de hundimiento excesivo y obtener mayor estabilidad para el fenómeno sísmico.

b) Una cimentación compensada con pilotes de fricción, puede ser ventajosa y económica cuando la cimentación compensada sin pilotes de fricción no es capaz de soportar la carga asignada con hundimientos o desplazamientos verticales permisibles.

c) Este tipo de cimentación puede ser usado con ventajas cuando el subsuelo tiene muy alta compresibilidad en la parte superior del depósito y gradualmente ésta disminuye con la profundidad.

d) El comportamiento de una cimentación compensada en un suelo con propiedades mecánicas tales como resistencia al esfuerzo cortante y resistencia a compresión reducidas, podrá mejorarse en forma importante con el uso de pilotes de fricción.

e) Una cimentación compensada deberá diseñarse y construirse tomando en cuenta su comportamiento futuro que depende exclusivamente del cambio de esfuerzos efectivos que se permiten durante la construcción, tanto de la excavación como de la colocación del edificio, esto es :

1.- La carga del edificio es compensada por medio de esfuerzos efectivos y subpresión del agua al nivel de desplante de la cimentación. La estructura de cimentación se coloca a cierta profundidad de la superficie del suelo para obtener mayor estabilidad y capacidad de carga. El cambio de esfuerzos efectivos debido a la excavación debe conservarse en un mínimo para reducir los desplazamientos verticales de respuesta y el hundimiento subsecuente debido a la colocación del peso del edificio.

2.- La cimentación se diseña para satisfacer los hundimientos permisibles totales y diferenciales del edificio y construcciones adyacentes.

f) El costo y mantenimiento es un factor significativo en las zonas donde existe el fenómeno del hundimiento regional provocado por la extracción del agua del subsuelo.

g) La economía de este tipo de cimentación es un factor importante, especialmente aquellos casos donde el costo es alto debido a una cimentación que tiene que ser soportada por medio de pilotes situados a gran profundidad.

h) La teoría del método de Zeevaert, está basada principalmente en pruebas experimentales sobre modelos de laboratorio, lo que hace más confiable y real el cálculo de una cimentación.

i) Por otro lado, el método de Reséndiz y Auvinet se fundamenta principalmente en teorías analíticas, para complementar un método aproximado para analizar una cimentación con pilotes de fricción.

j) De acuerdo con la teoría desarrollada en cada método y los resultados obtenidos, el método de Zeevaert presenta algunas ventajas sobre el método de Reséndiz y Auvinet por lo que se consideró más adecuado el uso del método de Zeevaert. Las diferencias más importantes se muestran en el siguiente cuadro comparativo :

CUADRO COMPARATIVO :

MÉTODO	ZEEVAERT	RESÉNDIZ Y AUVINET
TIPO DE CIMENTACIÓN	100 % COMPENSADA	100 % COMPENSADA
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m).	5.00	5.00
NUMERO DE PILOTES	50	60
LONGITUD DEL PILOTE (m).	20.00	20.00
CAP. POR PUNTA (Ton).	1.217	8.454
CAP. POR FRICCIÓN (Ton).	54.317	39.270
FRICCIÓN POSITIVA EN EL PILOTE	SI	SI
FRICCIÓN NEGATIVA EN EL PILOTE	NO	SI
HUNDIMIENTO MÁXIMO	11.00 cm. en el centro de la cimentación.	12.50 cm. en el centro de la cimentación.
HUNDIMIENTO MÍNIMO	0.5 cm. en el extremo de la cimentación.	0.7 cm. en el extremo de la cimentación.
PERIODO DOMINANTE DEL SUELO (seg.).	4.054	4.054
CORTANTE ACTUANTE EN LA CABEZA DEL PILOTE (Ton).	6.88	5.74
CORTANTE MÁXIMO A LO LARGO DEL FUSTE DEL PILOTE (Ton).	17.321	14.641
MOMENTO FLEXIONANTE MAX. A LO LARGO DEL FUSTE DEL PILOTE (Ton-m).	-52.373	50.259

APENDICE A

**PROGRAMA PARA CALCULAR LOS ESFUERZOS VERTICALES
LIMITADOS POR UNA SUPERFICIE HORIZONTAL PLANA AL
APLICAR CARGAS VERTICALES.
(ESVECADI)**

```

10 REM PROGRAMA PARA CALCULAR ESFUERZOS VERTICALES LIMITADOS POR
20 REM UNA SUPERFICIE HORIZONTAL PLANA, AL APLICAR CARGAS VERTICALES
25 REM DISTRIBUIDAS A CIERTA PROFUNDIDAD
30 DIM Z(30),CPOI(10)
35 INPUT "Num de valores distintos de ZP/c ";NZ
37 INPUT "Num de valores distintos de la relacion de poisson ";NCP
40 FOR I=1 TO NZ
50 PRINT "NZ(";I;")";:INPUT "=" ;Z(I)
60 NEXT I
70 FOR J=1 TO NCP
80 PRINT "NCP(";J;")";:INPUT "=" ;CPOI(J)
90 NEXT J
100 C=1
110 FOR I=1 TO NCP
115 CNU=CPOI(I)
130 FOR J=1 TO NZ
140 ZE=Z(J)
150 Z1=Z(J)-2*C
160 A1=-3*Z1^3
170 A2=-(1-2*CNU)*Z1
180 A3=(1-2*CNU)*Z1
190 A4=-3*(3-4*CNU)*ZE^3+12*(2-CNU)*C*ZE^2-18*(C^2)*ZE
200 A5=-30*C*(ZE^3)*(ZE-C)
210 A6=Z1^2
220 A7=ZE^2
230 FOR K=1 TO 15
240 MK=1/K
250 A=Z(K)-1+.1*MK
260 A=4*A
270 UNO=0
280 DOS=0
290 TRES=0
300 IF Z1<0 THEN 310
305 IF Z1=0 THEN 340 ELSE 310
310 UNO=-(A1/3)*(1/(A^2+A6)^1.5-1/(A6^1.5))
320 DOS=-A2*(1/(A^2+A6)^.5-1/(A6^.5))
330 TRES=-A3*(1/(A^2+A7)^.5-1/(A7^.5))
340 CUATRO=-(A4/3)*(1/(A^2+A7)^1.5-1/(A7^1.5))
350 CINCO=-(A5/5)*(1/(A^2+A7)^2.5-1/(A7^2.5))
360 FINF=1/(4*(1-CNU))*(UNO+DOS+TRES+CUATRO+CINCO)
370 FINF=-FINF
380 PRINT CNU,ZE,A,FINF
390 NEXT K
400 NEXT J
410 NEXT I
420 END

```

**PROGRAMA PARA ESTIMAR LOS ESFUERZOS VERTICALES
ORIGINADOS POR CARGAS VERTICALES REPARTIDAS A LO
LARGO DE UNA SERIE DE LINEAS VERTICALES.
(ESVECAVE)**

```

10 REM PROGRAMA PARA ESTIMAR LOS ESFUERZOS VERTICALES ORIGINADOS POR
20 REM CARGAS VERTICALES REPARTIDAS A LO LARGO DE UNA SERIE
30 REM DDE LINEAS VERTICALES
40 DIM D(15),X(200),Y(200),XP(300),YP(300),ZP(300),ADE(15),ZCLA(20)
50 DIM FINF(20),ADEC(20),XR(300),YR(300),ZR(300)
60 INPUT "NUM DE PUNTOS DONDE INTERESA CONOCER EL ESFUERZO";NPUN
70 INPUT "NUM DE PILOTES";NPIL
80 INPUT "NUM DE ESTRATOS";NEST
90 INPUT "NUM DE PROF A LAS QUE INTERESA CONOCER EL ESFUERZO";NPROF
100 NZOB=NPROF*NPUN
110 INPUT "NUM DE VALORES DISTINTOS DE LA RELACION DE POISSON";CNU
120 FOR I=1 TO NPUN
130 PRINT "NPUN(";I;")";:INPUT "= ";XR(I),YR(I)
140 NEXT I
150 FOR I=1 TO NPROF
160 PRINT "NPROF(";I;")";:INPUT "= ";ZR(I)
170 NEXT I
180 FOR I=1 TO NEST
190 PRINT "NEST(";I;")";:INPUT "= ";D(I),ADE(I)
200 NEXT I
210 INPUT "PROFUNDIDAD DE LA CABEZA DE LOS PILOTES";ZMIN
220 INPUT "PROFUNDIDAD DE LA PUNTA DE LOS PILOTES";ZMAX
230 INPUT "PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO";ZNEU
240 FOR I=1 TO NPIL
250 PRINT "NPIL(";I;")";:INPUT "= ";X(I),Y(I)
260 NEXT I
270 INPUT "PERIMETRO";PERIM
280 FOR J=1 TO NPUN
290 KAL2=NPROF*J
300 KAL1=NPROF*(J-1)+1
310 FOR K=KAL1 TO KAL2
320 XP(K)=XR(J)
330 YP(K)=YR(J)
340 ZP(K)=ZR(K-KAL1+1)
350 NEXT K
355 NEXT J
360 FOR I=1 TO NEST
370 IF (ZMIN-D(I))<0 THEN 390
380 IF (ZMIN-D(I))=0 THEN 440 ELSE 390
390 ZCLA(1)=ZMIN+.000001
400 ADEC(1)=ADE(I)
410 NCLA=1
420 J=I
430 GOTO 450
440 NEXT I
450 FOR I=J TO NEST
460 IF (ZNEU-D(I))<0 THEN 520
470 IF (ZNEU-D(I))=0 THEN 520 ELSE 480
480 ZCLA(I-J+2)=D(I)
490 ADEC(I-J+2)=ADE(I+1)
500 NCLA=NCLA+1
510 GOTO 580
520 ZCLA(I-J+2)=ZNEU+.000002
530 ADEC(I-J+2)=-ADE(I)
540 NCLA=NCLA+1
550 K=I
560 KK=I-J+2
570 GOTO 590

```

```

580 NEXT I
590 FOR I=K TO NEST
600 IF (ZMAX-D(I))<0 THEN 660
610 IF (ZMAX-D(I))=0 THEN 660 ELSE 620
620 ZCLA(I-J+3)=D(I)
630 ADEC(I-J+3)=-ADE(I+1)
640 NCLA=NCLA+1
650 GOTO 690
660 ZCLA(I-J+3)=ZMAX*.000003
670 NCLA=NCLA+1
680 GOTO 700
690 NEXT I
700 FOR I=1 TO N2OB
710 PRINT XP(I),YP(I),ZP(I)
720 SIGMA1=0
730 SIGMA2=0
740 SIGMA3=0
750 FOR II=1 TO NP1L
760 RO2=(XP(II)-X(II))^2*(YP(II)-Y(II))^2
770 RO=SQR(RO2)
780 FOR IJ=1 TO NCLA
790 ZM=ZP(IJ)/ZCLA(IJ)
800 ZN=RO/ZCLA(IJ)
810 A2=ZN^2*(ZM-1)^2
820 B2=ZN^2*(ZM+1)^2
830 F2=ZN^2+ZM^2
840 A1=A2^.5
850 B1=B2^.5
860 F1=F2^.5
870 UNO=-2*(2-CNU)/A1
880 DOS=(2*(2-CNU)+2*(1-2*CNU)*ZM*(1+ZM)/ZN^2)/B1
890 TRES=-(1-2*CNU)*2*(ZM/ZN)^2/F1
900 CUATRO=ZN^2/(A1^3)
910 CINCO=(4*(ZM^2)-4*(1+CNU)*(ZM^4)/(ZN^2))/(F1^3)
920 SEIS=(4*ZM*(1+CNU)*(ZM+1)*((ZM+1)/ZN)^2-(4*ZM^2+ZN^2))/(B1^3)
930 SIETE=(6*(ZM^2)*((ZM^4-ZN^4)/(ZN^2)))/(F1^5)
940 OCHO=(6*ZM*(ZM*(ZN^2)-1/(ZN^2))*((ZM+1)^5))/(B1^5)
950 AINF=1/(8*3.1416*(1-CNU))*(UNO+DOS+TRES+CUATRO+CINCO+SEIS+SIETE+OCHO)
960 FINF(IJ)=+AINF
970 NEXT IJ
980 FOR IJ=1 TO KK-1
990 SIGMA1=SIGMA1+(FINF(IJ+1)*ADEC(IJ)*PERIM*ZCLA(IJ+1)-FINF(IJ)*ADEC(IJ)*PERIM/
ZCLA(IJ))
995 NEXT IJ
1000 FOR IJ=KK TO NCLA-1
1010 SIGMA2=SIGMA2+(FINF(IJ+1)*ADEC(IJ)*PERIM/ZCLA(IJ+1)-FINF(IJ)*ADEC(IJ)*PERIM/
ZCLA(IJ))
1015 NEXT IJ
1020 NEXT II
1030 PRINT SIGMA1
1040 PRINT SIGMA2
1050 SIGMA3=SIGMA1+SIGMA2
1060 PRINT SIGMA3
1070 NEXT I
1080 END

```

**PROGRAMA PARA LA DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO
VERTICAL INDUCIDO EN CUALQUIER PUNTO DE UN MEDIO
SEMI-INFINITO POR CARGAS PUNTUALES APLICADAS A CIERTA
PROFUNDIDAD.
(ESVECAPU)**

```

10 REM PROGRAMA PARA LA DETERMINACION DEL ESFUERZO VERTICAL INDUCIDO
20 REM EN CUALQUIER PUNTO DE UN MEDIO SEMI-INFINITO POR
30 REM CARGAS PUNTUALES APLICADAS A CIERTA PROFUNDIDAD
40 DIM X(200),Y(200),ZP(300),XP(300),YP(300),ZR(300),XR(300),
50 INPUT "NUM DE PUNTOS EN LOS QUE INTERESA CONOCER EL ESFUERZO";NPUN
60 INPUT "NUM DE CARGAS VERTICALES PUNTUALES (PILOTES)";NPIL
70 INPUT "NUM DE PROF A LAS QUE INTERESA CONOCER EL ESFUERZO";NPROF
80 INPUT "NUM DE VALORES DISTINTOS DE LA RELACION DE POISSON";CNU
90 FOR I=1 TO NPUN
100 PRINT "NPUN(";I;")";:INPUT "= ";XR(I),YR(I)
105 NEXT I
110 FOR I=1 TO NPROF
120 PRINT "NPROF(";I;")";:INPUT "= ";ZR(I)
125 NEXT I
126 FOR I=1 TO CNU
127 PRINT "(";I;")";:INPUT "= ";C(I)
128 CNU=C(I)
129 NEXT I
130 FOR J=1 TO NPUN
140 KAL2=NPROF*J
150 KAL1=NPROF*(J-1)+1
160 FOR K=KAL1 TO KAL2
170 XP(K)=XR(J)
180 YP(K)=YR(J)
190 ZP(K)=ZR(K-KAL1+1)
200 NEXT K
210 NEXT J
220 INPUT "PROFUNDIDAD DE APLICACION DE LAS CARGAS VERTICALES";ZAPO
230 FOR I=1 TO NPIL
240 PRINT "NPIL(";I;")";:INPUT "= ";X(I),Y(I)
245 NEXT I
250 INPUT "MAGNITUD DE LAS CARGAS";CAPU
260 NZOB=NPROF*NPUN
270 FOR I=1 TO NZOB
280 PRINT XP(I),YP(I),ZP(I)
290 SIGMA1=0
300 Z=ZP(I)+ZAPO
310 Z1=ZP(I)-ZAPO
320 FOR II=1 TO NPIL
330 RO2=(XP(I)-X(II))^2+(YP(I)-Y(II))^2
340 R1=(RO2+Z1^2)^.5
350 R2=(RO2+Z^2)^.5
360 UNO=-3*(Z1)^3/(R1)^5
370 DOS=-(1-2*CNU)*Z1/(R1)^3
380 TRES=(1-2*CNU)*Z1/(R2)^3
390 CUATRO=(-3*(3-4*CNU)*Z^3+12*(2-CNU)*ZAPO*Z^2-18*ZAPO^2*Z)/(R2)^5
400 CINCO=(-30*ZAPO*Z^3*(Z-ZAPO))/(R2)^7
410 SIGMA1=SIGMA1-CAPU*(1/(8*3.1416*(1-CNU)))*(UNO+DOS+TRES+CUATRO+CINCO)
420 NEXT II
430 PRINT SIGMA1
440 NEXT I
450 END

```

REFERENCIAS

- 1.- FOUNDATION ENGINEERING FOR DIFFICULT SUBSOIL
CONDITIONS
LEONARDO ZEEVAERT
SEGUNDA EDICIÓN 1982.
- 2.- INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA DE CIMENTACIÓN
LEONARDO ZEEVAERT
PRIMERA EDICIÓN 1980.
- 3.- CONCEPTOS BÁSICOS EN EL DISEÑO DE CIMENTACIONES
COMPENSADAS SIN Y CON PILOTES DE FRICCIÓN.
LEONARDO ZEEVAERT.
- 4.- ANÁLISIS DE MOVIMIENTOS VERTICALES INDUCIDOS POR
CIMENTACIONES PILOTEADAS.
D. RESÉNDIZ ; G. ALVINET
SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO.
- 5.- MECÁNICA DE SUELOS TOMO I
JUÁREZ BADILLO ; RICO RODRÍGUEZ
TERCERA EDICIÓN 1984.

6.- MECÁNICA DE SUELOS TOMO II

JUÁREZ BADILLO ; RICO RODRÍGUEZ

SEGUNDA EDICIÓN 1984.

7.- INGENIERÍA DE CIMENTACIONES

RALPH B. PECK ; WALTER E. HANSON ; THOMAS H. THORNBURN.

PRIMERA EDICIÓN 1982.

8.- LOS SISMOS DE 1985 : CASOS DE MECÁNICA DE SUELOS

SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS (SMMS)

SIMPOSIO 1986.

9.- MECÁNICA DE SUELOS EN LA INGENIERÍA PRACTICA

KARL TERZAGHI ; RALPH B. PECK

SEGUNDA EDICIÓN

10.- NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y

CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES.

RCDF - 1987.

11.- CIMENTACIONES SUPERFICIALES

CARLOS MAGDALENA ; RAFAEL ROJAS

SEGUNDA EDICIÓN.

12.- CIMENTACIONES SOBRE PILOTES DE FRICCIÓN

ALFONSO R. RODRÍGUEZ ; JUAN M. OROZCO

REVISTA CICM # 287 MARZO 1993.