



21  
2EJ  
Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

**ANALISIS DE INTERACCION ESTATICA:  
CIMENTACION SEMICOMPENSADA SUELO  
DE ALTA COMPRESIBILIDAD**

**FALLA DE ORIGEN**



**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A N:  
MARTIN BAILON TORIZ  
JUAN ZEMPOALTECA VALENCIA

MEXICO, D.F.

1995



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-081/95

Señores  
**MARTIN BAILON TORIZ**  
**JUAN ZEMPOALTECA VALENCIA**  
Presente.

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 desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

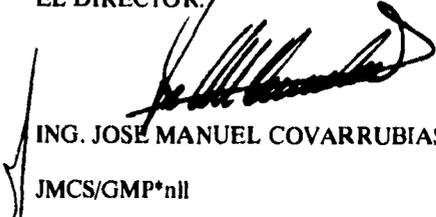
**"ANALISIS DE INTERACCION ESTATICA: CIMENTACION SEMICOMPENSADA SUELO DE ALTA COMPRESIBILIDAD"**

- INTRODUCCION**  
**I. PROPIEDADES DEL SUBSUELO**  
**II. ANALISIS DE COMPENSACION**  
**III. INTERACCION ESTATICA CIMENTACION SUELO**  
**IV. CONCLUSIONES**

Ruego a ustedes 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 les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberán 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 22 de mayo de 1995.  
EL DIRECTOR.

  
ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP\*nl

**CON DEDICATORIA**

**A mis Padres :**  
Rodolfo Bailón Atlixqueño  
Ma. de Jesús Toriz de Bailón

**A mis Hermanos:**  
Ricardo  
Ma. Guadalupe  
Antonio  
Jaime  
Ma. del Rocío

**A mis Sobrinos:**  
Erika Susana  
Ma. de los Angeles  
Gerardo  
David  
Mariana  
Dulce Aimee

**A toda mi Familia, por su  
optimismo, bondad y estímulo,  
hoy y por siempre, Gracias.**

**Y a mis estimados Amigos por  
su Alegría y Entusiasmo.**

**Martín**

## DEDICATORIAS

A mis padres Vicente y Juana, Eduardo y Albina a quienes, en este párrafo, no puedo expresarles todo mi sentir. Pues de no haber sido por ellos no sería alguien en la vida. Muchas Gracias.

A mi abuelita Otilia por sus consejos y confianza que he recibido.

A mis tíos Eduardo y Petra por su apoyo que me han brindado.

A mis primos Eduardo O., Eduardo V., y a mi tío Fermin por los grandiosos momentos que hemos vivido.

Al Ing. José Alberto Rivera por el apoyo brindado para realizar mis estudios profesionales.

A mi amiga Ana Belem por todo lo que me acercó a tí.

**JUAN**

## AGRADECIMIENTOS

Al Ing. Gérman López Rincón, un especial agradecimiento por su incondicional apoyo para la realización de esta tesis.

**A Nuestra Querida y Respetada Universidad.**

**Un** inmenso agradecimiento que

**No** alcanza a recompensar todo el apoyo.

**Académico** y formación humana.

**Mil** gracias profesores y Facultad de Ingeniería.

Al Ing. Héctor Legorreta C. por la disposición brindada.

**A los Laboratoristas, Sr. Antonio Dorantes y Sr. Alberto López** por su **Motivación y Amistad.**

Al compañero y amigo Francisco Jorge G. por su ayuda desinteresada.

**Martín y Juan**

## Indice

### Introducción

### **CAPITULO I      Propiedades del Subsuelo**

I.1	Descripción del Subsuelo del Valle de México	4
I.2	Exploración del Subsuelo	6
	I.2.1 Penetrómetro Estándar	
	I.2.2 Muestreo Inalterado	7
I.3	Características del Subsuelo del Sitio	8
	I.3.1 Estratigrafía	
	I.3.2 Propiedades Mecánicas	
	I.3.3 Condiciones Hidráulicas del Subsuelo	9
	I.3.4 Resultados de las Pruebas de Laboratorio	

### **CAPITULO II      Análisis de Compensación**

II.1	Descripción del Edificio	18
II.2	Determinación de la Profundidad de Desplante	19
II.3	Verificación del Comportamiento de la Cimentación	20
	II.3.1 Revisión de los Estados Límite de Falla	21
	II.3.1.1 Capacidad de Carga	
	II.3.1.2 Esfuerzo Crítico de Compresión	23
	II.3.2 Estado Límite de Servicio	26
	II.3.2.1 Análisis de Deformaciones	27
	a.1 Deformaciones debido a Expansiones	28

b.1	Deformaciones debido al Asentamiento	31
b.1.1	Hundimiento por Recompresión	
b.1.1.1	Aplicación de la Carga de manera Inmediata	32
b.1.1.2	Aplicación de la Carga en forma Lineal	35
b.1.2	Asentamientos por Compresión	39
	Aplicación de la Carga de manera Inmediata	
	Aplicación de la Carga en forma Lineal	
II.3.2.2	Asentamiento Neto	43
<b>CAPITULO III Interacción Estática Cimentación-Suelo</b>		
III.1	Consideraciones Generales	60
III.2	Compresibilidad Volumétrica	61
III.3	Ecuación Matricial de Asentamientos	
III.4	Reacción Uniforme	65
III.5	Cimentación Rígida	68
	III.5.1 Revisión de los Esfuerzos en la Orilla de la Cimentación	70
	III.5.2 Determinación de Reacciones y Hundimientos	72
III.6	Cimentación con Rigidez Finita	81
	III.6.1 Determinación de Reacciones y Hundimientos	88
<b>CAPITULO IV Conclusiones</b>		
IV.1	Conclusiones	101
	Apéndice A	107
	Referencias	108
	Bibliografía	109

## INTRODUCCION

Como es sabido el subsuelo de la Ciudad de México es un caso muy especial para el diseño de cimentaciones. Presenta grandes problemas debido a la alta compresibilidad de la arcilla de origen aluvio-lacustre; más aún, tiene el problema del hundimiento regional debido al bombeo de los estratos profundos, por la explotación del agua subterránea para abastecer a sus habitantes. Por si fuera poco, ocurren además eventos sísmicos cuya intensidad alcanza valores extremadamente altos, debido a la amplificación resultante de la deformabilidad de las arcillas blandas.

Cuando se diseña estructuralmente una cimentación, el problema a resolver, consiste en determinar la distribución de reacciones bajo la cimentación.

Dicha distribución depende de la rigidez de la cimentación y del suelo de apoyo, ya que debe haber compatibilidad en deformaciones. Para lo anterior es necesario basarse por un lado, en las propiedades mecánicas de compresibilidad y resistencia de la masa del suelo y, por el otro, en los procedimientos nominales de cálculo estructural, tomando en cuenta las propiedades mecánicas del material del cual será construida la cimentación.

Tradicionalmente el diseño de losas corridas y cajones de cimentación, con y sin pilotes, se han diseñado considerando una distribución uniforme de reacciones, o lineal, si se tienen excentricidades de carga.

También por simplificación, el análisis de la superestructura se lleva a cabo considerando que se empotra en la cimentación. Las reacciones que se obtienen, de acuerdo con la hipótesis anterior, se consideran acciones sobre la cimentación y se utilizan para el diseño estructural de ésta.

De las dos hipótesis anteriores, la primera no es aceptable, sobre todo cuando se trata de cimentaciones apoyadas sobre terreno blando, en donde la relación entre la rigidez de la cimentación y el suelo es muy grande. La segunda hipótesis puede aceptarse sabiendo que en el caso de cajones de cimentación la rigidez es tan alta que el movimiento es de cuerpo rígido. Si no hay excentricidad de carga el movimiento ocurre solamente en sentido vertical.

En lugares de alta sismicidad como la ciudad de México, las fuerzas laterales que se generan durante un sismo pueden provocar giros en la cimentación que ocasionan redistribución de las reacciones durante el tiempo que dura el evento. Esta redistribución cambia los momentos flexionantes y fuerzas cortantes en los elementos estructurales de la cimentación.

El estudio del comportamiento de la cimentación durante un sismo requiere determinar las propiedades dinámicas del subsuelo, lo cual no está al alcance de esta tesis, por lo que únicamente nos referimos al análisis de interacción suelo estructura para condiciones estáticas.

En este trabajo se presenta el comportamiento de la cimentación de un edificio de 5 niveles, desplantado en un suelo de alta compresibilidad.

Se revisan los estados límite de falla y de servicio que establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, limitando el análisis exclusivamente para carga vertical.

Se justifica en detalle, desde el punto de vista de mecánica de suelos, la cimentación propuesta.

Una vez hecho lo anterior, se procede al análisis de interacción entre el suelo y la cimentación para determinar la distribución de reacciones, calculando los momentos flexionantes y fuerzas cortantes en sentido longitudinal a ésta, considerándola como una gran viga.

Se comparan los valores que se obtienen para tres condiciones a saber: Reacción Uniforme, Reacción para Cimentación Rígida y Reacción para Cimentación Semiflexible de Rigidez Finita.

En base a lo anterior, el trabajo se ha dividido en cuatro capítulos:

**1. Propiedades del subsuelo.**

En este capítulo se revisan las características del subsuelo del sitio que incluyen la **estratigrafía, las propiedades índice y mecánicas y las condiciones hidráulicas.**

**2. Análisis de compensación.**

Aquí se revisa el comportamiento de la cimentación propuesta en cuanto a su **seguridad mediante la revisión de los estados límite de falla y de servicio.**

**3. Interacción Estática Cimentación-Suelo.**

Se determina la distribución de reacciones bajo la cimentación llevando a cabo el **análisis de Interacción Estática Suelo-Estructura y considerando dos hipótesis de trabajo: Cimentación Rígida y Cimentación con Rigidez Finita.**

**4. Conclusiones.**

En esta última parte se hace un resumen de los resultados del análisis de la **cimentación, se destacan las diferencias entre las hipótesis de trabajo y se anotan las conclusiones con respecto al método de cálculo que debe adoptarse para el diseño estructural de cimentaciones como la planteada en este trabajo.**

## PROPIEDADES DEL SUBSUELO

### 1.1 Descripción del Subsuelo del Valle de México

El valle de México está limitado al norte por las sierras de Tepetzotlán, Tezontlalpan y Pachuca, al este por los llanos de Apan y la sierra Nevada, al sur por las sierras de Cuauhtzin y Ajusco y al oeste por las sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo (Fig. 1.1).

De acuerdo a las investigaciones hechas el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en el artículo 219, divide al Distrito Federal en tres zonas.

**ZONA I;** por su altitud relativa se denomina **Zona de Lomas**, presenta condiciones favorables para cimentar estructuras; la capacidad de carga del terreno es elevada y no existen capas de arcilla compresibles que puedan ser causa de asentamientos diferenciales de gran magnitud; pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos.

**ZONA II;** conocida como **Zona de Transición**, las condiciones estratigráficas del subsuelo varían en forma extraordinaria de un punto a otro del área urbanizada; por lo que se ha dividido en dos zonas:

**Zona de Transición Alta**, es la subzona más próxima a las lomas.

**Zona de Transición Baja**, es la subzona vecina a la zona de lago.

En general, superficialmente se tienen depósitos arcillosos o limosos, orgánicos, cubriendo a estratos de arcilla volcánica muy compresibles y de espesores variables, intercalados con capas de arena limosa compacta los cuales descansan sobre potentes mantos en los que el material predominante es grava y arena.

**ZONA III;** conocida como **Zona de Lago**, se caracteriza por los grandes espesores de arcilla blanda de alta compresibilidad; en esta zona se encuentra una costra superficial dura, de espesor variable en cada sitio, (Ref. 1) dependiendo de la localización e historia de cargas. La zona de lago se ha dividido en tres subzonas en base al espesor y propiedades de la costra superficial y a la consolidación inducida en cada sitio.

**A) Lago Virgen;** corresponde al sector oriente del lago. El reciente desarrollo de esta zona de la Ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo.

**B) Lago Centro I;** pertenece al sector no colonial de la Ciudad, sobre los que existen construcciones ligeras y son muy importantes las pérdidas de presión en los acuíferos del subsuelo debido al bombeo; sus propiedades mecánicas representan una condición intermedia entre Lago Centro II y Lago Virgen ( Ver tabla 1.1).

**C) Lago Centro II;** esta subzona corresponde con la antigua traza de la Ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; en esta subzona se encuentran las siguientes condiciones extremas:

- Arcilla fuertemente consolidada, por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones Aztecas y coloniales.
- Arcilla blanda, debido a la presencia de vegetación.
- Arcilla muy blanda, por ausencia de carga.

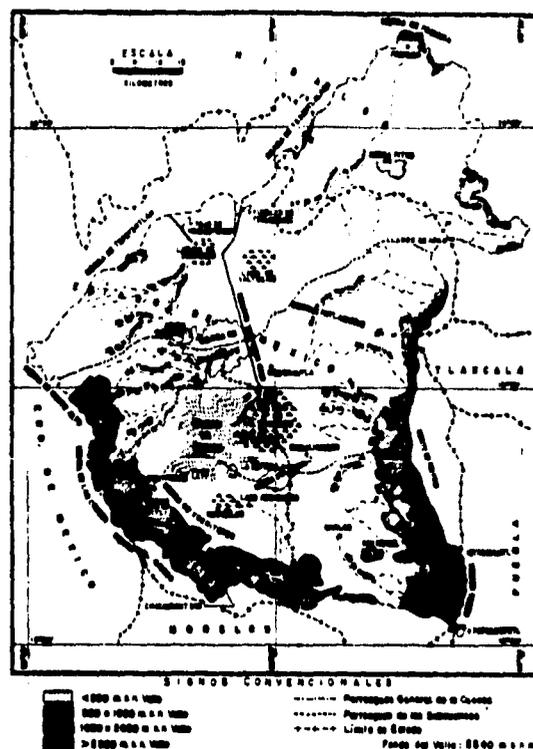


Tabla 1.1 Estratigrafía y propiedades, Lago Centro I

Estrato	Espesor m	$\gamma$ t/m <sup>3</sup>	$C$ t/m <sup>2</sup>	$\phi$ (°)
Costra superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcilla superior	20 a 30	1.2	1 a 2	---
Capa dura	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 28
Serie arcilla inferior	8 a 10	1.3 a 1.35	5 a 8	--

(Ver mapa de Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México, Fig. 1.2)

## 1.2 Exploración del Subsuelo

El conocimiento de la estructura y propiedades del subsuelo resulta primordial para poder llegar a un diseño apropiado de la cimentación. Es por ello que uno de los puntos claves del proyecto es el programa de exploración, el cual deberá proporcionar la información sobre las condiciones estratigráficas del sitio en estudio, las condiciones de presión del agua del subsuelo y las propiedades generales de los suelos.

Los trabajos efectuados en el sitio, consistieron en la ejecución de un sondeo denominado SE-1 a 30 m de profundidad, cuya perforación se realizó al centro del predio.

El sondeo fue de tipo mixto, esto es, se combinó el uso de la herramienta de penetración estándar con el muestreo inalterado.

### 1.2.1 Penetrómetro Estándar

La prueba de penetración estándar, permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesarios para penetrar 30 cm, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio. Con estas pruebas se pueden conocer las condiciones estratigráficas, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice como son:

- Peso volumétrico
- Relación de vacíos u oquedad
- Porosidad
- Grado de saturación
- Densidad de sólidos ó peso específico
- Granulometría
- Porcentaje de finos
- Límites de Atterberg
- Contenido de agua ó humedad natural

También se puede estimar la compacidad o consistencia relativa de los suelos y a través de correlaciones empíricas determinar el orden de magnitud de las propiedades mecánicas de los suelos atravesados.

Este penetrómetro es aplicable sólo en la etapa de exploración del subsuelo, la información que proporciona carece de la confiabilidad necesaria para definir con precisión los parámetros de resistencia de los suelos; por lo tanto, no es recomendable para el diseño geotécnico definitivo.

En la zona de lago, el penetrómetro se utiliza únicamente para rescatar muestras alteradas de lente y estratos duros; la información que proporciona de los suelos blandos en cuanto a propiedades de resistencia es muy limitada. En este tipo de suelos, el cono eléctrico es una técnica más recomendable.

### **1.2.2 Muestreo Inalterado**

El muestreo inalterado se efectuó por medio de un tubo de pared delgada de 4 pulgadas de diámetro (tubo shelby), hincado a presión. Las muestras así recuperadas se utilizaron en el laboratorio para determinar las propiedades mecánicas de compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante.

Las pruebas de laboratorio más utilizadas son:

Compresión Simple, en esta prueba se obtiene la resistencia  $q_u$  y el módulo de respuesta elástica  $M_r$  en un ciclo de histéresis.

Pruebas Triaxiales, de éstas se obtiene la cohesión, y el ángulo de fricción interna.

Consolidación Unidimensional, los parámetros que se obtienen son: el coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario  $m_v$ , el factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular  $\beta$ , el factor adimensional que modifica el valor del factor tiempo  $\xi$  y el coeficiente de consolidación  $C_v$ . Así como el esfuerzo crítico  $\sigma_c$  o carga de preconsolidación.

### **1.3 Características del Subsuelo del Sitio**

#### **1.3.1 Estratigrafía**

El sitio en estudio se localiza en la zona denominada lago centro I; (Fig. 1.2), las características estratigráficas propias de esta subzona se presentan en la tabla 1.1.

De la información obtenida del sondeo SE-1, puede establecerse la secuencia estratigráfica siguiente:

Se encontró en los primeros 1.80 m de profundidad un relleno de pedacería de tabique y cascajo producto de una construcción previa, seguido de una costra superficial de 3.50 m de espesor, constituida por arenas limosas y arcillas arenosas, de color gris y baja compacidad.

A partir de 5.50 m de profundidad y hasta 27.0 m se encontró la primera formación arcillosa, constituida por series de arcillas limosas de colores gris olivo, verde olivo y café rojizo, de consistencia blanda. La parte superior de estos depósitos, entre 5.50 y 18.0 m, muestra un contenido de agua del orden de 250%; mientras que en la parte inferior, entre 18.0 y 27.0 m, el contenido de agua disminuye a 200% en promedio. Esta formación arcillosa se encuentra interceptada por varios depósitos de arena, que constituyen marcadores estratigráficos, ya que definen el inicio de otra etapa en la secuencia estratigráfica de la zona. Estos marcadores de arena se localizan a 9.30 y 12.5 m de profundidad y son característicos de la zona del lago.

De 27.0 m hasta la profundidad explorada de 32.0 m se encontró un depósito de arcillas limosas y limos arcillosos de consistencia rígida. Este estrato aunque no forma propiamente una capa dura, tiene la suficiente rigidez para ya no verse afectado por cargas que se apliquen en la superficie del suelo o a poca profundidad.

#### **1.3.2 Propiedades Mecánicas**

De acuerdo a las propiedades mecánicas obtenidas, se observa que la primera formación arcillosa corresponde a un suelo preconsolidado, es decir, el esfuerzo efectivo crítico de compresión es mayor que el esfuerzo efectivo actuante; la parte superior de éste depósito se encuentra con una compresibilidad alta, mientras que la parte inferior presenta compresibilidad media.

Así mismo, la resistencia resultó de baja a media como se observa en los resultados de las pruebas de compresión simple y compresión triaxial, con valores mayores a  $2 \text{ t/m}^2$  para la cohesión y de  $6^\circ$  a  $11^\circ$  para el ángulo de fricción interna.

### 1.3.3 Condiciones Hidráulicas del Subsuelo

Los piezómetros abiertos en perforación previa permiten determinar la presión de poro de un lugar a una cierta profundidad, al medir el nivel del agua que se establece en un tubo vertical que tiene su extremo inferior permeable. Esta información es necesaria para alguno de los siguientes propósitos:

- Determinar el estado inicial de esfuerzos.
- Definir las condiciones del flujo de agua.
- Conocer la influencia del proceso constructivo en la presión de poro.

Para conocer las condiciones hidráulicas del subsuelo, se instaló una estación piezométrica de 4 piezómetros abiertos, a las profundidades de 31.50, 23.20, 19.50 y 12.50 m; en donde se realizó el sondeo SE-1. Así como un tubo para conocer el nivel freático, el cual se encontró a 0.9 m de profundidad con respecto a la superficie del suelo (Fig. 1.3).

### 1.3.4 Resultados de las Pruebas de Laboratorio

El programa de estudios de laboratorio se establece para cumplir con dos objetivos esenciales: clasificar cuidadosamente los suelos encontrados y obtener sus parámetros de resistencia y deformabilidad para el diseño de la cimentación.

Para alcanzar los siguientes propósitos se realizaron las pruebas índice y mecánicas. En el perfil estratigráfico se presentan algunos resultados gráficos. En las tablas siguientes se presentan con mayor detalle los resultados de las pruebas de compresión simple y compresión triaxial de las muestras seleccionadas.

Tabla 1.2 Resistencia a la Compresión Simple

Muestra No.	Profundidad m	$q_u$ $kg/cm^2$
13a	8.60-8.88	0.51
13b	8.88-9.23	0.38
16a	10.77-11.03	0.88
16b	11.03-11.32	1.09
20a	13.57-13.85	0.88
20b	13.85-14.12	1.05*
25a	17.21-17.35	0.7
25b	17.35-17.58	1.12
33a	22.11-22.40	0.58
33b	22.40-22.71	0.88*

\* fueron desarrolladas en un ciclo de histéresis

Con la prueba de compresión simple se obtuvo la resistencia al esfuerzo cortante  $s$ , es decir,  $s = c = 0.5 \cdot q_u$ . Estos valores se pueden ver gráficamente en el ya citado perfil estratigráfico de la figura 1.3.

Tabla 1.3 Compresión Triaxial

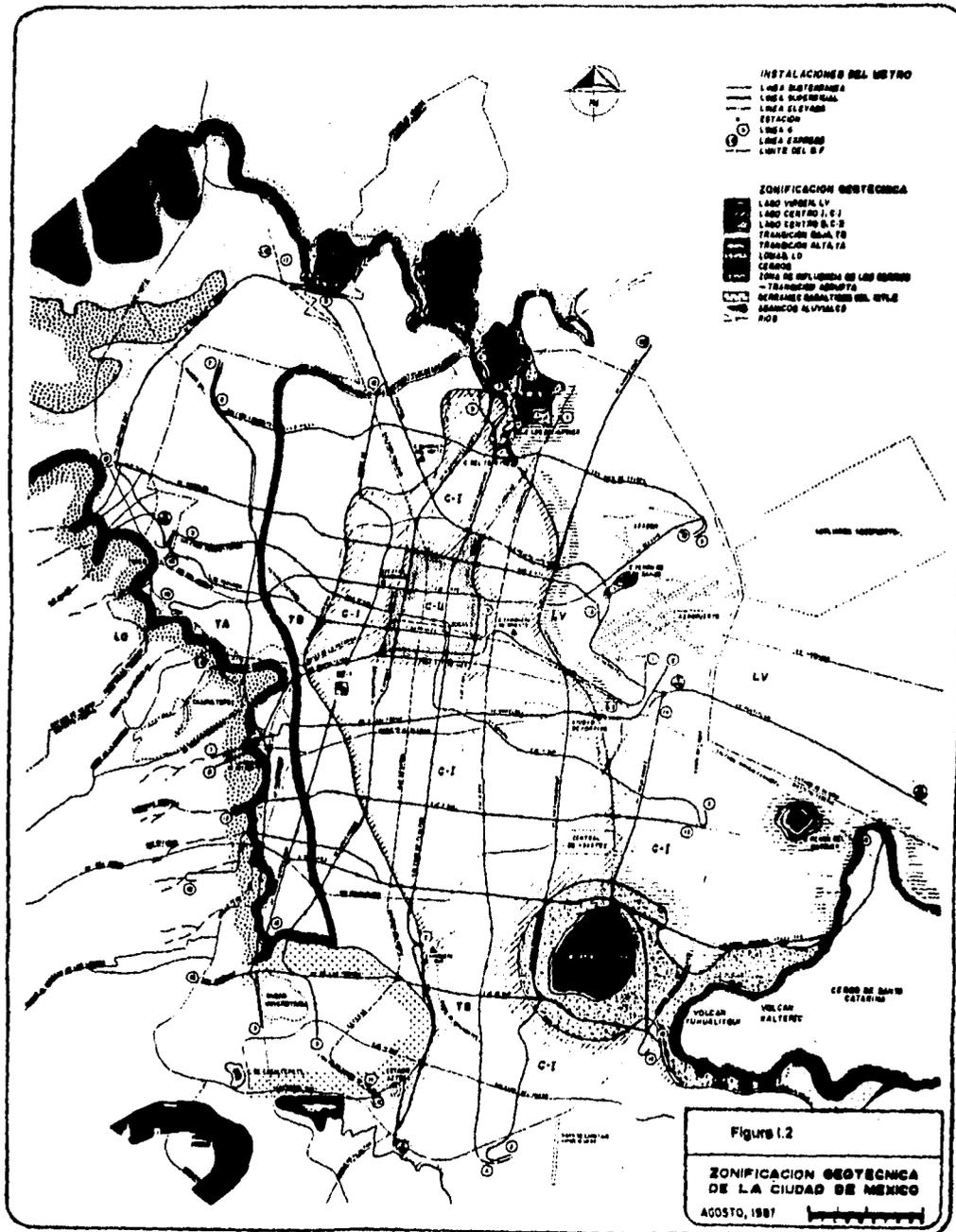
Muestra No.	Profundidad m	$c$ $kg/cm^2$	$\phi$ (°)
7	4.00-5.00	0.15	11.2
10	6.20-7.20	0.3	6.2

Los parámetros representados en la tabla 1.3 corresponden a pruebas triaxiales del tipo no consolidada no drenada UU.

Los resultados de las pruebas de consolidación se reportan en las gráficas de las figuras 1.4 a 1.8, donde se muestran las curvas de consolidación y compresibilidad para los diferentes incrementos de carga, así como sus respectivos parámetros.

**TESIS SIN PAGINACION**

**COMPLETA LA INFORMACION**



# RESULTADOS DE LABORATORIO

SONDEO: SE-1

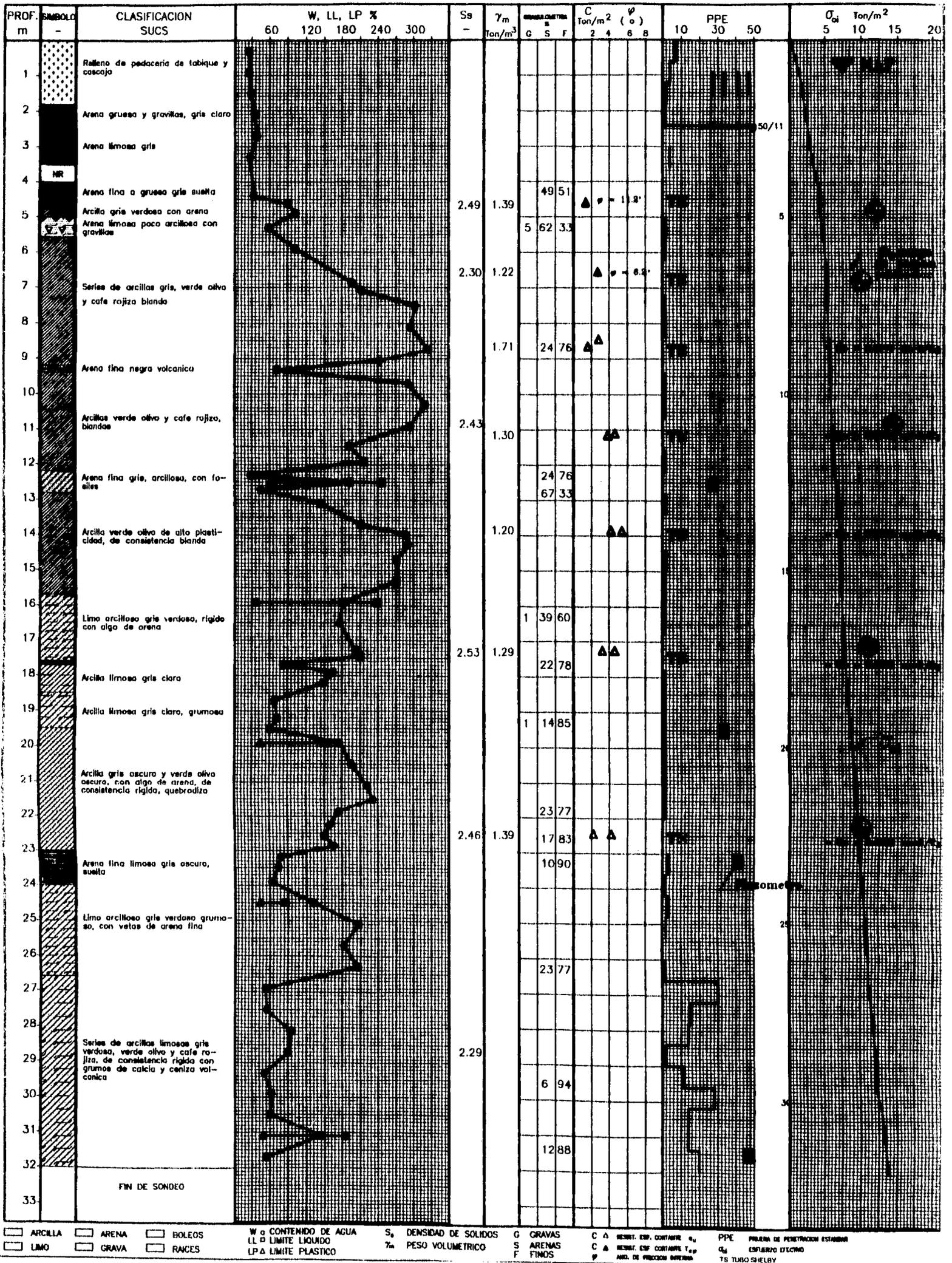
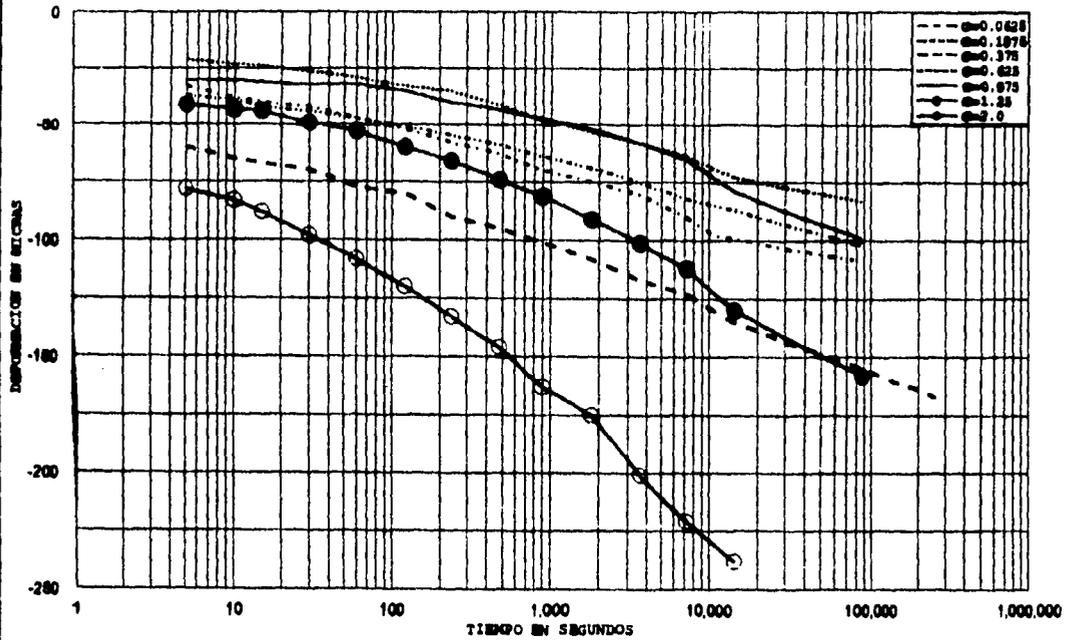


Figura 1.3 Perfil estratigráfico

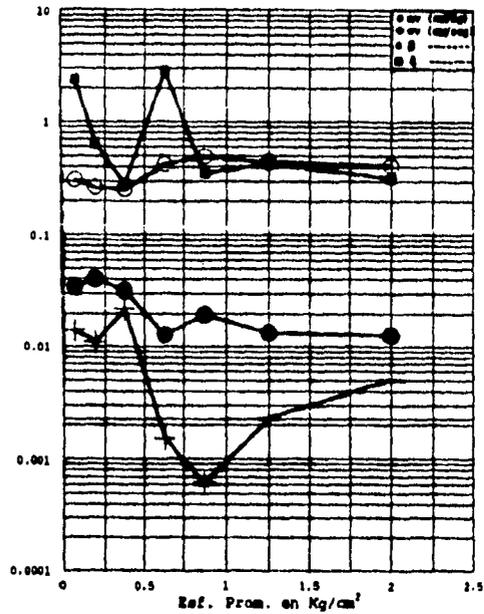
# RESULTADOS DE PRUEBAS DE CONSOLIDACION

SONDEO: SE-1 MUESTRA: 7 PROFUNDIDAD: 4.00-5.00

## CURVAS DE CONSOLIDACION



## PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD Y CONSOLIDACION



## CURVA DE COMPRESIBILIDAD

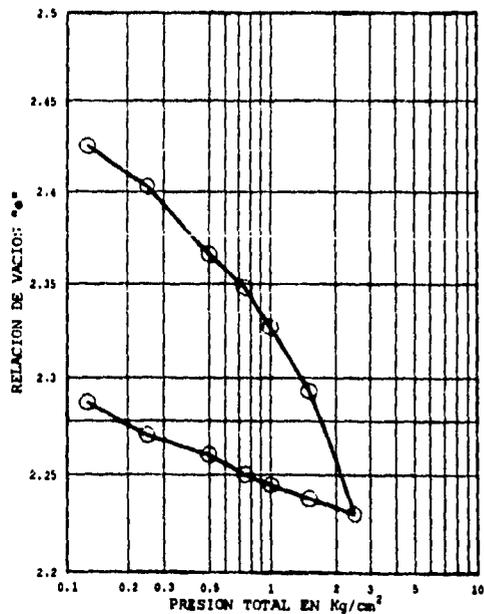
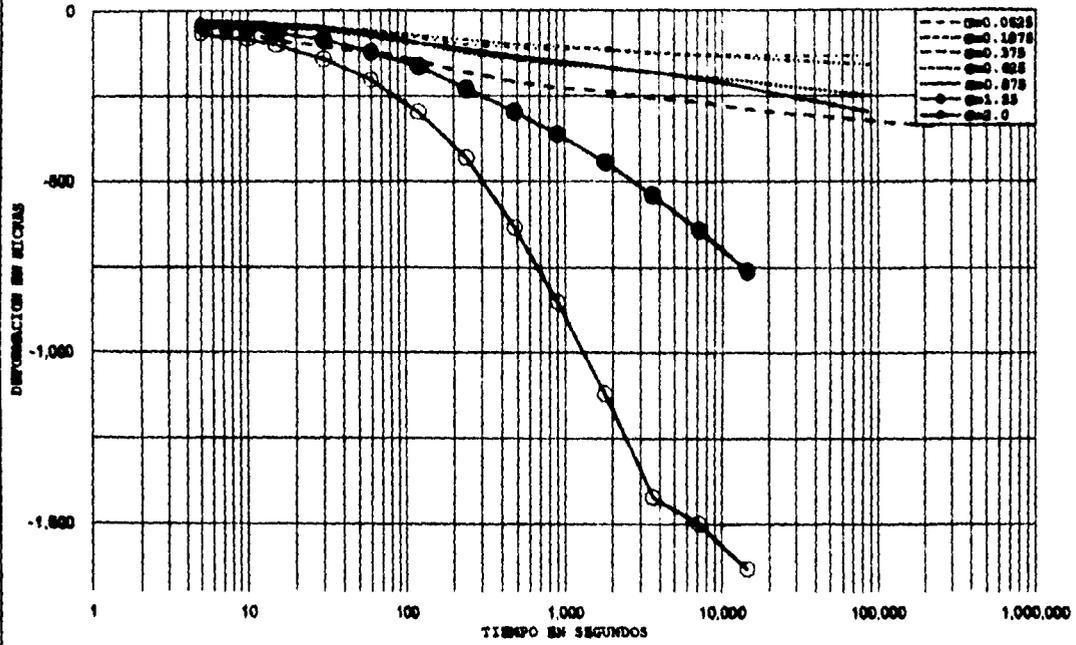


Figura 1.4

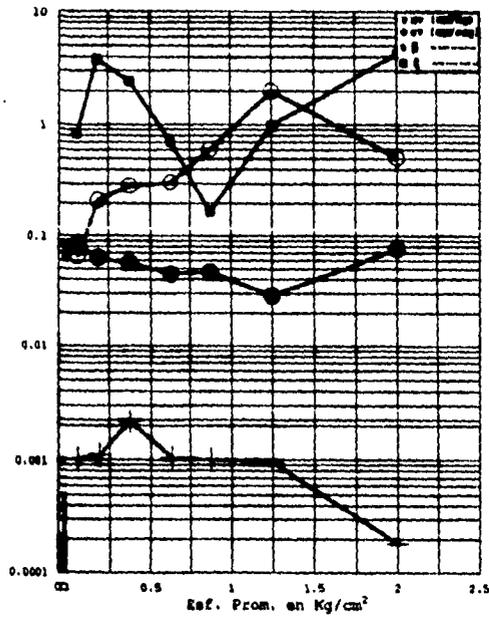
# RESULTADOS DE PRUEBAS DE CONSOLIDACION

SONDEO: SE-1 MUESTRA: 10 PROFUNDIDAD: 6.20-7.20

## CURVAS DE CONSOLIDACION



## PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD Y CONSOLIDACION



## CURVA DE COMPRESIBILIDAD

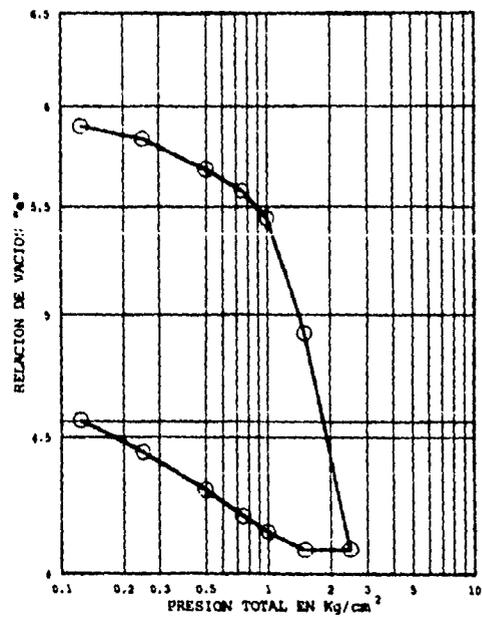
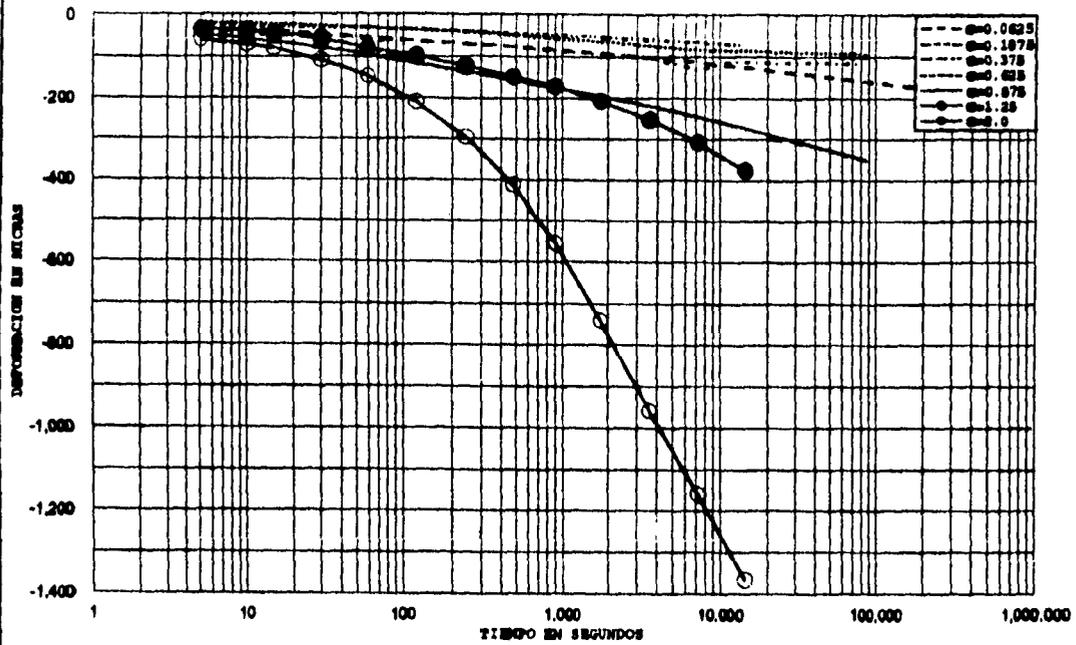


Figura 1.5

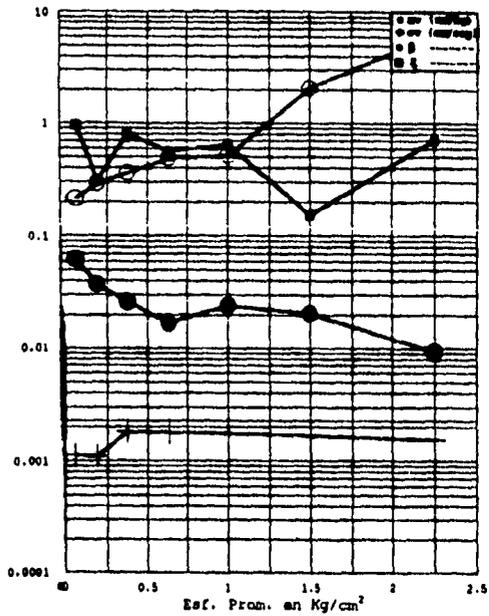
# RESULTADOS DE PRUEBAS DE CONSOLIDACION

SONDEO: SE-1 MUESTRA: 16 PROFUNDIDAD: 10.60-11.60

## CURVAS DE CONSOLIDACION



## PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD Y CONSOLIDACION



## CURVA DE COMPRESIBILIDAD

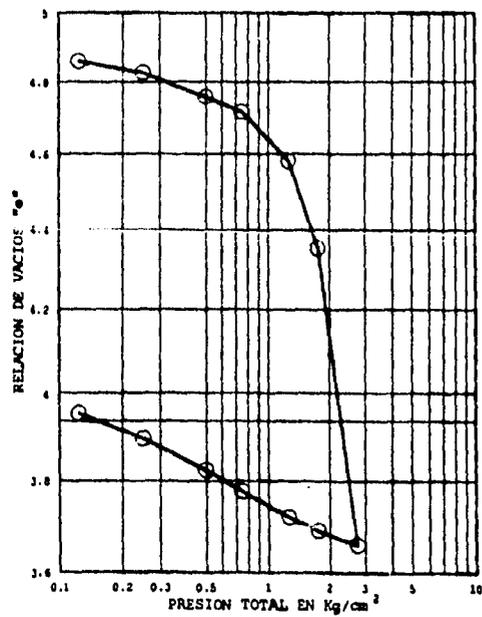
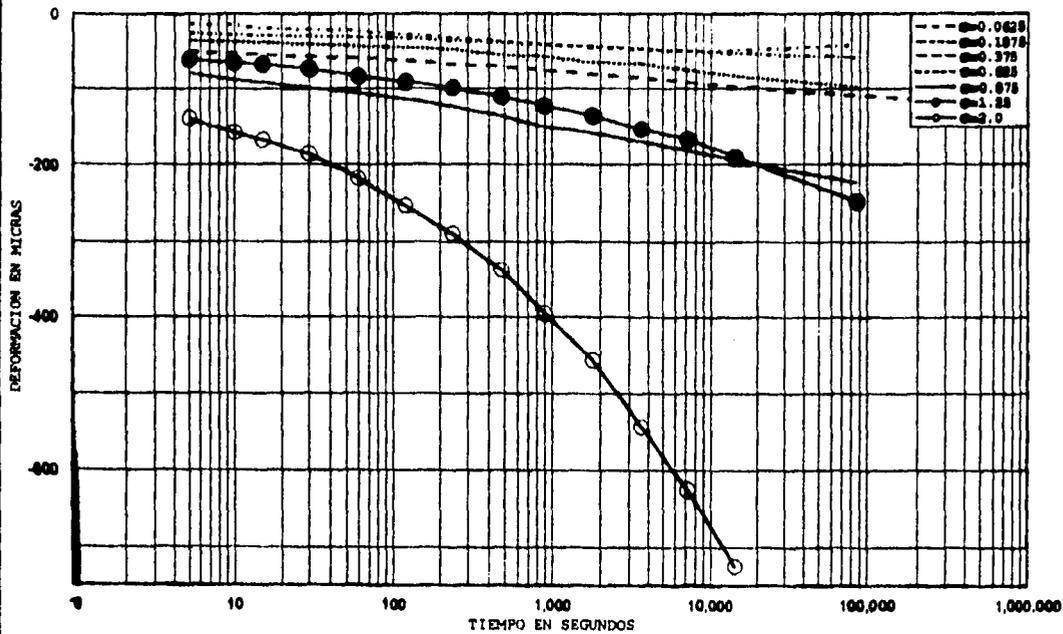


Figura 1.6

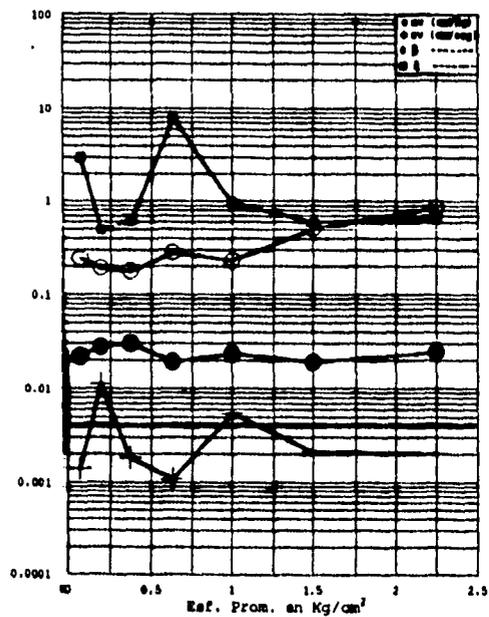
# RESULTADOS DE PRUEBAS DE CONSOLIDACION

SONDEO: SE-1 MUESTRA: 25 PROFUNDIDAD: 16.80-17.80

## CURVAS DE CONSOLIDACION



## PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD Y CONSOLIDACION



## CURVA DE COMPRESIBILIDAD

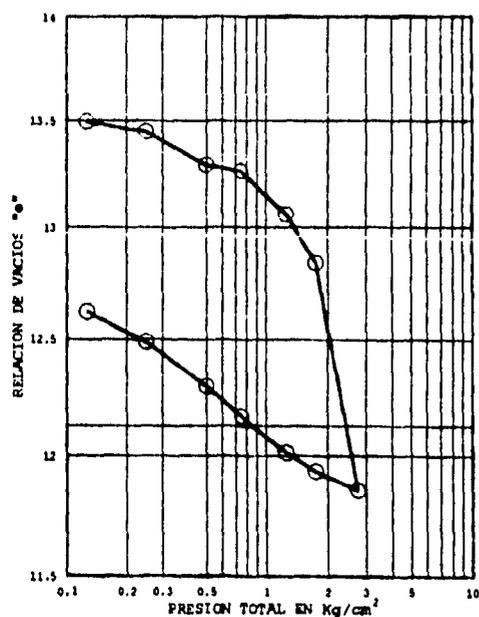
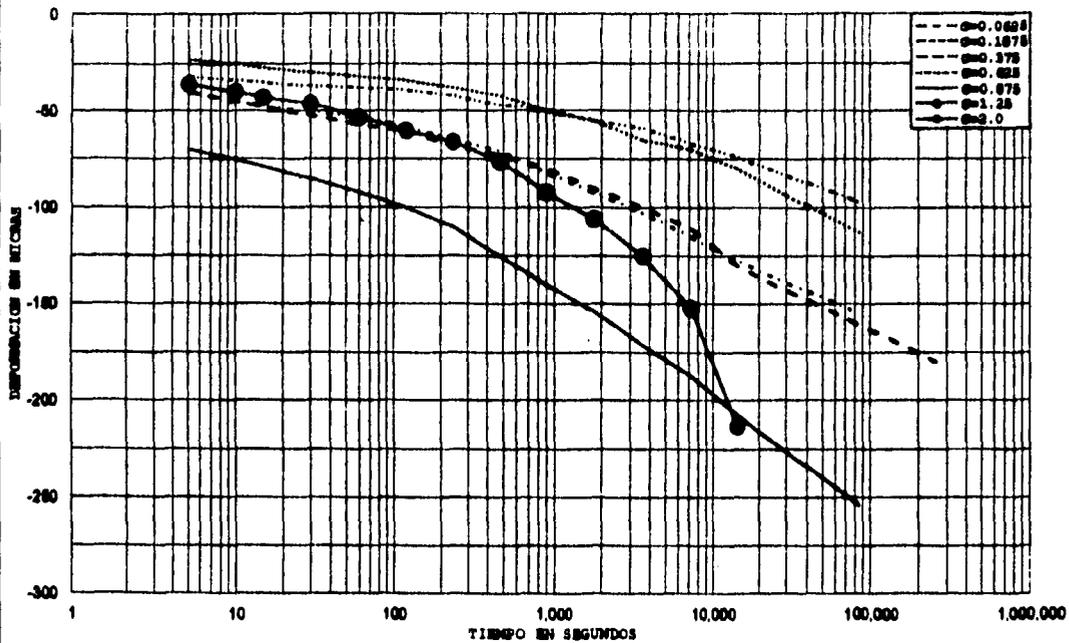


Figura 1.7

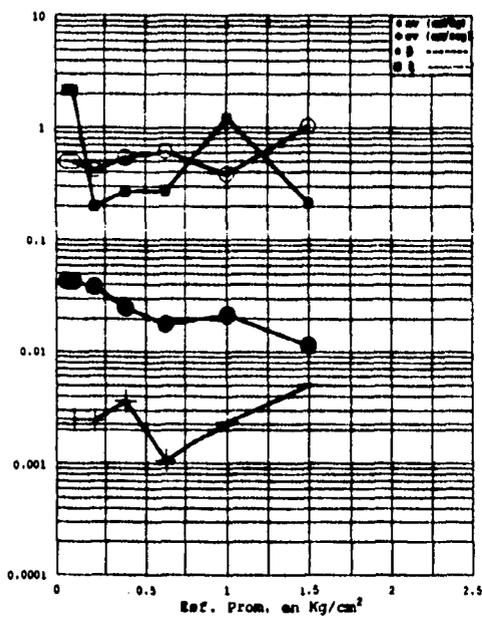
# RESULTADOS DE PRUEBAS DE CONSOLIDACION

SONDEO: SE-1 MUESTRA: 33 PROFUNDIDAD: 22.00-23.00

## CURVAS DE CONSOLIDACION



### PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD Y CONSOLIDACION



### CURVA DE COMPRESIBILIDAD

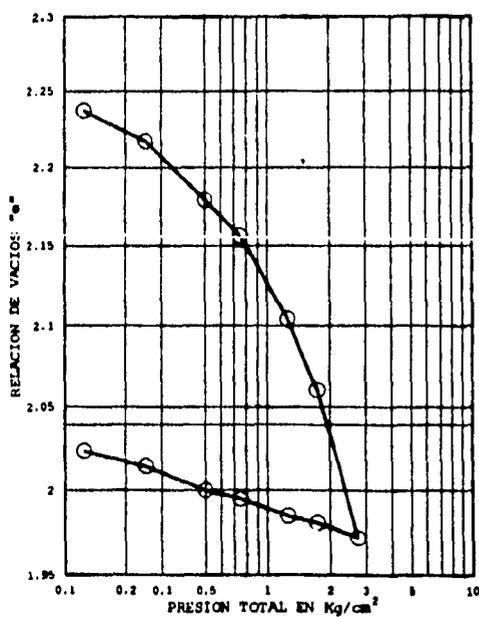
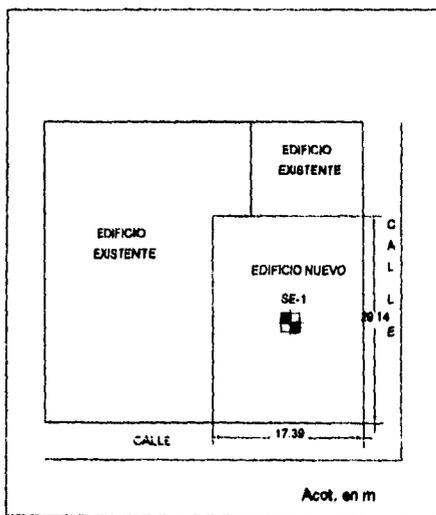


Figura 1.8

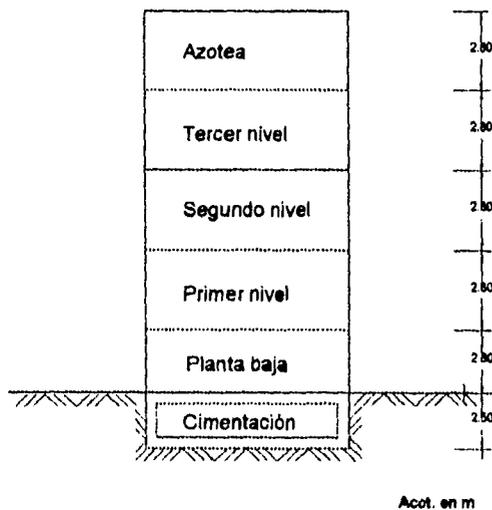
**ANALISIS DE COMPENSACION**

**II.1 Descripción del Edificio**

El proyecto en estudio es la construcción de un edificio que incluye sótano para estacionamiento, planta baja y cuatro niveles destinados a departamentos en condominio. El área que ocupará el edificio es de  $506.74 \text{ m}^2$  (Fig. II.1); su altura es de 13.90 m, medida a partir del terreno natural con una carga de  $5132 \text{ Kg/m}^2$ .



a) Localización del predio.



b) Corte en elevación

Figura II.1 Dimensiones del edificio

## **II.2 Determinación de la Profundidad de Desplante**

Para determinar la profundidad de desplante deben tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

- Que la cimentación quede desplantada sobre un mismo estrato.
- Evitar que la cimentación quede sobre suelo con materia orgánica, basura o material en estado suelto, de tal forma que no se presenten asentamientos diferenciales excesivos en la estructura de cimentación.

Cuando el subsuelo es de mediana a alta compresibilidad en numerosas ocasiones se eligen las cimentaciones compensadas.

Se entiende por cimentación compensada, aquella en que se busca eliminar el incremento neto de carga aplicado al subsuelo, mediante la sustitución del peso total del suelo excavado por el peso de la estructura y cimentación, lo cual se logra con el uso de un cajón hueco desplantado a cierta profundidad.

Sin embargo, no siempre se logra en la práctica que el peso del suelo excavado y el de la estructura y cimentación sean iguales; pueden ocurrir los tres siguientes casos:

1. Que la carga de la estructura sea igual al peso de suelo excavado, en cuyo caso se trata de una cimentación totalmente compensada.
2. Que el peso del suelo excavado sea mayor que la carga de la estructura, en este caso se trata de una cimentación sobrecompensada.
3. Que el peso del suelo excavado sea menor que la carga de la estructura, en cuyo caso se trata de una cimentación semicompensada o parcialmente compensada.

Para el proyecto que nos ocupa, de acuerdo con el perfil estratigráfico de la figura I.3, capítulo I; se observa en la última columna, que el esfuerzo crítico de compresión  $\sigma_b$  siempre es mayor que el esfuerzo efectivo  $\sigma_{\nu}$  (suelo preconsolidado). Podrá darse al suelo algo de presión por arriba de la previamente existente, con tal de que dicho exceso no llegue a sobrepasar su esfuerzo máximo  $\sigma_b$ , ni los asentamientos que resulten sean altos, por arriba de los permisibles.

Con base a lo anterior la cimentación que se considera apropiada es un cajón hueco que compense parcialmente el peso del edificio, es decir, una cimentación parcialmente compensada. La profundidad de desplante de la cimentación estará determinada cuando se cumpla satisfactoriamente con los requerimientos que establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF).

Cabe señalar que si se utiliza una losa de cimentación sin compensación alguna, al verificar su comportamiento se presentan asentamientos excesivos por arriba de los permisibles, los que pueden ocasionar daños a las obras de drenaje, a la estructura, a las construcciones vecinas, a la misma losa, etc. El análisis que se realizó se presenta en la tabla 2.12.

Partimos suponiendo una profundidad de desplante en base a las dimensiones y peso del edificio a construir, de 2.5 m; del perfil estratigráfico de la figura 1.3; se observan las siguientes condiciones:

$$\begin{aligned}D_f &= 2.5 \text{ m} \\ \sigma_{od} &= 2.5 \text{ t/m}^2 \\ U_{od} &= 2.5 - 0.9 = 1.6 \text{ t/m}^2 \\ \therefore P_{od} &= 2.5 + 1.6 = 4.1 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Sabiendo que el peso del edificio es de  $5.13 \text{ t/m}^2$  y considerando el peso de la cimentación del orden de  $1.2 \text{ t/m}^2$ , se tiene una presión de contacto de  $6.33 \text{ t/m}^2$ .

Comparando la presión total de  $4.1 \text{ t/m}^2$  con la presión de contacto de  $6.33 \text{ t/m}^2$ , se tiene un incremento neto de esfuerzo igual a  $2.23 \text{ t/m}^2$ .

Se designará como:

- $D_f$ : Profundidad de desplante
- $\sigma_{od}$ : Esfuerzo efectivo a nivel de desplante
- $U_{od}$ : Presión neutra a nivel de desplante
- $P_{od}$ : Presión total a nivel de desplante
- $\Delta\sigma_{od}$ : Incremento neto de esfuerzos a nivel de desplante

### II.3 Verificación del Comportamiento de la Cimentación

En el diseño de una cimentación se debe estimar el comportamiento que ésta tendrá ante las diferentes condiciones de carga a que estará sujeta. Se debe revisar su estabilidad tanto para los estados límites de falla como para los estados límites de servicio; esto es, verificar que se tenga una seguridad razonable para evitar que se presente una falla por resistencia al corte del suelo de cimentación y que las deformaciones que sufra ésta no afecten el comportamiento de los elementos de cimentación y de la propia estructura.

### II.3.1 Revisión de los Estados Límite de Falla

En una cimentación semicompensada debe verificarse lo siguiente:

- a) Que el suelo tenga una capacidad de carga adecuada.
- b) Que el esfuerzo efectivo total  $\sigma_{\sigma}$  sea menor al esfuerzo crítico de compresión del suelo  $\sigma_b$ ; a cualquier profundidad.

#### II.3.1.1 Capacidad de Carga

La capacidad de carga admisible en una cimentación es aquella que puede aplicarse sin producir desperfectos en la estructura, teniendo un margen de seguridad adecuado. Esta capacidad depende del tipo de suelo, de las características de la cimentación, de la estructura, del coeficiente de seguridad y principalmente de la presencia o ausencia del nivel de aguas freáticas, debido a que cambian las condiciones de resistencia y compresibilidad del subsuelo.

Las diferentes teorías de capacidad de carga, solucionan problemas en suelos cohesivos, friccionantes y algunas teorías en el caso de suelos cohesivos-friccionantes. Una buena parte de las teorías desarrolladas tiene su base en hipótesis simplificadoras del comportamiento de los suelos, en otras teorías, especialmente en las que corresponde a desarrollos recientes, la observación y el empirismo juegan un papel mucho más importante. Se puede decir que todas las teorías tienen como punto de partida la solución de Prandtl (Ref. 2). Esta calcula cuál es la presión máxima que puede soportar el elemento rígido sin que penetre. A este valor en particular se le denomina carga límite. El valor límite encontrado por Prandtl fue de  $q_{\text{máx}} = (\pi + 2) c$ . Esta solución es la base de todas las teorías de capacidad de carga que se han desarrollado para aplicación específica a suelos y que se tiene que calcular para la verificación de la seguridad de las cimentaciones.

Las teorías más conocidas son las siguientes:

Teoría de Terzaghi  
Teoría de Skempton  
Teoría de Meyerhof  
Teoría de Hansen y Vesic

La aplicación detallada de cada una de las teorías anteriores puede verse en la referencia 2.

En este trabajo de tesis, se eligió como más apropiada la Teoría de Terzaghi para verificar la seguridad de la cimentación, ya que es recomendable para toda clase de cimentaciones superficiales en cualquier suelo, pudiéndose aplicar con gran confiabilidad hasta el límite  $D_f \leq 2B$ .

El suelo donde se desplantará la estructura es del tipo cohesivo-friccionante, con los siguientes parámetros:

cohesión  $c = 2.7 \text{ t/m}^2$

ángulo de fricción interna  $\phi = 11.2^\circ$

La expresión que revisa la capacidad de carga es:

$$q_d = c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (2.1)$$

donde:

$q_d$ : Capacidad de carga última

$c$ : Cohesión

$\gamma$ : Peso volumétrico del suelo

$D_f$ : Profundidad de desplante

$B$ : Ancho de cimentación

$N_c, N_q, N_\gamma$  Son coeficientes adimensionales que dependen sólo del ángulo de fricción interna del suelo y se denominan factores de capacidad de carga debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo respectivamente.

Los factores de capacidad de carga pueden obtenerse de la tabla 2.1; para  $\phi = 11.2^\circ$  tenemos que:

$$N_c = 10.6$$

$$N_q = 3.1$$

$$N_\gamma = 1.6$$

sustituyendo en la ec. (2.1)

$$q_d = 2.7(10.6) + 0.39(2.5)(3.1) + 0.5(1.36)(17.39)(1.6)$$

$$q_d = 50.56 \text{ t/m}^2$$

Si se considera un factor de seguridad  $F.S. = 3$

Finalmente la capacidad de carga admisible es:

$$q_{ad} = \frac{q_d}{F.S}$$

$$\therefore q_{ad} = \frac{50.56}{3} = 16.9 \text{ t/m}^2$$

Comparando con la presión efectiva de contacto de  $4.73 \text{ t/m}^2$ , se concluye que el suelo resiste más carga de la que transmite el edificio.

Tabla 2.1 Factores de capacidad de carga para la aplicación de la teoría de Terzaghi.

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5
10	9.8	2.7	1.2
15	12.9	4.4	2.5
20	17.7	7.4	5.0
25	25.1	12.7	9.7
30	37.2	22.5	19.7
34	52.6	36.5	35.0
35	57.8	41.4	42.4
40	95.7	81.3	100.4
45	172.3	173.3	297.5
50	347.5	415.1	1153.2

### II.3.1.2 Esfuerzo Crítico de Compresión

Basicamente esta revisión consiste en verificar que el incremento neto de esfuerzos, esto es;  $\Delta\sigma_N = \sigma_{ix} - \sigma_{ox}$  no sea mayor que:

$$\Delta\sigma_N = \frac{\sigma_{ix} - \sigma_{ox}}{F.S} \quad (2.2)$$

Ya que de lo contrario se producirá un cambio en la estructura original del subsuelo presentándose deformaciones grandes.

El factor de seguridad que puede aplicarse será  $\geq 2$

Se designará como:

$\Delta\sigma_N$ : Incremento neto de esfuerzos  
 $\sigma_{iz}$ : Esfuerzo efectivo total  
 $\sigma_{bz}$ : Esfuerzo crítico de compresión  
 $\sigma_{oz}$ : Esfuerzo efectivo original  
FS: Factor de seguridad

Para hablar de un incremento neto de esfuerzos deberá tomarse en cuenta la distribución de esfuerzos con la profundidad, ya que ésta es función del coeficiente de influencia  $I_s$ . De acuerdo con la teoría de Boussinesq (que supone que el suelo es sólido, semi-infinito, homogéneo e isótropo. Ref. 2) para el caso de una superficie rectangular uniformemente cargada se tiene: (Fig. 11.2)

$$I_s = \frac{1}{4\pi} \left[ \frac{2AV}{V^2 + A^2} \frac{V^2 + 1}{V^2} + \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{2AV}{V^2 - A^2} \right) \right] \quad (2.3)$$

$$V^2 = \frac{x^2 + y^2 + z^2}{z^2} \quad (2.3a)$$

$$A = \frac{xy}{z^2} \quad (2.3b)$$

si el término  $\operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{2AV}{V^2 - A^2} \right) < 0$

entonces  $\operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{2AV}{V^2 - A^2} \right) + \pi$

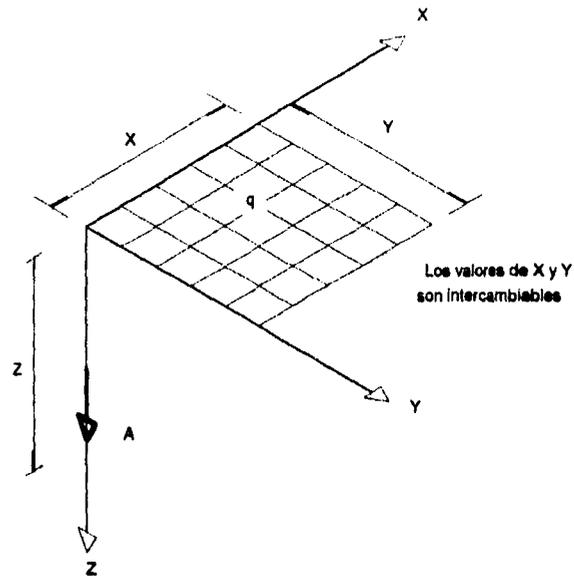


Figure II.2  
Distribución de esfuerzos bajo una superficie rectangular uniformemente cargada

Debe notarse que el sistema coordenado  $(X, Y \text{ y } Z)$ , figura II.2 es tal, que su origen coincide con una de las esquinas de la superficie cargada.

Por consiguiente, la distribución de esfuerzos generada por la superficie cargada con respecto a la profundidad es:

$$\sigma_z = q I, \quad (2.4)$$

donde  $I$ , es un factor adimensional.

De igual forma que para el cálculo de capacidad de carga tomamos parámetros que están del lado más desfavorable, en este caso para 6.8 m de profundidad se tienen los siguientes parámetros: (Fig. II.5)

$$\begin{aligned} \sigma_{oz} &= 5.3 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_b &= 10 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Por otro lado se sabe que a la profundidad de desplante el incremento neto de esfuerzos es de  $\Delta\sigma_d = 2.23 \text{ t/m}^2$ ; el cual se puede ver gráficoado en la figura II.3.

para  $z = 6.8 \text{ m}$  (Fig. II.3) tenemos:

$$\Delta\sigma_N = 2.14 \text{ t/m}^2$$

Sustituyendo en la ec. (2.2)

$$2.14 = \frac{10 - 5.3}{FS}$$

$$FS = \frac{10 - 5.3}{2.14} = 2.2 > 2$$

Por tanto, es aceptable el incremento neto de esfuerzos.

Se concluye que en lo que se refiere a los estados límite de falla la profundidad de desplante elegida de 2.5 m es aceptable.

### II.3.2 Estado Límite de Servicio

Para poder estudiar el comportamiento de la cimentación se requiere conocer las propiedades mecánicas de los diferentes estratos que constituyen al subsuelo y que se vean afectados por cargas que la cimentación les transmite.

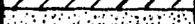
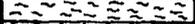
La revisión de la seguridad en condiciones de servicio consiste en revisar que los movimientos verticales durante la construcción y posteriormente, durante la vida útil del edificio, se mantengan debajo de ciertos límites, fijados por la autoridad o por el propio proyecto con el fin de no afectar el buen comportamiento del edificio ni provocar daños a los vecinos.

### II.3.2.1 Análisis de Deformaciones

En cimentaciones compensadas el procedimiento constructivo juega un papel muy importante, por lo siguiente; si el subsuelo está formado por arcilla saturada, durante la excavación para alojar la cimentación se produce un alivio de presiones en el suelo, lo que ocasiona expansiones en el fondo; se ha observado que estas expansiones ocurren a corto plazo. Posteriormente, al volver a cargar al suelo, las expansiones se recuperan en forma de hundimientos de la cimentación; a éstos se les denomina hundimientos por recompresión, los cuales se ha observado ocurren a largo plazo. Finalmente, debido al incremento neto de presión se producirán asentamientos a largo plazo, los cuales se les conoce como hundimientos por compresión.

En la Tabla 2.2 se presenta la selección de los estratos (a partir del perfil estratigráfico), que se tomará en cuenta para llevar a cabo el análisis de expansión y hundimientos. Esta selección se ha hecho tomando en cuenta el tipo de material, el contenido de humedad y la resistencia a la penetración.

Tabla 2.2 Selección de estratos.

Depósito	Estrato No.	De - A m	Muestra No.	Condición de drenado
	1	0.00-2.50	---	---
	2	2.50-4.70	---	---
	3	4.70-5.0	7	2H
	4	5.0-5.60	---	----
	5a	5.60-7.20	10	H
	5b	7.20-9.20	10	H
	6	9.20-9.50	---	---
	7a	9.50-12.20	16	2H
	7b	12.20-12.80	---	---
	7c	12.80-15.70	16	H
	8	15.70-17.50	25	H
	9	17.50-19.70	33	H
	10	19.70-23.0	33	H
	11	23.0-24.0	---	----
	12	24.0-26.60	33	H
	13	26.60-32.0	33	H

#### a.1 Deformaciones debido a Expansiones

Teóricamente, si el suelo excavado se sustituyera de inmediato por la estructura, no deberían ocurrir movimientos; pero ésto no es posible en la práctica y siempre transcurre un determinado tiempo para reponer las condiciones de equilibrio que existían en el terreno originalmente.

Para el control de las expansiones se utilizó el procedimiento que consiste en combinar los efectos de bombeo y excavación, buscando que los movimientos del terreno queden dentro de límites tolerables.

Este procedimiento consiste en lo siguiente (Ref. 3).

Se bombeó el agua para abatir el nivel piezométrico del estrato permeable que se encuentra de 4.0 a 4.6 m de profundidad (Fig. II.4), el cual provocó una disminución en la presión del agua e incremento la presión efectiva (Fig. II.5).

$$\sigma'_{oz} = \sigma_{oz} + \lambda\gamma_w \quad (2.5)$$

$$\lambda\gamma_w = U_{oz} - U_{iz} \quad (2.5a)$$

Se realizó la excavación hasta el nivel de desplante  $D_f$ , lo cual ocasionó un decremento en la presión efectiva (Fig. II.5).

$$\bar{\sigma}_{oz} = \sigma'_{oz} - lP_{od} \quad (2.6)$$

El alivio de esfuerzos efectivos es la diferencia que existe entre la presión efectiva final (debido al bombeo y excavación) y la presión efectiva inicial; esta diferencia se representa por el área acciurada de la figura II.5; esto es:

$$\Delta\sigma_{exc} = \sigma_{oz} - \bar{\sigma}_{oz} \quad (2.7)$$

Designando como:

- $\sigma_{oz}$  : Esfuerzo efectivo a la profundidad z
- $\sigma'_{oz}$  : Esfuerzo efectivo a la profundidad z, una vez abatido el nivel piezométrico
- $\lambda\gamma_w$  : Presión hidráulica inducida por el abatimiento del nivel piezométrico
- $l_z$  : Coeficiente de influencia a la profundidad z
- $\bar{\sigma}_{oz}$  : Esfuerzo efectivo a la profundidad z, después de la excavación

De lo anterior, las deformaciones por expansión se calculan con la siguiente expresión (Ref. 4)

$$\Delta\delta_e = (\Delta\sigma_{exc} \cdot \alpha_e) \quad (2.8)$$

$\alpha_e$ : Se le conoce como deformación volumétrica por expansión, se origina cuando se lleva a cabo un alivio de esfuerzos; su valor esta dado por:

$$(\alpha_e)_N = (\rho_e \cdot M_e \cdot d)_N \quad (2.9)$$

donde:

- $\rho_e$ : Representa el factor de expansión que es función del alivio de esfuerzos
- $M_e$ : Es el módulo correspondiente a la respuesta elástica total del suelo
- $d$ : Espesor del estrato N

La expresión que determina el factor de expansión está dado por:

$$\rho_e = \left( \frac{\Delta\sigma_{exc}}{\sigma_{or}} \right)^{c-1} \quad (2.10)$$

su valor varía entre  $0 < \rho_e < 1.0$

El valor de  $c$  puede obtenerse de una prueba de compresión simple, haciendo un alivio de esfuerzos aproximadamente a la cuarta parte de su resistencia, obteniendo varias parejas de valores deformación unitaria-esfuerzo de alivio ( $\varepsilon - \sigma_r$ ), los cuales se grafican en escala logarítmica resultando una línea recta, cuya pendiente es el valor de  $c$  (Ref. 4). Para arcilla de alta compresibilidad como en el caso de la Cd. de México  $c$  vale aproximadamente 1.5.

El valor del módulo  $M_e$ , corresponde a la respuesta elástica máxima, se obtiene a partir de pruebas de compresión simple en un ciclo de carga y descarga (Ref. 4).

Analizando el cálculo de deformaciones por expansión para el estrato No. 5b, haciendo hincapié de las ecuaciones 2.3 a 2.10 antes vistas.

Estrato No. 5b

de 7.20 a 9.20 m de profundidad

profundidad media 8.2 m

$$d = 200 \text{ cm}$$

de la figura 1.3, a 8.2 m tenemos:

$$\sigma_{oz} = 0.55 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

en la gráfica de la figura 11.4; a la misma profundidad se presenta

$$U_{oz} = 0.73 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$U_{iz} = 0.69 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$\lambda\gamma_w = 0.73 - 0.69 = 0.04 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

de la ec. (2.5)

$$\sigma'_{oz} = 0.55 + 0.04 = 0.59 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Para  $z = 5.85 \text{ m}$ , de la ec. (2.3)

$$I_z = 0.9109$$

sabiendo que  $P_{od} = 0.41 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ , al excavar hasta la profundidad de desplante, el nuevo esfuerzo efectivo es:

$$\bar{\sigma}_{oz} = 0.59 - 0.41(0.9109) = 0.23 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

de la ec. (2.7)

$$\Delta\sigma_{oc} = 0.55 - 0.23 = 0.32 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Del perfil estratigráfico (Fig. 1.3), se tienen los valores del módulo de respuesta elástica  $M_s$ .

Para éste estrato  $M_s = 0.057 \text{ cm}^2 / \text{Kg}$

de la ec. (2.10)

$$\rho_e = \left( \frac{0.32}{0.55} \right)^{1.5-1.0} = 0.7628$$

la deformación volumétrica por expansión es: ec. (2.9)

$$\alpha_e = 200(0.057)(0.7628) = 8.6959 \text{ cm}^3 / \text{Kg}$$

Finalmente, la expansión que se presenta en el estrato es: ec. (2.8)

$$\delta_e = 0.32(8.6959) = 2.78 \text{ cm}$$

En la tabla 2.3 se presentan a los estratos analizados con sus respectivos parámetros.

Como puede verse, los estratos 4, 6, 7b y 11, para fines de cálculo de expansión se desprecian, ya que éstos carecen de rebote elástico y su deformación es mínima comparada con los estratos de arcilla.

### **b.1 Deformaciones debido al Asentamiento**

Para el análisis de los asentamientos por recompresión y por compresión del suelo, se hará uso de la teoría de Zeevaert, la cual toma en cuenta el efecto combinado de consolidación primaria y consolidación secundaria.

Durante el proceso de consolidación ocurre dos fenómenos simultáneamente, el retardamiento hidrodinámico provocado por la expulsión del agua contenida en los poros del material y la deformación viscosa intergranular producida por el movimiento relativo entre sus granos.

La teoría de consolidación descubierta por Terzaghi, explica exclusivamente el comportamiento hidrodinámico. Mientras que la teoría de viscosidad intergranular descubierta por Zeevaert explica el incremento en la deformación cuando el efecto hidrodinámico se ha disipado (Ref. 3).

#### **b.1.1 Hundimiento por Recompresión**

Los hundimientos por recompresión, los cuales ocurren a largo plazo, se deben a la recarga del suelo, originándose una recuperación de las expansiones ocurridas durante la excavación del cajón de cimentación. Estos hundimientos se calculan utilizando la siguiente expresión:

$$\Delta\delta_{rc} = \Delta\sigma_{exc} \cdot \alpha_{rc} \quad (2.11)$$

La compresibilidad volumétrica debida a la recompresión  $\alpha_{rc}$ , puede ser calculada tomando en cuenta dos condiciones de carga.

Cuando se aplica la carga de manera inmediata.

Cuando la carga se aplica en forma lineal.

### b.1.1.1 Aplicación de la Carga de manera Inmediata

Esta aplicación de la carga inmediata es teórica ya que en la práctica nunca sucede; la expresión que se utiliza para calcular la compresibilidad volumétrica es:

$$\alpha_{rc} = m_v \cdot \rho_{rc} \cdot d \{ F(T_v) + Z(T_v, \beta, \xi) \} \quad (2.12)$$

donde:

- $m_v$ : Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la compresión primaria
- $\rho_{rc}$ : Factor de recompresión
- $d$ : Espesor del estrato
- $\Delta\sigma_{exc}$ : Alivio total de esfuerzos efectivos
- $F(T_v)$ : Función de Terzaghi
- $\beta$ : Factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular
- $\xi$ : Factor adimensional que modifica el valor de  $T_v$
- $T_v$ : Factor tiempo de la teoría de consolidación de Terzaghi

El valor del factor de recompresión varía entre  $0 < \rho_{rc} < 1.0$  y es válido únicamente para el caso en que el suelo sufra una recompresión debido a un alivio de carga, de lo contrario cuando no hay recompresión  $\rho_{rc} = 1.0$

$$\rho_{rc} = \left( \frac{\Delta\sigma_{exc}}{\sigma_{or}} \right)^c \quad (2.13)$$

Los términos de esta expresión ya fueron explicados en el análisis por expansión.

La función de Terzaghi está dada por la siguiente expresión:

$$F(T_v) = \left\{ 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} \cdot e^{-\frac{(2m+1)^2}{4} \pi^2 T_v} \right\} \quad (2.14a)$$

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} t \quad (2.14b)$$

donde:

- t : Representa el tiempo expresado en segundos  
H: Depende del espesor del estrato, si drena por uno o por los dos lados, esto es:  
d=2H si drena por los dos lados  
d=H si drena por un sólo lado

Mientras que la función de Zeevaert está dada por:

$$Z(T_v, \beta, \xi) = \{\beta \log(1 + \xi \cdot T_v)\} \quad (2.15)$$

Para cada una de las pruebas de consolidación se determinan:  $m_v$ ,  $c_v$ ,  $\beta$  y  $\xi$ , obtenidos a partir del esfuerzo promedio  $\bar{\sigma}_{oz} + 0.5\Delta\sigma_{acc}$

Analizando el estrato 5b y considerando los hundimientos a un tiempo:

$$t = 1 \text{ año} = 31536000 \text{ seg}$$

la condición de drenado para este estrato (tabla 2.2) es H=d

de la tabla 2.3

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{acc} &= 0.32 \text{ Kg / cm}^2 \\ \sigma_{oz} &= 0.55 \text{ Kg / cm}^2 \\ \bar{\sigma}_{oz} &= 0.22 \text{ Kg / cm}^2 \\ \sigma_{prom} &= 0.22 + 0.5(0.32) = 0.38 \text{ Kg / cm}^2 \end{aligned}$$

Con el  $\sigma_{prom}$  se leen en las gráficas de la figura 1.5 (resultados de pruebas de consolidación, capítulo I) y se obtienen los siguientes parámetros:

$$\begin{aligned} m_v &= 0.055 \text{ cm}^2 / \text{Kg} \\ \beta &= 0.30 \\ c_v &= 0.0023 \text{ cm}^2 / \text{seg} \\ \xi &= 2.5 \end{aligned}$$

de las ecuaciones (2.14b), (2.14a) y (2.15) tenemos:

$$T_v = \frac{0.0023}{(200)^2} (31536000) = 1.823$$

$$F(T_v) = 0.9909$$

$$Z(T_v, \beta, \xi) = 0.3 \log(1 + 2.5(1.823)) = 0.2235$$

El factor de recompresión se obtiene de la ec. (2.13)

$$\rho_{rc} = \left( \frac{0.32}{0.55} \right)^{15} = 0.4438$$

de la ec. (2.12) obtenemos la compresibilidad volumétrica

$$\alpha_{rc} = 0.055(0.4438)(200)\{0.9909 + 0.2235\} = 5.8285 \text{ cm}^3 / \text{Kg}$$

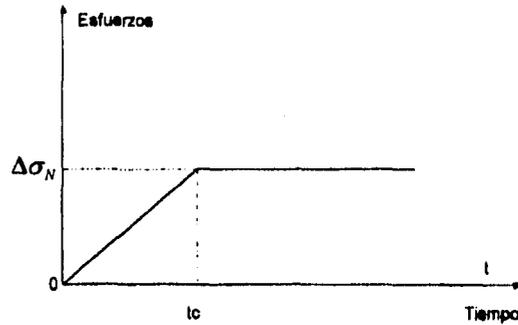
de la ec. (2.11), el hundimiento por recompresión es:

$$\delta_{rc} = 5.8285(0.32) = 1.85 \text{ cm}$$

Para un tiempo  $t = 30$  años se lleva a cabo el mismo procedimiento. En la tabla 2.4 y 2.5 se tienen los cálculos de todos los estratos, para  $t = 1$  año y  $t = 30$  años respectivamente.

### b.1.1.2 Aplicación de la Carga en forma Lineal

En la figura II.6 se presenta un esquema donde el tiempo es un factor primordial para calcular los asentamientos cuando se considera carga lineal.



$t_c$ : tiempo de construcción

Figura II.6 Aplicación lineal de la carga

En este caso las expresiones que se utilizan para calcular la compresibilidad volumétrica son: (Ref. 5)

Para  $0 < t \leq t_c$

$$\alpha_{rc} = m_v \cdot \rho_{rc} \cdot d \cdot \frac{T_v}{T_{vc}} \{ \Phi(T_v) + Z(T_v, \beta, \xi) \} \quad (2.16)$$

donde las funciones de Terzaghi y Zeevaert son las siguientes:

$$\Phi(T_v) = \left\{ 1 - \frac{1}{T_v} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{32}{(2m+1)^4 \pi^3} \cdot e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2 T_v}{4}} \right\} \quad (2.17)$$

$$Z(T_v, \beta, \xi) = \left\{ 0.43\beta \cdot \left( 1 - \frac{\log(1 + \xi \cdot T_v)}{\xi \cdot T_v} \right) \right\} \quad (2.18)$$

Para  $t \geq t_c$

$$\alpha_{rc} = m_v \cdot \rho_{rc} \cdot d \left\{ F(T_v - T_{01}) + \beta \cdot \log(10^{4\alpha} + \xi(T_v - T_{vc})) \right\} \quad (2.19)$$

$$A_{vc} = 0.43 - \frac{\log(1 + \xi \cdot T_w)}{\xi \cdot T_w} \quad (2.20)$$

$$F(T_w - T_{01}) = \emptyset(T_w) \quad (2.21)$$

$t_c$ : corresponde al tiempo de construcción, por lo que el factor tiempo queda:

$$T_w = \frac{C_v}{H^2} t_c \quad (2.22)$$

Los demás términos son los mismos vistos anteriormente.

Cuando se calculan las deformaciones considerando carga lineal se tiene que fijar un tiempo de construcción, para este proyecto se consideró  $t_c = 1$  año.

Si el tiempo a analizar es igual al tiempo de construcción, es decir, si  $t = t_c$ , se puede utilizar cualquiera de las ecuaciones 2.16 ó 2.19

Analizando el estrato 5b y considerando  $t = 1$  año, de la tabla 2.2 se tiene que la condición de drenado es  $H = d$

de la tabla 2.3 tenemos:

$$\begin{aligned} d &= 200 \text{ cm} \\ \Delta\sigma_{exc} &= 0.32 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{oz} &= 0.55 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_{oz} &= 0.22 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{prom} &= 0.22 + 0.5(0.32) = 0.38 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Con el  $\sigma_{prom}$  de la gráfica de la figura 1.5 (capítulo I), se obtienen los siguientes parámetros:

$$\begin{aligned} m_v &= 0.055 \text{ cm}^2 / \text{Kg} \\ \beta &= 0.30 \\ c_v &= 0.0023 \text{ cm}^2 / \text{seg} \\ \xi &= 2.5 \end{aligned}$$

como  $t = t_c$ , de la ec. (2.22) y (2.17) tenemos:

$$T = T_{vc} = 1.823$$
$$\Phi(T_{vc}) = 0.8172$$

de la ec. (2.13)

$$\rho_{rc} = \left( \frac{0.32}{0.55} \right)^{1.5} = 0.4438$$

de la ec. (2.18)

$$Z(T_v, \beta, \xi) = 0.43(0.3) \left\{ 1 - \frac{\log(1+2.5)(1.823)}{2.5(1.823)} \right\} = 0.1009$$

utilizando la ec. (2.16)

$$\alpha_{rc} = 0.055(0.4438)(200)\{0.8172 + 0.1009\} = 4.482 \text{ cm}^3 / \text{Kg}$$

Finalmente la deformación es:

$$\delta_{rc} = 4.482(0.32) = 1.43 \text{ cm}$$

En la tabla 2.6 se presentan los cálculos para los demás estratos.

Analizando para  $t = 30$  años, los datos anteriores de la tabla 2.3 y los de la figura 1.5, son los mismos para este análisis.

Sabiendo que  $t_c = 1$  año, de la ec. (2.22) y (2.14b), tenemos que:

$$t_c = 31536000 \text{ seg} \quad \Rightarrow \quad T_{vc} = 1.823$$
$$t = 946080000 \text{ seg} \quad \Rightarrow \quad T_v = 54.69$$

de la ec. (2.14a) se obtiene:

$$F(T_{vc}) = 0.9909$$
$$F(T_v) = 1.0$$

de la función de Terzaghi, ec. (2.17) se tiene:

$$\Phi(T_w) = 0.8172$$

de la ec. (2.20) obtenemos:

$$A_w = 0.2666$$

de la ec. (2.21) se tiene:

$$F(T_w - T_{01}) = 0.8172$$

de la gráfica de la figura 11.7, para 0.8172 tenemos:

$$T_w - T_{01} = 0.60$$

$$\therefore T_{01} = T_w - 0.60 = 1.823 - 0.60 = 1.223$$

$$F(T_w - T_{01}) = F(54.69 - 1.223) = F(53.467)$$

de la ec. (2.14a) tenemos:

$$F(53.467) = 1.0$$

el factor de recomposición es el mismo que se cálculo para un año, esto es:

$$\rho_{rc} = 0.4438$$

la compresibilidad volumétrica vale; ec. (2.19)

$$\alpha_{rc} = 0.055(0.4438)(200)\{1.0 + 0.3\log(10^{0.2666} + 2.5(54.69 - 1.823))\} = 7.9971 \text{ cm}^3 / \text{Kg}$$

por último la deformación es:

$$\delta_{rc} = 7.9971(0.32) = 2.56 \text{ cm}$$

En la tabla 2.7 se reportan los demás cálculos de los estratos restantes.

### b.1.2 Asentamientos por Compresión

Los hundimientos por compresión se deben al incremento neto de presión debido a la estructura y cimentación, los cuales se presentan a largo plazo. Las leyes fenomenológicas que estudian este comportamiento son las mismas que se vieron para la recompresión, en este caso el factor de recompresión  $\rho_{rc} = 1.0$

Para leer los parámetros en las pruebas de consolidación será a partir del esfuerzo promedio, en este caso es:

$$\begin{aligned}\sigma_{prom} &= \sigma_{\alpha} + 0.5\Delta\sigma_N \\ \Delta\sigma_N &= I_x \cdot \Delta\sigma_d\end{aligned}$$

El asentamiento debido al incremento neto de carga se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta\delta_c = \alpha_c \cdot \Delta\sigma_N \quad (2.23)$$

La compresibilidad volumétrica debida a la compresión neta  $\alpha_c$ , se puede calcular bajo las dos condiciones de carga ya citadas anteriormente; esto es:

Si la carga se aplica de manera inmediata

$$\alpha_c = m_v \cdot d \{ F(T_v) + \beta \cdot \log(1 + \xi \cdot T_v) \} \quad (2.24)$$

Si la carga se aplica en forma lineal

para  $0 < t < t_c$

$$\alpha_c = m_v \cdot d \cdot \frac{T_v}{T_w} \left\{ \mathcal{O}(T_v) + 0.43 \cdot \beta \left( 1 - \frac{\log(1 + \xi \cdot T_v)}{\xi \cdot T_v} \right) \right\} \quad (2.25)$$

para  $t > t_c$

$$\alpha_c = m_v \cdot d \{ F(T_v - T_{01}) + \beta \cdot \log(10^{4k} + \xi(T_v - T_w)) \} \quad (2.26)$$

Todos los factores y parámetros de los que dependen estas expresiones son los mismos que se vieron anteriormente.

Analizando el caso de carga inmediata, para  $t=1$  año, estrato 5b la condición de drenado se presenta en la tabla 2.2, donde  $H=d$  de la tabla 2.3, tenemos:

$$\begin{aligned}d &= 200 \text{ cm} \\ \sigma_{oz} &= 0.55 \text{ Kg/cm}^2 \\ I_r &= 0.9109\end{aligned}$$

sabiendo que:

$$\Delta\sigma_{od} = 0.22 \text{ Kg/cm}^2$$

entonces, tenemos:

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_N &= 0.22(0.9109) = 0.2 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{prom} &= 0.55 + 0.5(0.2) = 0.66 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

Con el  $\sigma_{prom}$  se leen de la figura 1.5 los siguientes parámetros:

$$\begin{aligned}m_v &= 0.046 \text{ cm}^2 / \text{Kg} \\ \beta &= 0.312 \\ c_v &= 0.001 \text{ cm}^2 / \text{seg} \\ \xi &= 0.65\end{aligned}$$

de la ec. (2.14b) y (2.14a), tenemos:

$$\begin{aligned}T_v &= 0.7925 \\ F(T_v) &= 0.885\end{aligned}$$

sustituyendo en la ec. (2.24) tenemos que la compresibilidad volumétrica es:

$$\alpha_c = 0.046(200)\{0.0885 + 0.312 \log(1 + 0.65(0.7925))\} = 8.66 \text{ cm}^3 / \text{Kg}$$

de la ec. (2.23) tenemos finalmente:

$$\Delta\delta_c = 8.66(0.20) = 1.73 \text{ cm}$$

El cálculo de los demás estratos se pueden ver en la tabla 2.8; de igual forma para  $t=30$  años se presentan en la tabla 2.9

Considerando la aplicación de la Carga en forma Lineal

El tiempo de construcción a considerar es de un año, esto es,  $t_c = 1$  año  
El análisis de los hundimientos se hará en el estrato 5b para 1 y 30 años

Para  $t = 1$  año

de la ec. (2.14b) y (2.14a)

$$T_{vc} = 0.7925$$
$$F(T_v) = 0.885$$

de la ec. (2.17)

$$\phi(T_v) = 0.5794$$

como  $t = t_c$  entonces  $T_v = T_{vc}$   
la compresibilidad volumétrica es; ec. (2.25)

$$\alpha_c = 0.046(200)(1) \left\{ 0.5794 + 0.43(0.312) \left( 1 - \frac{\log(1 + 0.65(0.7925))}{0.65(0.7925)} \right) \right\} = 6.1324 \text{ cm}^3 / \text{Kg}$$

tenemos que el hundimiento es:

$$\delta_c = 6.1324(0.20) = 1.23 \text{ cm}$$

en la tabla 2.10 se presenta el cálculo para los estratos restantes.

Para  $t = 30$  años

de la ec. (2.22) y (2.14b), tenemos respectivamente que:

$$T_{vc} = 0.7925$$
$$T_v = 23.775$$

de la función de Terzaghi, ec. (2.14a)

$$F(T_{vc}) = 0.885$$
$$F(T_v) = 1.0$$

de la ec. (2.17) y (2.20) tenemos que:

$$\emptyset(T_{vc}) = 0.5794$$

$$A_{vc} = 0.0797$$

de la ec. (2.21)

$$F(T_{vc} - T_{o1}) = 0.5794$$

de la figura II.7 tenemos:

$$\text{para } 0.5794 \Rightarrow T_{vc} - T_{o1} = 0.28$$

$$\therefore T_{o1} = T_{vc} - 0.28 = 0.7925 - 0.28 = 0.5125$$

$$F(T_v - T_{o1}) = F(23.775 - 0.5125) = F(23.2625)$$

de la ec. (2.14a) tenemos:

$$F(23.2625) = 1.0$$

sustituyendo valores en la ec. (2.26)

$$\alpha_c = 0.046(200) \left\{ 1.0 + 0.312 \log(10^{0.0797} + 0.65(23.775 - 0.7925)) \right\} = 12.6672 \text{ cm}^3 / \text{Kg}$$

por último, el hundimiento por compresión neta es:

$$\delta_c = 12.6672(0.20) = 2.53 \text{ cm}$$

La tabla 2.11 contiene a los demás estratos analizados.

Como podrá verse, de igual forma que para la deformación por expansión los estratos 4, 6, 7b y 11 se desprecian para calcular las deformaciones debidas a los asentamientos.

En la figura II.8, se observa gráficamente el hundimiento total (debido a compresión y recompresión) a través del tiempo.

### II.3.2.2 Asentamiento Neto

En resumen, las deformaciones debidas a los diferentes movimientos son:

Deformación	1 año	30 años
Expansión	8.69	8.69
* Recompresión	5.47	7.83
* Compresión	8.08	12.11
Asentamiento neto	4.86	11.25

\* carga inmediata

Deformación	1 año	30 años
Expansión	8.69	8.69
* Recompresión	4.30	7.59
* Compresión	5.94	12.08
Asentamiento neto	1.55	10.68

\* carga lineal

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones en el DDF presenta los siguientes límites máximos para las deformaciones en la cimentación, éstos son:

Asentamientos	$\delta$
	cm
Construcciones aisladas	30
Construcciones colindantes	15
Emersión	30

Tomando en cuenta los asentamientos más críticos con carga inmediata y las deformaciones máximas que marcan las normas para construcciones colindantes; se concluye que la revisión por condiciones límite de servicio es aceptable.

Finalmente, la profundidad de desplante que se propuso a 2.5 m, cumple con los requisitos de seguridad de la cimentación, esto es, un factor de seguridad razonable contra una falla por resistencia al corte del suelo y los asentamientos de la cimentación no producen daños a la estructura, ni afectarán su buen funcionamiento.

Tabla No. 2.3 Cálculo de las deformaciones por expansión

Estrato	De - A	d	Prof. Med	$\sigma_{\alpha}$	$U_{\alpha}$	$U_{\alpha}$	$\lambda \gamma_w$	$\sigma'_{\alpha}$	z	$I_z$	$I_z P_{od}$	$\bar{\sigma}_{\alpha}$	$\Delta \sigma_{\alpha}$	$M_z$	$\rho_s$	$\Delta \delta_s$
No.	m	cm	m	Kg/cm <sup>2</sup>	m	—	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /Kg	—	cm				
1	0.00 - 2.50	250	1.25	0.175	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	2.50 - 4.70	220	3.60	0.36	0.27	0.11	0.16	0.51	1.10	0.9891	0.41	0.10	0.25	—	—	—
3	4.70 - 5.00	30	4.85	0.45	0.40	0.25	0.15	0.60	2.36	0.9913	0.41	0.19	0.26	0.0570	0.7901	0.34
4	5.00 - 5.60	60	5.30	0.47	0.44	0.31	0.13	0.60	2.80	0.9956	0.40	0.20	0.27	—	—	—
5a	5.60 - 7.20	160	6.40	0.51	0.55	0.46	0.09	0.60	3.90	0.9951	0.40	0.20	0.31	0.0570	0.7796	2.20
5b	7.20 - 9.20	200	8.20	0.55	0.73	0.69	0.04	0.59	5.70	0.9109	0.37	0.22	0.32	0.057	0.7628	2.78
6	9.20 - 9.50	30	9.35	0.57	0.85	0.85	0.00	0.59	6.05	0.8883	0.36	0.25	0.33	—	—	—
7a	9.50 - 12.20	270	10.85	0.60	1.00	1.00	0.00	0.60	6.35	0.6018	0.33	0.27	0.33	0.0170	0.7416	1.12
7b	12.20 - 12.80	60	12.50	0.65	1.16	1.16	0.00	0.65	10.00	0.7282	0.30	0.36	0.30	—	—	—
7c	12.80 - 15.70	290	14.25	0.70	1.34	1.34	0.00	0.70	11.75	0.6524	0.27	0.43	0.27	0.0175	0.6112	0.85
8	15.70 - 17.50	180	16.60	0.75	1.57	1.57	0.00	0.75	14.10	0.5594	0.23	0.52	0.23	0.0130	0.5538	0.30
9	17.50 - 19.70	220	18.60	0.82	1.77	1.77	0.00	0.82	16.10	0.4901	0.20	0.62	0.20	0.0127	0.4939	0.28
10	19.70 - 23.00	330	21.35	0.93	2.05	2.05	0.00	0.93	18.65	0.4096	0.17	0.78	0.17	0.0100	0.4275	0.36
11	23.00 - 24.00	100	23.50	1.00	2.26	2.26	0.00	1.0	21.00	0.3674	0.15	0.85	0.15	—	—	—
12	24.00 - 26.60	260	25.30	1.10	2.44	2.44	0.00	1.10	22.60	0.3199	0.13	0.97	0.13	0.0164	0.3438	0.19
13	26.60 - 32.00	540	29.30	1.23	2.84	2.84	0.00	1.23	26.60	0.2532	0.10	1.13	0.10	0.0164	0.2851	0.25

La expansión total es  $\delta_s = 8.69 \text{ cm}$

$$\Delta \delta_s = \rho_s \cdot M_z \cdot d \cdot \Delta \sigma_{\alpha}$$

Tabla No. 2.4 Cálculo de las deformaciones por recarga, para t=1 año (carga inmediata)

Estrato	De - A	d	$\sigma_{oc}$	$\bar{\sigma}_{oc}$	$\Delta\sigma_{exc}$	$\sigma_{prom}$	Muestra	$m_v$	$\beta$	$c_v$	$\xi$	$T_v$	$F(T_v)$	$\rho_{rc}$	$\alpha_{rc}$	$\Delta\delta_{rc}$
No.	m	cm	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	No.	cm <sup>2</sup> /Kg	—	cm <sup>2</sup> /s	—	—	—	—	cm <sup>3</sup> /Kg	cm
1	0.00 - 2.50	250	0.175	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	2.50 - 4.70	220	0.35	0.10	0.25	0.23	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	4.70 - 5.00	30	0.45	0.19	0.26	0.32	7	0.037	0.27	0.017	0.4	2395.11	1.0	0.4302	0.88	0.23
4	5.00 - 5.80	80	0.47	0.20	0.27	0.34	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5a	5.80 - 7.20	160	0.51	0.20	0.31	0.36	10	0.058	0.28	0.0019	2.7	2.353	0.9976	0.4739	5.4541	1.69
5b	7.20 - 9.20	200	0.55	0.22	0.32	0.38	10	0.055	0.30	0.0023	2.5	1.823	0.9909	0.4438	5.7875	1.85
6	9.20 - 9.50	30	0.57	0.24	0.33	0.41	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7a	9.50 - 12.20	270	0.6	0.27	0.33	0.44	16	0.024	0.40	0.0019	0.73	3.305	0.9998	0.4079	2.8943	0.96
7b	12.20 - 12.80	80	0.65	0.35	0.30	0.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7c	12.80 - 15.70	290	0.70	0.43	0.27	0.57	16	0.019	0.44	0.0019	0.62	0.716	0.9815	0.2396	1.2300	0.33
8	15.70 - 17.50	180	0.75	0.52	0.23	0.64	25	0.02	0.29	0.0012	7	1.174	0.9550	0.1698	0.7407	0.17
9	17.50 - 19.70	220	0.82	0.62	0.20	0.72	25	0.02	0.285	0.0017	5	1.113	0.9479	0.1205	0.6173	0.13
10	19.70 - 23.00	330	0.93	0.76	0.17	0.85	33	0.02	0.48	0.0018	0.65	0.524	0.7775	0.0782	0.4328	0.07
11	23.00 - 24.00	100	1.0	0.85	0.15	0.93	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	24.00 - 26.80	280	1.10	0.97	0.13	1.04	33	0.02	0.41	0.0033	1.1	1.547	0.9822	0.0406	0.2446	0.03
13	26.80 - 32.00	540	1.23	1.13	0.10	1.18	33	0.018	0.55	0.0041	0.65	0.446	0.7303	0.0232	0.1784	0.02

La recompresión total es  $\delta_{rc} = 5.47$  cm

$$\sigma_{prom} = \bar{\sigma}_{oc} + 0.5\Delta\sigma_{exc}$$

$$\alpha_{rc} = d \cdot m_v \cdot \rho_{rc} \{ F(T_v) + Z(T_v, \beta, \xi) \}$$

$$\Delta\delta_{rc} = \Delta\sigma_{exc} \cdot \alpha_{rc}$$

**TESIS SIN PAGINACION**

**COMPLETA LA INFORMACION**

Tabla No. 2.5 Cálculo de las deformaciones por recarga, para t=30 años (carga inmediata)

Estrato	De - A	d	$\sigma_{oc}$	$\bar{\sigma}_{oc}$	$\Delta\sigma_{exc}$	$\sigma_{prom}$	Muestra	$m_v$	$\beta$	$c_v$	$\xi$	$T_v$	$F(T_v)$	$\rho_{rc}$	$\alpha_{rc}$	$\Delta\delta_{rc}$
No.	m	cm	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	No.	cm <sup>2</sup> /Kg	—	cm <sup>2</sup> /s	—	—	—	—	cm <sup>3</sup> /Kg	cm
1	0.00 - 2.50	250	0.175	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	2.50 - 4.70	220	0.35	0.10	0.25	0.23	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	4.70 - 5.00	30	0.45	0.19	0.26	0.32	7	0.037	0.27	0.017	0.4	71853.3	1.0	0.4382	1.0744	0.26
4	5.00 - 5.60	60	0.47	0.20	0.27	0.34	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5a	5.60 - 7.20	160	0.51	0.20	0.31	0.36	10	0.056	0.28	0.0019	2.7	70.59	1.0	0.4739	7.2084	2.23
5b	7.20 - 9.20	200	0.56	0.22	0.32	0.38	10	0.055	0.30	0.0023	2.5	54.89	1.0	0.4662	8.2384	2.64
6	9.20 - 9.50	30	0.57	0.24	0.33	0.41	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7a	9.50 - 12.20	270	0.60	0.27	0.33	0.44	16	0.024	0.40	0.0019	0.73	99.15	1.0	0.4079	4.6155	1.52
7b	12.20 - 12.80	60	0.65	0.35	0.30	0.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7c	12.80 - 15.70	280	0.70	0.43	0.27	0.57	16	0.019	0.44	0.0019	0.62	21.48	1.0	0.2386	1.9916	0.54
8	15.70 - 17.50	180	0.75	0.52	0.23	0.64	25	0.02	0.29	0.0012	7	35.22	1.0	0.1898	1.0356	0.24
9	17.50 - 19.70	220	0.82	0.62	0.20	0.72	25	0.02	0.285	0.0017	5	33.39	1.0	0.1205	0.8865	0.17
10	19.70 - 23.00	330	0.93	0.76	0.17	0.85	33	0.02	0.48	0.0018	0.65	15.72	1.0	0.0782	0.7762	0.13
11	23.00 - 24.00	100	1.0	0.85	0.15	0.93	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	24.00 - 26.60	280	1.10	0.97	0.13	1.04	33	0.02	0.41	0.0033	1.1	46.41	1.0	0.0406	0.3597	0.05
13	26.60 - 32.00	540	1.23	1.13	0.10	1.16	33	0.018	0.55	0.0041	0.65	13.38	1.0	0.0232	0.3479	0.03

La recompresión total es  $\delta_{rc} = 7.83 \text{ cm}$

$$\sigma_{prom} = \bar{\sigma}_{oc} + 0.5\Delta\sigma_{exc}$$

$$\alpha_{rc} = d \cdot m_v \cdot \rho_{rc} \{F(T_v) + Z(T_v, \beta, \xi)\}$$

$$\Delta\delta_{rc} = \Delta\sigma_{exc} \cdot \alpha_{rc}$$

Tabla No. 2.6 Cálculo de las deformaciones por recompresión, para t=1 año (carga lineal,  $t_c=1$  año,  $t \leq t_c$ )

Estrato	De - A	d	$\sigma_{ax}$	$\bar{\sigma}_{ax}$	$\Delta\sigma_{exc}$	$\sigma_{prom}$	Muestra	$m_v$	$\beta$	$c_v$	$\xi$	$T_v$	$\phi(T_v)$	$\rho_{rc}$	$\alpha_{rc}$	$\Delta\delta_{rc}$
No.	m	cm	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	No.	cm <sup>2</sup> /Kg	—	cm <sup>2</sup> /s	—	—	—	—	cm <sup>2</sup> /Kg	cm
1	0.00 - 2.50	250	0.175	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	2.50 - 4.70	220	0.35	0.10	0.25	0.23	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	4.70 - 5.00	30	0.45	0.19	0.26	0.32	7	0.037	0.27	0.017	0.4	2305.11	0.9869	0.4392	0.5385	0.14
4	5.00 - 5.80	80	0.47	0.20	0.27	0.34	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5a	5.80 - 7.20	180	0.51	0.20	0.31	0.36	10	0.058	0.28	0.0019	2.7	2.353	0.8584	0.4730	4.2258	1.31
5b	7.20 - 9.20	200	0.55	0.22	0.32	0.38	10	0.055	0.30	0.0023	2.5	1.823	0.8172	0.4438	4.4888	1.43
6	9.20 - 9.50	30	0.57	0.25	0.33	0.41	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7a	9.50 - 12.20	270	0.60	0.27	0.33	0.44	16	0.024	0.40	0.0019	0.73	3.305	0.8892	0.4079	2.7273	0.90
7b	12.20 - 12.80	80	0.65	0.35	0.30	0.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7c	12.80 - 15.70	280	0.70	0.43	0.27	0.57	16	0.019	0.44	0.0019	0.62	0.716	0.5346	0.2386	0.6519	0.23
8	15.70 - 17.50	180	0.75	0.52	0.23	0.64	25	0.02	0.29	0.0012	7	1.174	0.7161	0.1888	0.5217	0.12
9	17.50 - 19.70	220	0.82	0.62	0.20	0.72	25	0.02	0.285	0.0017	5	1.113	0.7005	0.1205	0.45	0.09
10	19.70 - 23.00	330	0.93	0.76	0.17	0.85	33	0.02	0.48	0.0018	0.65	0.524	0.3849	0.0782	0.2353	0.04
11	23.00 - 24.00	100	1.0	0.85	0.15	0.93	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	24.00 - 26.80	280	1.10	0.97	0.13	1.04	33	0.02	0.41	0.0033	1.1	1.547	0.7845	0.0805	0.2308	0.03
13	26.80 - 32.00	540	1.23	1.13	0.10	1.18	33	0.018	0.55	0.0041	0.65	0.446	0.2549	0.0232	0.10	0.01

La recompresión total es  $\delta_{rc} = 4.30$  cm

$$\sigma_{prom} = \bar{\sigma}_{ax} + 0.5\Delta\sigma_{exc}$$

$$\alpha_{rc} = d \cdot m_v \cdot \rho_{rc} \cdot \frac{T_v}{T_{vc}} \left[ \phi(T_v) + 0.43 \cdot \beta \left( 1 - \frac{\log(1 + \xi \cdot T_v)}{\xi \cdot T_v} \right) \right]$$

$$\Delta\delta_{rc} = \Delta\sigma_{exc} \cdot \alpha_{rc}$$

Tabla No. 2.7 Cálculo de los hundimientos por recarga, para t=30 años (carga lineal,  $t_c = 1$  año)

Estrato	d	$\bar{\sigma}_{cc}$	$\Delta\sigma_{ecc}$	$\sigma_{prom}$	Muestra	$m_v$	$\beta$	$c_v$	$\xi$	$T_{uc}$	$T_v$	$F(T_{uc})$	$F(T_v)$	$A_{uc}$	$\phi(T_{uc})$	$T_v - T_{01}$	$\rho_{rc}$	$\alpha_{rc}$	$\Delta\delta_{rc}$	
No.	cm	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	No.	cm <sup>2</sup> /Kg	—	cm <sup>2</sup> /Kg	—	—	—	—	—	—	—	—	—	cm <sup>2</sup> /Kg	cm	
1	250	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
2	220	0.10	0.25	0.23	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
3	30	0.19	0.26	0.32	7	0.037	0.27	0.017	0.4	2395	71853	1.0	1.0	0.4289	0.9899	30	1.0	0.4362	1.12	0.29
4	80	0.20	0.27	0.34	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
5a	180	0.20	0.31	0.36	10	0.058	0.28	0.0019	2.7	2.363	70.99	0.9976	1.0	0.2936	0.8584	0.70	1.0	0.4739	7.19	2.23
5b	200	0.22	0.32	0.38	10	0.055	0.30	0.023	2.5	1.823	54.89	0.9899	—	0.2886	0.8172	0.80	1.0	0.4438	8.0	2.56
6	30	0.25	0.33	0.41	—	—	—	—	—	—	—	—	1.0	—	—	—	—	—	—	
7a	270	0.27	0.33	0.44	16	0.024	0.40	0.0019	0.73	3.305	99.15	0.9998	1.0	0.2890	0.8992	0.84	1.0	0.4079	4.61	1.52
7b	80	0.35	0.30	0.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
7c	290	0.43	0.27	0.57	16	0.019	0.44	0.0019	0.62	0.716	21.48	0.8815	1.0	0.0708	0.5348	0.23	1.0	0.2386	2.0	0.54
8	180	0.52	0.23	0.64	25	0.02	0.29	0.0012	7	1.174	35.22	0.9550	1.0	0.3128	0.7161	0.42	1.0	0.1898	1.04	0.24
9	220	0.62	0.20	0.72	25	0.02	0.285	0.0017	5	1.113	33.39	0.9479	1.0	0.2831	0.7005	0.40	1.0	0.1205	0.85	0.17
10	330	0.76	0.17	0.85	33	0.02	0.48	0.0016	0.85	0.524	15.72	0.7775	1.0	0.0563	0.3849	0.11	1.0	0.0762	0.76	0.13
11	100	0.85	0.15	0.93	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
12	280	0.97	0.13	1.04	33	0.02	0.41	0.0033	1.1	1.547	46.41	0.8922	1.0	0.1763	0.7846	0.53	1.0	0.0406	0.38	0.05
13	540	1.13	0.10	1.18	33	0.018	0.55	0.0041	0.85	0.486	13.38	0.7303	1.0	0.0486	0.2549	0.05	1.0	0.0232	0.30	0.03

La recomposición total es  $\delta_{rc} = 7.59$  cm

$$\sigma_{prom} = \bar{\sigma}_{cc} + 0.5\Delta\sigma_{ecc}$$

$$\alpha_{rc} = m_v \cdot \rho_{rc} \cdot d \{ F(T_v - T_{01}) + \beta \cdot \log(10^4 + \xi(T_v - T_{uc})) \}$$

$$\Delta\delta_{rc} = \Delta\sigma_{ecc} \cdot \alpha_{rc}$$

$$= F(T_v - T_{01})$$

Tabla No. 2.8 Cálculo de los hundimientos por compresión, para t=1 año (carga inmediata)

Estrato	De - A	d	$\sigma_{oz}$	$I_z$	$I_z \Delta\sigma_d$	$\sigma_{prom}$	Muestra	$m_v$	$\beta$	$c_v$	$\xi$	$T_v$	$F(T_v)$	$\alpha_c$	$\Delta\delta_c$
No.	m	cm	Kg/cm <sup>2</sup>	—	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	No.	cm <sup>2</sup> /Kg	—	cm <sup>2</sup> /s	—	—	—	cm <sup>3</sup> /Kg	cm
1	0.00-2.50	250	0.175	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	2.50-4.70	220	0.35	0.9891	0.22	0.47	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	4.70-5.00	30	0.45	0.9913	0.22	0.56	7	0.016	0.38	0.004	1.5	563.56	1.0	1.109	0.24
4	5.00-5.80	80	0.47	0.9859	0.22	0.59	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5a	5.80-7.20	180	0.51	0.9851	0.22	0.62	10	0.045	0.31	0.001	0.7	1.238	0.962	7.531	1.66
5b	7.20-9.20	200	0.56	0.9109	0.20	0.66	10	0.046	0.312	0.001	0.65	0.7925	0.985	8.657	1.73
6	9.20-9.50	30	0.57	0.9863	0.19	0.67	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7a	9.50-12.20	270	0.60	0.8018	0.18	0.69	16	0.019	0.5	0.0017	0.6	2.957	0.999	6.264	1.13
7b	12.20-12.80	60	0.65	0.7282	0.16	0.73	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7c	12.80-15.70	290	0.70	0.8524	0.15	0.78	16	0.02	0.5	0.0018	0.62	0.678	0.848	5.359	0.80
8	15.70-17.50	180	0.75	0.5694	0.12	0.81	25	0.021	0.26	0.0023	2.9	2.250	0.997	4.631	0.56
9	17.50-19.70	220	0.82	0.4901	0.11	0.88	25	0.022	0.25	0.0035	1.7	2.282	0.997	5.958	0.62
10	19.70-23.00	330	0.93	0.4086	0.09	0.99	33	0.022	0.4	0.002	1.3	0.582	0.807	6.5703	0.59
11	23.00-24.00	100	1.0	0.3574	0.08	1.04	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	24.00-26.60	260	1.10	0.3199	0.07	1.14	33	0.019	0.5	0.0029	0.7	1.360	0.972	5.518	0.39
13	26.60-32.00	540	1.23	0.2532	0.06	1.26	33	0.015	0.65	0.0035	0.5	0.380	0.883	5.929	0.36

El hundimiento neto total es  $\delta_c = 8.08 \text{ cm}$

$$\Delta\sigma_N = I_z \cdot \Delta\sigma_d$$

$$\sigma_{prom} = \sigma_{oz} + 0.5 \Delta\sigma_N$$

$$\alpha_c = m_v \cdot d \{ F(T_v) + \beta \cdot \log(1 + \xi \cdot T_v) \}$$

$$\Delta\delta_c = \Delta\sigma_N \cdot \alpha_c$$

Tabla No. 2.9 Cálculo de los hundimientos por compresión, para t=30 años (carga inmediata)

Estrato	De - A	d	$\sigma_{ca}$	$I_z$	$\Delta\sigma_N$	$\sigma_{prom}$	Muestra	$m_v$	$\beta$	$c_v$	$\xi$	$T_v$	$F(T_v)$	$\alpha_c$	$\Delta\delta_c$
No.	m	cm	Kg/cm <sup>2</sup>	—	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	No.	cm <sup>2</sup> /Kg	—	cm <sup>2</sup> /s	—	—	—	cm <sup>2</sup> /Kg	cm
1	0.00 - 2.50	250	0.175	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	2.50 - 4.70	220	0.35	0.9801	0.22	0.46	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	4.70 - 5.00	30	0.45	0.9913	0.22	0.56	7	0.018	0.36	0.004	1.5	1.006	1.0	1.3884	0.31
4	5.00 - 5.60	60	0.47	0.9956	0.22	0.58	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5a	5.60 - 7.20	160	0.51	0.9951	0.22	0.62	10	0.046	0.310	0.001	0.7	37.14	1.0	10.3668	2.29
5b	7.20 - 9.20	200	0.55	0.9109	0.20	0.65	10	0.046	0.312	0.001	0.65	23.76	1.0	12.0008	2.54
6	9.20 - 9.50	30	0.57	0.9953	0.19	0.67	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7a	9.50 - 12.20	270	0.60	0.8018	0.18	0.69	16	0.019	0.5	0.0017	0.6	66.71	1.0	9.5777	1.72
7b	12.20 - 12.80	60	0.65	0.7262	0.16	0.73	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7c	12.80 - 15.70	280	0.70	0.6524	0.15	0.78	16	0.02	0.5	0.0018	0.62	20.34	1.0	9.086	1.36
8	15.70 - 17.50	180	0.75	0.5594	0.12	0.81	25	0.021	0.26	0.0023	2.9	67.50	1.0	6.0329	0.72
9	17.50 - 19.70	220	0.82	0.4801	0.11	0.88	25	0.022	0.25	0.0036	1.7	68.76	1.0	7.3471	0.81
10	19.70 - 23.00	330	0.93	0.4088	0.09	0.98	33	0.022	0.4	0.002	1.3	17.46	1.0	11.2457	1.01
11	23.00 - 24.00	100	1.0	0.3574	0.08	1.04	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	24.00 - 26.00	200	1.10	0.3199	0.07	1.14	33	0.019	0.5	0.0029	0.7	40.80	1.0	8.5709	0.61
13	26.00 - 32.00	540	1.23	0.2532	0.06	1.26	33	0.015	0.65	0.0035	0.5	11.40	1.0	12.4497	0.75

El hundimiento neto total es  $\delta_c = 12.11 \text{ cm}$

$$\Delta\sigma_N = I_z \cdot \Delta\sigma_d$$

$$\sigma_{prom} = \sigma_{ca} + 0.5 \Delta\sigma_N$$

$$\alpha_c = m_v \cdot d \{ F(T_v) + \beta \cdot \log(1 + \xi \cdot T_v) \}$$

$$\Delta\delta_c = \Delta\sigma_N \cdot \alpha_c$$

Tabla No. 2.10 Cálculo de las deformaciones por compresión, para  $t=1$  año (carga lineal,  $t_c=1$  año,  $t \leq t_c$ )

Estrato	De - A	d	$\sigma_{ax}$	$I_z$	$\Delta\sigma_N$	$\sigma_{prom}$	Muestra	$m_v$	$\beta$	$c_v$	$\xi$	$T_w$	$\phi(T_w)$	$\alpha_c$	$\Delta\delta_c$
No.	m	cm	Kg/cm <sup>2</sup>	—	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	No.	cm <sup>2</sup> /Kg	—	cm <sup>2</sup> /s	—	—	—	cm <sup>3</sup> /Kg	cm
1	0.00 - 2.50	250	0.175	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	2.50 - 4.70	220	0.35	0.9801	0.22	0.47	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	4.70 - 5.00	30	0.45	0.9913	0.22	0.58	7	0.018	0.38	0.004	1.5	563.56	0.9804	0.636	0.14
4	5.00 - 5.80	80	0.47	0.9889	0.22	0.59	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5a	5.80 - 7.20	140	0.51	0.9851	0.22	0.62	10	0.045	0.31	0.001	0.7	1.238	0.7308	5.889	1.3
5b	7.20 - 9.20	200	0.55	0.9108	0.20	0.66	10	0.045	0.312	0.001	0.65	0.7825	0.5784	6.15	1.23
6	9.20 - 9.50	30	0.57	0.8883	0.19	0.67	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7a	9.50 - 12.20	270	0.60	0.8018	0.18	0.69	16	0.019	0.5	0.0017	0.6	2.9457	0.8673	5.380	0.97
7b	12.20 - 12.80	60	0.65	0.7282	0.16	0.73	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7c	12.80 - 15.70	280	0.70	0.6524	0.15	0.78	16	0.02	0.5	0.0018	0.62	0.678	0.5086	3.733	0.56
8	15.70 - 17.50	180	0.75	0.5584	0.12	0.81	25	0.021	0.25	0.0023	2.9	2.25	0.8519	3.583	0.43
9	17.50 - 19.70	220	0.82	0.4901	0.11	0.88	25	0.022	0.25	0.0035	1.7	2.292	0.8546	4.545	0.50
10	19.70 - 23.00	330	0.93	0.4085	0.09	0.98	33	0.022	0.4	0.002	1.3	0.582	0.4278	4.0	0.35
11	23.00 - 24.00	100	1.0	0.3574	0.08	1.04	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	24.00 - 26.00	280	1.10	0.3199	0.07	1.14	33	0.019	0.5	0.0029	0.7	1.36	0.7540	4.429	0.31
13	26.00 - 32.00	540	1.23	0.2532	0.06	1.28	33	0.015	0.65	0.0035	0.5	0.38	0.1279	2.333	0.14

El hundimiento neto total es  $\delta_c = 5.94$  cm

$$\Delta\sigma_N = I_z \cdot \Delta\sigma_d$$

$$\sigma_{prom} = \sigma_{ax} + 0.5 \Delta\sigma_N$$

cuando  $t = t_c$  entonces  $T_v = T_w$

$$\alpha_c = d \cdot m_v \frac{T_w}{T_v} \left\{ \phi(T_w) + 0.43\beta \left( 1 - \frac{\log(1 + \xi \cdot T_v)}{\xi \cdot T_v} \right) \right\}$$

$$\Delta\delta_c = \Delta\sigma_N \cdot \alpha_c$$

Tabla No. 2.11 Cálculo de los hundimientos por compresión, para t= 30 años (carga lineal,  $t_c = 1$  año)

Estrato	d	$\sigma_{oz}$	$I_z$	$\Delta\sigma_N$	$\sigma_{prom}$	Muestra	$m_v$	$\beta$	$c_v$	$\xi$	$T_{vc}$	$T_v$	$F(T_{vc})$	$F(T_v)$	$A_{vc}$	$\phi(T_{vc})$	$T_{vc} - T_{01}$	**	$\alpha_c$	$\Delta\delta_c$
No.	cm	Kg/cm <sup>2</sup>	—	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	No.	cm <sup>2</sup> /Kg	—	cm <sup>2</sup> /s	—	—	—	—	—	—	—	—	—	cm <sup>3</sup> /Kg	cm
1	250	0.175	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	220	0.35	0.9991	0.22	0.46	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	30	0.45	0.9913	0.22	0.56	7	0.018	0.36	0.004	1.5	563.56	16006	1.0	1.0	0.4265	0.9994	30	1.0	1.409	0.31
4	60	0.47	0.9858	0.22	0.58	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5a	160	0.51	0.9651	0.22	0.62	10	0.045	0.31	0.001	0.7	1.238	37.14	0.962	1.0	0.1172	0.7308	0.40	1.0	10.364	2.28
5b	300	0.55	0.9109	0.20	0.66	10	0.046	0.312	0.001	0.65	0.7925	23.78	0.885	1.0	0.0797	0.5794	0.28	1.0	12.66	2.53
6	30	0.57	0.8863	0.19	0.67	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7a	270	0.60	0.8018	0.18	0.69	16	0.019	0.5	0.0017	0.6	2.967	88.71	0.989	1.0	0.1802	0.8873	0.80	1.0	9.556	1.72
7b	60	0.65	0.7282	0.16	0.73	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7c	290	0.70	0.6524	0.15	0.78	16	0.02	0.5	0.0018	0.62	0.678	20.34	0.848	1.0	0.0675	0.5086	0.20	1.0	9.067	1.36
8	180	0.75	0.5594	0.12	0.81	25	0.021	0.26	0.0023	2.9	2.25	67.50	0.987	1.0	0.2967	0.8519	0.68	1.0	6.0	0.72
9	220	0.82	0.4901	0.11	0.88	25	0.022	0.25	0.0035	1.7	2.292	68.76	0.997	1.0	0.2529	0.8546	0.68	1.0	7.364	0.81
10	330	0.93	0.4096	0.09	0.98	33	0.022	0.4	0.002	1.3	0.582	17.46	0.807	1.0	0.1066	0.4278	0.15	1.0	11.222	1.01
11	100	1.0	0.3574	0.08	1.04	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	260	1.10	0.3199	0.07	1.14	33	0.019	0.5	0.0029	0.7	1.36	40.80	0.972	1.0	0.1249	0.7549	0.48	1.0	8.571	0.63
13	540	1.23	0.2532	0.06	1.26	33	0.015	0.65	0.0036	0.5	0.38	11.40	0.683	1.0	0.0324	0.1279	0.01	1.0	12.333	0.74

El hundimiento neto total es  $\delta_c = 12.08$  cm

$$\Delta\sigma_N = I_z \cdot \Delta\sigma_d$$

$$\sigma_{prom} = \sigma_{oz} + 0.5 \Delta\sigma_N$$

$$\alpha_c = m_v \cdot d \left\{ F(T_v - T_{01}) + \beta \cdot \log(10^{4\alpha} + \xi(T_v - T_{vc})) \right\}$$

$$\Delta\delta_c = \Delta\sigma_N \cdot \alpha_c$$

$$** F(T_v - T_{01})$$

Tabla No. 2.12 Cálculo del hundimiento neto considerando una losa de cimentación, para t=1 año (carga inmediata)

Estrato	De - A	d	$\sigma_{oz}$	z	$I_z$	$I_z \cdot \Delta\sigma$	$\sigma_{prom}$	Muestra	$m_v$	$\beta$	$c_v$	$\xi$	$T_v$	$F(T_v)$	$\alpha_c$	$\Delta\delta_c$
No.	m	cm	Kg/cm <sup>2</sup>	m	—	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	No.	cm <sup>2</sup> /Kg	—	cm <sup>2</sup> /s	—	—	—	cm <sup>2</sup> /Kg	cm
1	0.00 - 2.50	250	0.175	1.25	0.9986	0.632	0.40	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	2.50 - 4.70	220	0.35	3.60	0.9718	0.62	0.66	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	4.70 - 5.00	30	0.45	4.85	0.9394	0.59	0.75	7	0.015	0.45	0.00096	1.0	134.55	1.0	0.8617	0.52
4	5.00 - 5.60	60	0.47	5.30	0.9249	0.58	0.76	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5a	5.60 - 7.20	160	0.51	6.40	0.8844	0.56	0.79	10	0.046	0.50	0.001	0.28	1.232	0.9612	7.548	4.23
5b	7.20 - 9.20	200	0.55	8.20	0.8084	0.51	0.81	10	0.046	0.51	0.001	0.25	0.788	0.884	8.488	4.33
6	9.20 - 9.50	30	0.57	9.35	0.7572	0.48	0.81	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7a	9.50 - 12.20	270	0.60	10.85	0.6909	0.44	0.82	16	0.020	0.50	0.0017	0.60	2.942	0.9994	6.589	2.89
7b	12.20 - 12.80	60	0.65	12.50	0.6215	0.39	0.85	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7c	12.80 - 15.70	290	0.70	14.25	0.5639	0.35	0.88	16	0.022	0.51	0.0016	0.62	0.599	0.8151	5.646	1.98
8	15.70 - 17.50	180	0.75	16.60	0.4743	0.30	0.90	25	0.022	0.25	0.004	1.00	3.89	0.9999	4.809	1.44
9	17.50 - 19.70	220	0.82	18.60	0.4163	0.26	0.95	25	0.022	0.40	0.002	1.20	1.303	0.9675	5.474	1.42
10	19.70 - 23.00	330	0.93	21.35	0.3497	0.22	1.04	33	0.022	0.40	0.0021	1.30	0.606	0.8192	6.682	1.47
11	23.00 - 24.00	100	1.0	23.50	0.3067	0.19	1.10	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	24.00 - 26.60	260	1.10	25.30	0.2759	0.17	1.19	33	0.018	0.55	0.0031	0.65	1.446	0.9771	5.316	0.91
13	26.60 - 32.00	540	1.23	29.30	0.2207	0.14	1.30	33	0.015	0.71	0.0040	0.45	0.433	0.7215	6.289	0.86

El hundimiento neto total es  $\delta_c = 20.06 \text{ cm}$

$$\Delta\sigma = 0.633 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{prom} = \sigma_{oz} + 0.5 \Delta\sigma$$

$$\alpha_c = m_v \cdot d \{ F(T_v) + \beta \cdot \log(1 + \xi \cdot T_v) \}$$

$$\delta_c = \alpha_c \cdot \Delta\sigma$$

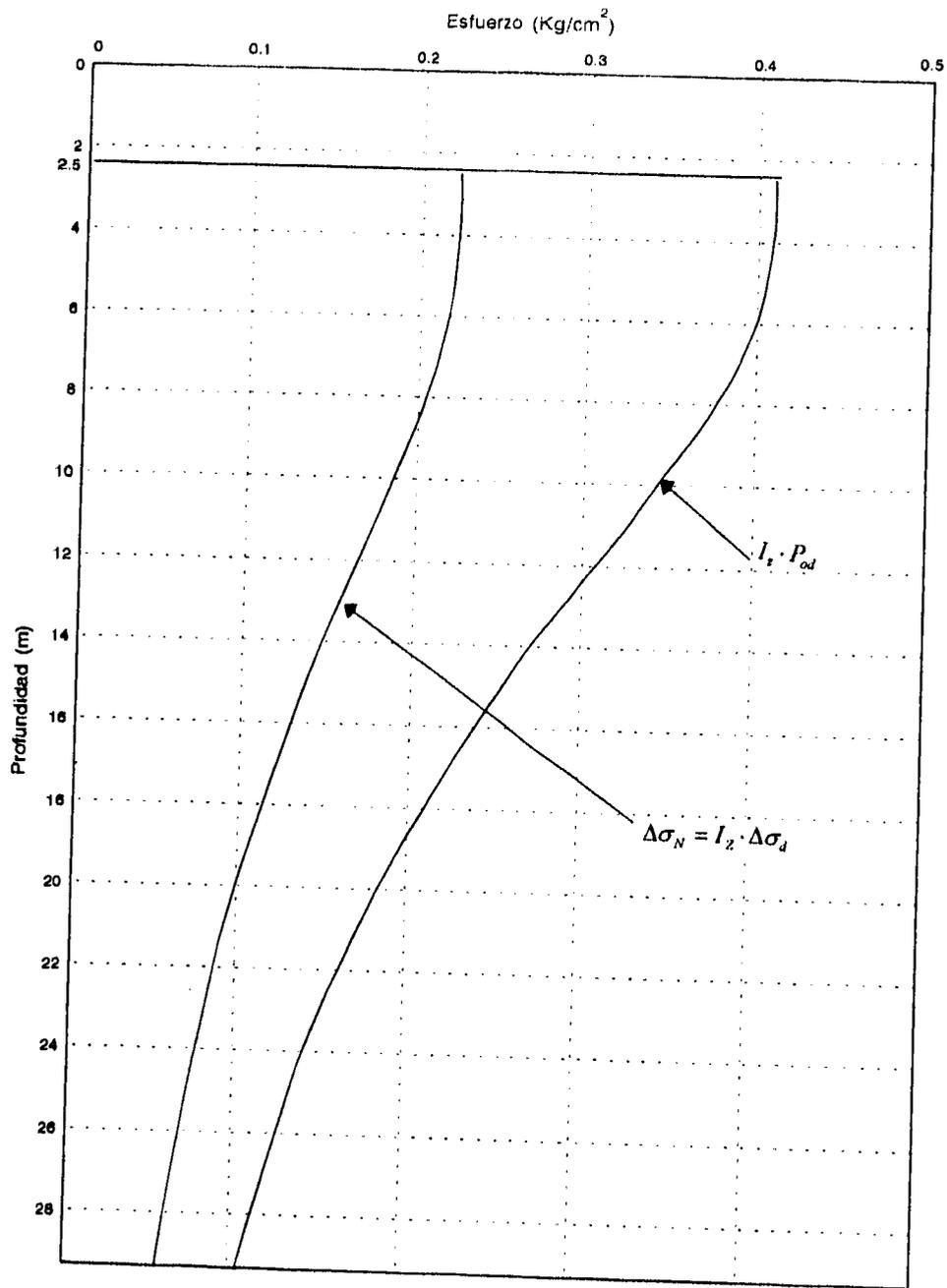


Figura II.3 Distribución de esfuerzos

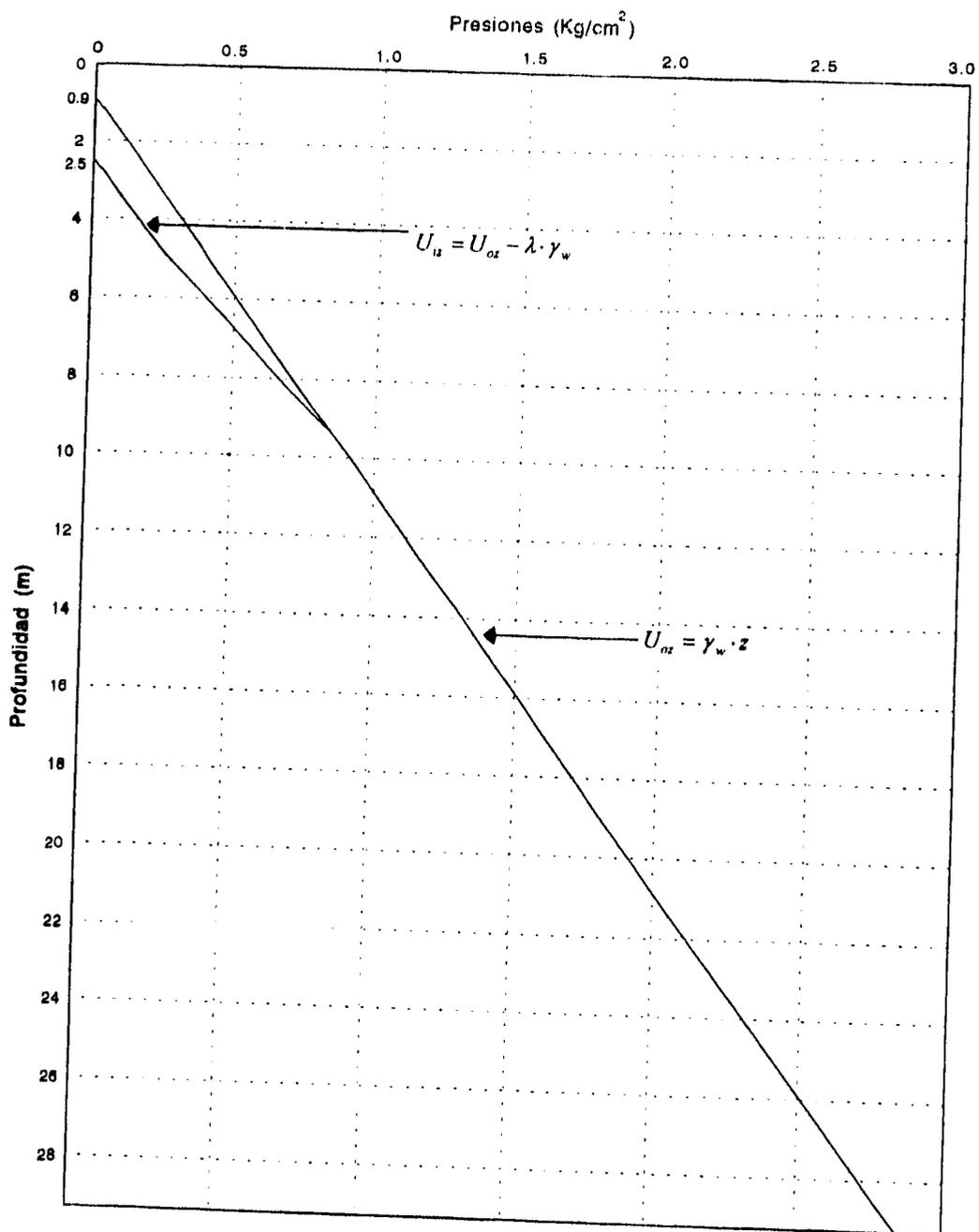


Figura II.4 Perfil de presiones hidráulicas

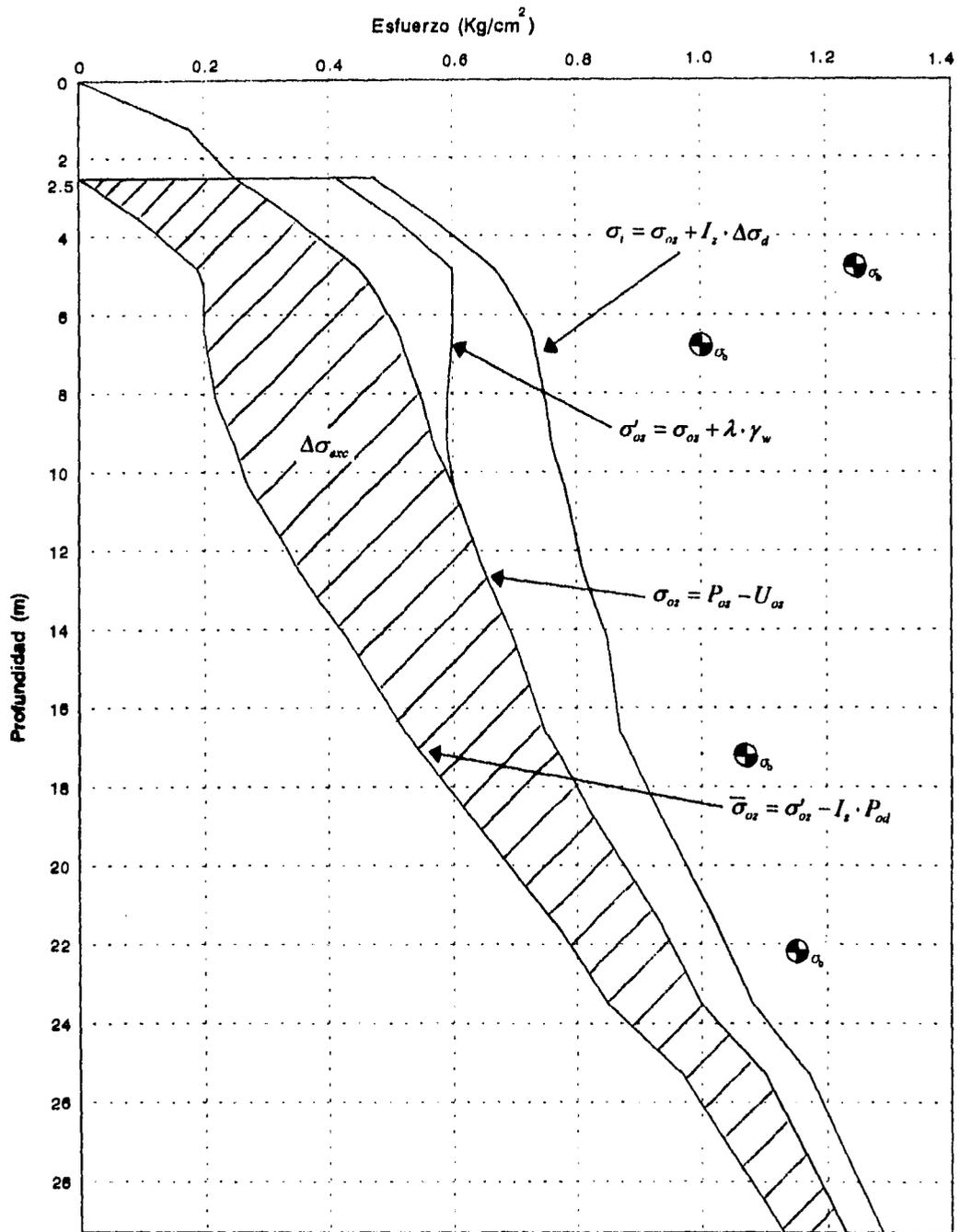


Figura II.5 Perfil de Estuerzos

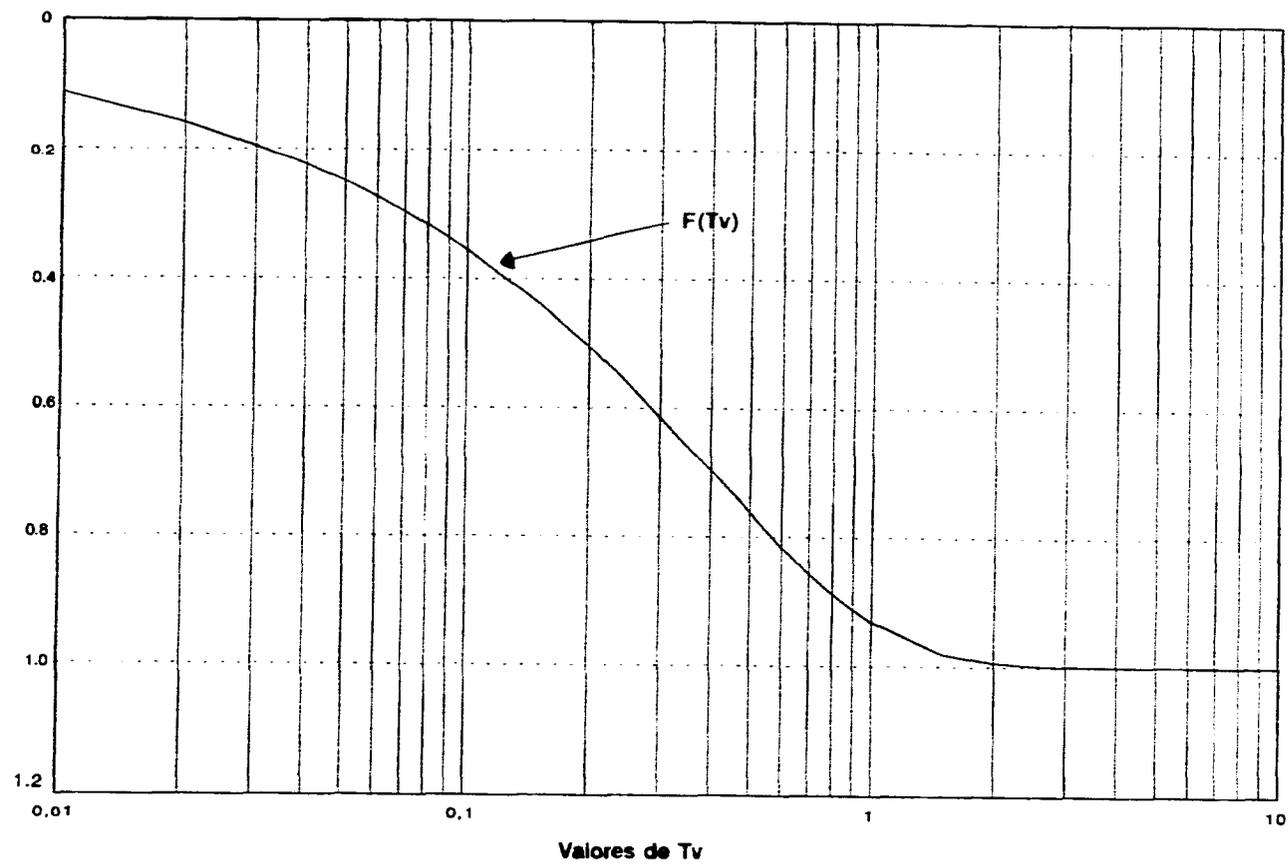


Figura 11.7 Función de Terzaghi

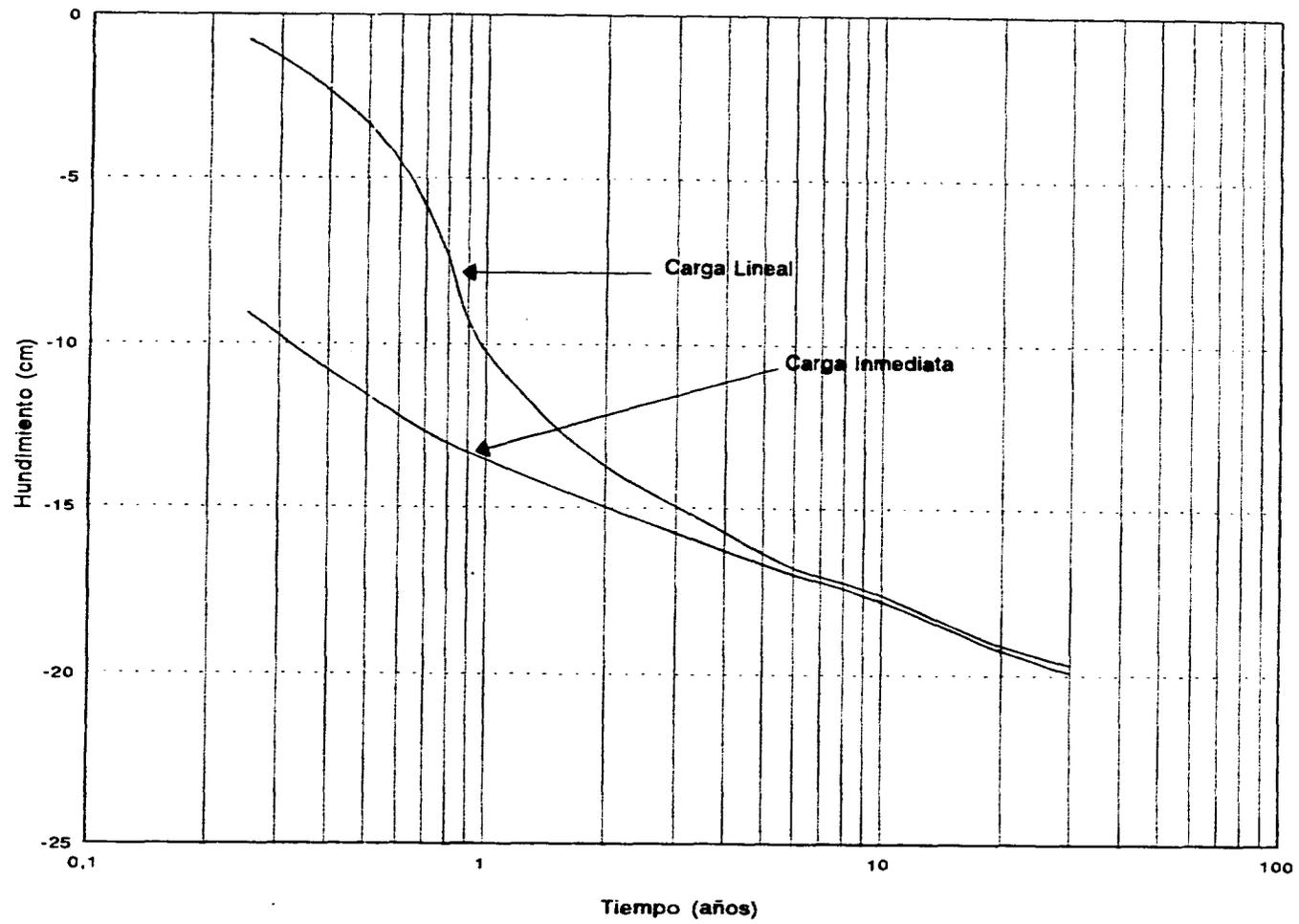


Figura II.8 Curva hundimiento-tiempo

## **INTERACCION ESTATICA CIMENTACION-SUELO**

### **III.1 Consideraciones Generales**

En este capítulo se determinará la distribución de presiones que el suelo ejerce sobre la estructura de cimentación como reacción a las cargas que ésta le transmite; considerando las siguientes hipótesis:

- Reacción uniforme
- Cimentación rígida
- Cimentación con rigidez finita (cimentación semi-flexible)

Los hundimientos hasta ahora calculados al centro de la cimentación, como se muestran en el capítulo II, consideran a la cimentación totalmente flexible; apoyada en un suelo de mediana a alta compresibilidad. En este tipo de suelos es conveniente hacer uso de la interacción suelo estructura, que no es más que tomar en cuenta el efecto de la rigidez del suelo y de la estructura de cimentación; al hacer compatibles estas deformaciones se obtienen los hundimientos y la reacción del suelo, lo que permite determinar los elementos mecánicos conduciendo a un diseño racional de la cimentación.

Al establecer la compatibilidad de deformaciones para el cálculo de las reacciones (Interacción Suelo-Estructura) es necesario basarse, por un lado, en las propiedades mecánicas de compresibilidad del suelo de apoyo, que son función, tanto del nivel de esfuerzos como del tiempo (Ref. 3); y por el otro lado, en las propiedades mecánicas del material del cual será construida la subestructura.

Cabe señalar que no en todas las cimentaciones surge el problema de considerar la rigidez del suelo, como es el caso de suelos muy rígidos donde los hundimientos son muy pequeños y no se requiere tomarlos en cuenta en el análisis estructural. Como se mencionó anteriormente la Interacción Suelo-Estructura se aplica a estructuras cimentadas sobre suelos de mediana a alta compresibilidad, donde los hundimientos diferenciales tienen importancia en el comportamiento de dicha estructura.

### III.2 Compresibilidad Volumétrica

La deformación que sufre un estrato de suelo de espesor  $d$ , cuando se le aplica un incremento de esfuerzos  $\Delta\sigma$ , está dada por la expresión:

$$\delta_i = (\alpha \cdot \Delta\sigma)_i = \alpha_i \cdot I_z \cdot q_a \quad (3.1)$$

Como se vio en el capítulo II en los incisos b.1.1 y b.1.2, los hundimientos obtenidos al centro de la cimentación parcialmente compensada se calcularon utilizando la siguiente expresión:

$$\delta_i = \alpha_{rc} \cdot \Delta\sigma_{exc} + \alpha_c \cdot \Delta\sigma_N \quad (3.2)$$

sabiendo que:

$$\Delta\sigma_N = I_z \cdot \Delta\sigma_d = q_a \cdot I_z - \sigma_{od} \cdot I_z$$

y sustituyendo en la expresión (3.2), tenemos:

$$\delta_i = \alpha_{rc} \cdot \Delta\sigma_{exc} + \alpha_c (q_a \cdot I_z - \sigma_{od} \cdot I_z)$$

de la ec. (3.1) tenemos:

$$\alpha_{Ni} = \frac{\delta_i}{I_z \cdot q_a} = \alpha_{rc} \frac{\Delta\sigma_{exc}}{I_z \cdot q_a} + \alpha_c \frac{q_a \cdot I_z - \sigma_{od} \cdot I_z}{I_z \cdot q_a}$$
$$\alpha_{Ni} = \alpha_{rc} \frac{\Delta\sigma_{exc}}{I_z \cdot q_a} + \alpha_c \left( 1 - \frac{\sigma_{od}}{q_a} \right) \quad (3.3)$$

$\alpha_{Ni}$  representa la compresibilidad volumétrica del estrato  $i$  para un tiempo determinado de una cimentación semicompensada. Los demás términos se pueden ver en los incisos antes mencionados del capítulo II.

### III.3 Ecuación Matricial de Asentamientos

Con la ecuación matricial de asentamientos, se puede calcular el hundimiento en diferentes puntos bajo la cimentación. Este procedimiento matricial (Ref. 4) permite tomar en cuenta, al mismo tiempo, distribución no uniforme de reacciones y uno o más estratos compresibles.

Considérese una planta de cimentación dividida en áreas tributarias como se indica en la figura III.1, en la cual, se quiere determinar el hundimiento en los puntos del 1 al 15

Los desplazamientos verticales de cada punto serán la suma de las deformaciones de todos los estratos; (Fig. III.2), esto es:

$$\delta_y = \sum_A^N \alpha^N \cdot q \cdot I_y^N \quad (3.4)$$

Si se aplica al área tributaria de cada punto una carga unitaria  $\bar{q} = 1$  (Fig. III.1 y III.2); la ecuación (3.4) queda de la siguiente forma:

$$\bar{\delta}_y = \sum_A^N \alpha^N \cdot I_y^N \quad (3.5)$$

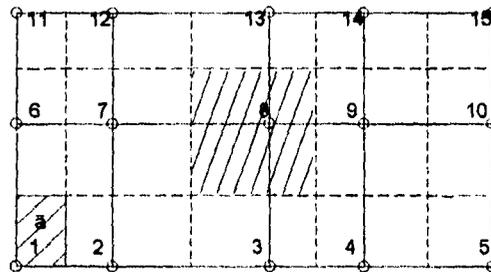


Figura III.1 Distribución de áreas tributarias.

Como ya se vio,  $\alpha^N$  representa la compresibilidad volumétrica del estrato N para un tiempo determinado.  $I_y^N$  es la influencia en el punto i debido a una carga aplicada en el área  $\bar{a}_j$ .

En forma matricial el hundimiento en cada punto producido por la carga unitaria aplicada en  $\bar{a}_j$  (Fig. III.1), está dado por:

$$\begin{bmatrix} \bar{\delta}_{1,1} \\ \bar{\delta}_{2,1} \\ \cdot \\ \cdot \\ \bar{\delta}_{15,1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} I_{1,1}^A & I_{2,1}^A & \cdot & \cdot & I_{15,1}^A \\ I_{1,1}^B & I_{2,1}^B & \cdot & \cdot & I_{15,1}^B \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ I_{1,1}^N & I_{2,1}^N & \cdot & \cdot & I_{15,1}^N \end{bmatrix}^T \bullet \begin{bmatrix} \alpha^A \\ \alpha^B \\ \cdot \\ \cdot \\ \alpha^N \end{bmatrix}$$

o bien:

$$[\bar{\delta}_{i,1}] = [I_{i,1}^N]^T \bullet [\alpha^N]$$

esto es:

$$\begin{bmatrix} \bar{\delta}_{1,1} \\ \bar{\delta}_{2,1} \\ \cdot \\ \cdot \\ \bar{\delta}_{15,1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} I_{1,1}^A & I_{1,1}^B & \cdot & \cdot & I_{15,1}^N \\ I_{2,1}^A & I_{2,1}^B & \cdot & \cdot & I_{2,1}^N \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ I_{15,1}^A & I_{15,1}^B & \cdot & \cdot & I_{15,1}^N \end{bmatrix} \bullet \begin{bmatrix} \alpha^A \\ \alpha^B \\ \cdot \\ \cdot \\ \alpha^N \end{bmatrix}$$

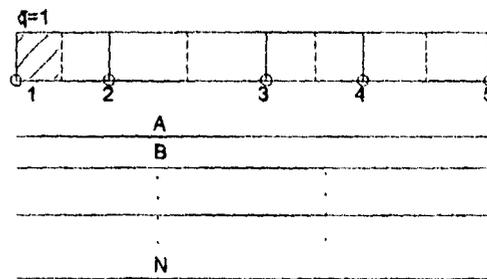


Figura III.2 Aplicación de la carga unitaria.

de la misma forma si ahora se carga el área tributaria 2, se tendrá:

$$|\bar{\delta}_{i,2}| = [I_{i,2}^N]^T \bullet [\alpha^N]$$

y así sucesivamente cargando las áreas tributarias restantes.

Finalmente se obtiene la matriz de hundimientos unitarios, agrupando las matrices obtenidas anteriormente, esto es:

$$[\bar{\delta}_y] = \begin{bmatrix} |\bar{\delta}_{i,1}|^T \\ |\bar{\delta}_{i,2}|^T \\ \cdot \\ \cdot \\ |\bar{\delta}_{i,15}|^T \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{\delta}_{1,1} & \bar{\delta}_{2,1} & \cdot & \cdot & \bar{\delta}_{15,1} \\ \bar{\delta}_{1,2} & \bar{\delta}_{2,2} & \cdot & \cdot & \bar{\delta}_{15,2} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \bar{\delta}_{1,15} & \bar{\delta}_{2,15} & \cdot & \cdot & \bar{\delta}_{15,15} \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

Conociendo la distribución real de cargas en cada área tributaria, el hundimiento total bajo cada punto será:

$$|\delta_n| = [\bar{\delta}_y]^T \bullet [q_n] \quad (3.7)$$

esto es:

$$\begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \delta_{15} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{\delta}_{1,1} & \bar{\delta}_{2,1} & \cdot & \cdot & \bar{\delta}_{15,1} \\ \bar{\delta}_{1,2} & \bar{\delta}_{2,2} & \cdot & \cdot & \bar{\delta}_{15,2} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \bar{\delta}_{1,15} & \bar{\delta}_{2,15} & \cdot & \cdot & \bar{\delta}_{15,15} \end{bmatrix} \bullet \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ q_{15} \end{bmatrix}$$

A la ec. (3.7) se le conoce como Ecuación Matricial de Asentamientos (EMA).

### III.4 Reacción Uniforme

Para determinar las reacciones que el suelo ejerce sobre la cimentación, en numerosas ocasiones en la práctica se utiliza la hipótesis de considerar las reacciones uniformes; para lo cual se hace uso de la fórmula de la flexocompresión que no es más que calcular los esfuerzos debidos a una carga  $P$  y al momento  $M$  que puede producir ésta.

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} y \pm \frac{M_y}{I_y} x \quad (3.8)$$

siempre y cuando la excentricidad  $e$  sea menor ó igual que un sexto del ancho de la cimentación  $\left( e \leq \frac{1}{6} b \right)$ ; lo cual garantiza que hay compresión bajo toda la cimentación.

donde:

- $q$ : Es la reacción bajo la cimentación
- $P$ : Peso total del edificio tomando en cuenta la cimentación
- $A$ : Area de la cimentación
- $M_x, M_y$ : Momentos actuantes con respecto a los ejes  $X$  y  $Y$  respectivamente
- $I_x, I_y$ : Momentos de inercia de la planta de cimentación que actúan con respecto a los ejes  $X$  y  $Y$  respectivamente
- $x, y$ : Distancia desde el centro del área de la cimentación hasta el punto de la sección donde se desean calcular los esfuerzos

Para el problema en estudio la carga total del edificio tomando en cuenta el peso de la estructura de cimentación es de 3207.66 ton.; la cual se distribuye en la planta de cimentación (Fig. III.6).

Calculando el centro de cargas  $c_c$  de la planta de cimentación (Fig. III.6); tenemos que: (tabla 3.1)

$$x_{cc} = \frac{46895.758}{3207.66} = 14.62 \text{ m}$$

$$y_{cc} = \frac{27890.865}{3207.66} = 8.695 \text{ m}$$

Tabla 3.1 Cálculo del centro de cargas

$P_y$ ton	$x$ m	$P_y \cdot x$ ton-m	$P_x$ ton	$y$ m	$P_x \cdot y$ ton-m
364.958	0	0	631.25	17.39	10977.438
560.376	6.83	3715.293	120.742	13.54	1634.847
555.292	10.18	5652.873	851.853	9.91	8441.863
552.492	16.72	9237.666	851.853	7.48	6371.86
551.532	20.22	11151.977	120.742	3.85	464.857
423.932	26.74	11335.942	631.25	0	0
199.108	29.14	5802.007			
$\Sigma$ 3207.66		$\Sigma$ 46895.758	$\Sigma$ 3207.66		$\Sigma$ 27890.865

sabiendo que el centro de gravedad  $c_G$ , (Fig. III.6) es:

$$x_{cG} = 14.57 \text{ m}$$

$$y_{cG} = 8.596 \text{ m}$$

las excentricidades son:

$$e_x = 14.62 - 14.57 = 0.05 \text{ m}$$

$$e_y = 8.695 - 8.695 = 0$$

comparando  $e_x$  con un  $\frac{1}{6}b$  tenemos que  $0.05 < 4.86 \text{ m}$ ; por lo que la fórmula (3.8) se puede utilizar.

El único momento actuante en la cimentación lo hará alrededor del eje y, esto es:

$$M_y = P \cdot e_x = 3207.69(0.05) = 160.38 \text{ t} \cdot \text{m}$$

el momento de inercia es:

$$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{17.39(29.14)^3}{12} = 35858 \text{ m}^4$$

calculando las reacciones máximas tenemos:

$$q = \frac{3207.66}{17.39(29.14)} \pm \frac{160.38 \left( \frac{29.14}{2} \right)}{35858} = 6.33 \pm 0.065$$

$$q_1 = 6.4 \text{ t/m}^2$$

$$q_2 = 6.265 \text{ t/m}^2$$

Conociendo que el peso del edificio es de  $5.13 \text{ t/m}^2$  y el de la cimentación de  $1.2 \text{ t/m}^2$  (Fig. III.11); para fines comparativos en la figura III.3 se presenta la distribución de cargas y de reacciones de la subestructura, considerándola como una gran viga.

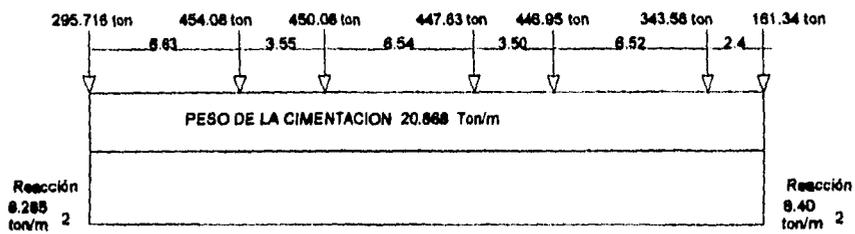


Figura III.3 Reacción uniforme

### III.5 Cimentación Rígida

Se considera una cimentación rígida cuando la flexión de ésta es despreciable en comparación a los desplazamientos verticales producidos por la deformación del suelo.

Para ilustrar el método, consideremos la figura III.4 que muestra la planta de una cimentación dividida en 6 franjas iguales sujeta a diferentes condiciones de carga (ref. 4).

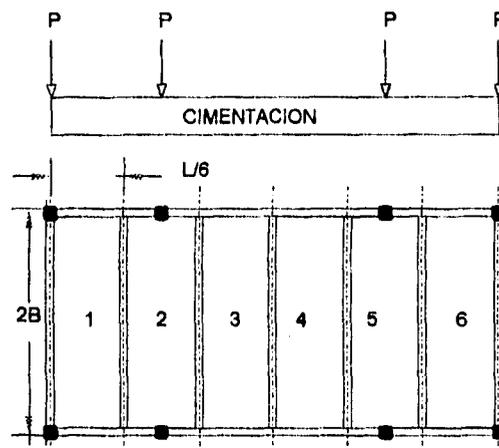


Figura III.4 División de la cimentación en 6 franjas

El procedimiento de cálculo para encontrar las reacciones en una cimentación rígida se basa en la ecuación matricial de asentamientos. EMA ec. (3.7)

En este caso el desplazamiento vertical al centro de cada franja es uniforme, igual a  $\delta_a$ .

Las reacciones unitarias en la interface del suelo con la cimentación serán  $q_i = (\sigma_i + U_{od})$ .

donde:

- $q_i$  : reacciones totales en el área tributaria  $\bar{a}_i$
- $\sigma_i$  : reacciones efectivas del suelo en el área tributaria  $\bar{a}_i$
- $U_{od}$  : subpresión al nivel de desplante.

Para resolver el problema se supone un valor razonable de  $\delta_a'$  y se resuelve el siguiente sistema de ecuaciones para los valores de  $\sigma_i'$ , es decir, de la ec. (3.7) se despejan las reacciones y queda entonces de la forma siguiente:

$$|\sigma_i'| = [\bar{\delta}_{ij}]^{-1} \cdot |\delta_a'| \quad (3.9)$$

De la ec. (3.9) se obtienen las reacciones efectivas que corresponden a una carga efectiva total, como sigue:

$$W_e = \sum_1^n \bar{a}_i \cdot \sigma_i' \quad (3.10)$$

Este valor debe ser igual al peso total del edificio menos la subpresión. De lo contrario se encuentra un factor de corrección a las reacciones en la forma:

$$f_c = \frac{W_e}{\sum_1^n \bar{a}_i \cdot \sigma_i'} \quad (3.11)$$

Las reacciones totales y desplazamientos reales serán:

$$q_i = f_c \cdot \sigma_i' + U_{od} \quad (3.12)$$

$$\delta_a = f_c \cdot \delta_a'$$

### III.5.1 Revisión de los Esfuerzos en la Orilla de la Cimentación

Las reacciones efectivas  $\sigma_1$  y  $\sigma_6$  en la orilla de la cimentación, deberán revisarse para no exceder la resistencia del suelo, ya que de ser así, se presentaría un flujo visco-plástico y consecuentemente un relajamiento del esfuerzo de reacción bajo deformación constante en esa zona.

Al esfuerzo límite efectivo máximo que puede admitir el suelo en condiciones estáticas en la orilla de la cimentación lo denominaremos con  $q_{ep}$ , esfuerzo elasto-plástico (Ref. 4). Deberá cumplirse entonces  $\sigma_1, \sigma_6 \leq q_{ep}$

Haciendo la hipótesis de que el estado incipiente de comportamiento visco-plástico se inicia cuando el esfuerzo vertical en la orilla alcanza la resistencia del material, el valor límite estará dado por la capacidad de carga admisible del suelo esto es,

$$q_{ep} \approx q_{ad}$$

Si del cálculo de interacción resulta que en la orilla de la cimentación, los esfuerzos de contacto son mayores que el esfuerzo límite que puede soportar el suelo, deberá fijarse una reacción equivalente a  $R_{ep} = \bar{a} \cdot q_{ep}$ , entonces el hundimiento se regirá por las reacciones interiores y por la rigidez de la cimentación como lo muestra la figura III.5

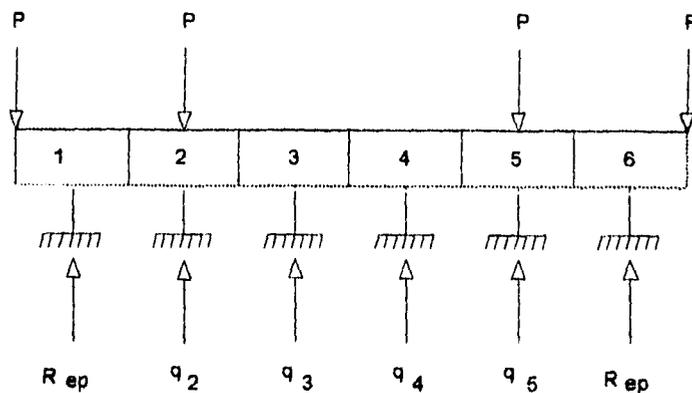


Figura III.5 Reacciones límite en la orilla de la cimentación.

Del planteamiento anterior se formará un sistema de ecuaciones lineales, esto es:

$$\begin{aligned}
 \bar{\delta}_{11}q_{ep} + \bar{\delta}_{12}\sigma_2 + \bar{\delta}_{13}\sigma_3 + \bar{\delta}_{14}\sigma_4 + \bar{\delta}_{15}\sigma_5 + \bar{\delta}_{16}q_{ep} &= \delta_1 \\
 \bar{\delta}_{21}q_{ep} + \bar{\delta}_{22}\sigma_2 + \bar{\delta}_{23}\sigma_3 + \bar{\delta}_{24}\sigma_4 + \bar{\delta}_{25}\sigma_5 + \bar{\delta}_{26}q_{ep} &= \delta_2 \\
 \bar{\delta}_{31}q_{ep} + \bar{\delta}_{32}\sigma_2 + \bar{\delta}_{33}\sigma_3 + \bar{\delta}_{34}\sigma_4 + \bar{\delta}_{35}\sigma_5 + \bar{\delta}_{36}q_{ep} &= \delta_3 \\
 \bar{\delta}_{41}q_{ep} + \bar{\delta}_{42}\sigma_2 + \bar{\delta}_{43}\sigma_3 + \bar{\delta}_{44}\sigma_4 + \bar{\delta}_{45}\sigma_5 + \bar{\delta}_{46}q_{ep} &= \delta_4 \\
 \bar{\delta}_{51}q_{ep} + \bar{\delta}_{52}\sigma_2 + \bar{\delta}_{53}\sigma_3 + \bar{\delta}_{54}\sigma_4 + \bar{\delta}_{55}\sigma_5 + \bar{\delta}_{56}q_{ep} &= \delta_5 \\
 \bar{\delta}_{61}q_{ep} + \bar{\delta}_{62}\sigma_2 + \bar{\delta}_{63}\sigma_3 + \bar{\delta}_{64}\sigma_4 + \bar{\delta}_{65}\sigma_5 + \bar{\delta}_{66}q_{ep} &= \delta_6
 \end{aligned} \tag{3.13}$$

Debido a que se conocen las reacciones en las franjas extremas, los renglones 1 y 6 carecen de significado y el sistema de ecuaciones se reduce a :

$$\begin{bmatrix} \bar{\delta}_{22} & \bar{\delta}_{23} & \bar{\delta}_{24} & \bar{\delta}_{25} \\ \bar{\delta}_{32} & \bar{\delta}_{33} & \bar{\delta}_{34} & \bar{\delta}_{35} \\ \bar{\delta}_{42} & \bar{\delta}_{43} & \bar{\delta}_{44} & \bar{\delta}_{45} \\ \bar{\delta}_{52} & \bar{\delta}_{53} & \bar{\delta}_{54} & \bar{\delta}_{55} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \sigma_4 \\ \sigma_5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_2 - (\bar{\delta}_{21} + \bar{\delta}_{26})q_{ep} \\ \delta_3 - (\bar{\delta}_{31} + \bar{\delta}_{36})q_{ep} \\ \delta_4 - (\bar{\delta}_{41} + \bar{\delta}_{46})q_{ep} \\ \delta_5 - (\bar{\delta}_{51} + \bar{\delta}_{56})q_{ep} \end{bmatrix} \tag{3.14}$$

Siendo  $\delta_2 = \delta_3 = \delta_4 = \delta_5 = \delta_a = \text{constante}$ , para resolver el problema se supone un hundimiento arbitrario de tal manera que los valores reales se pueden expresar así:

$$\begin{aligned}
 \delta_a &= \delta'_a + f_c \cdot \bar{\delta}_a \\
 \sigma_i &= \sigma'_i + f_c \cdot \bar{\sigma}_i
 \end{aligned} \tag{3.15}$$

en la ec. (3.15) haciendo  $\bar{\delta}_a = 1$  y sustituyendo en la ec.(3.14) se tiene:

$$\begin{bmatrix} \bar{\delta}_{22} & \bar{\delta}_{23} & \bar{\delta}_{24} & \bar{\delta}_{25} \\ \bar{\delta}_{32} & \bar{\delta}_{33} & \bar{\delta}_{34} & \bar{\delta}_{35} \\ \bar{\delta}_{42} & \bar{\delta}_{43} & \bar{\delta}_{44} & \bar{\delta}_{45} \\ \bar{\delta}_{52} & \bar{\delta}_{53} & \bar{\delta}_{54} & \bar{\delta}_{55} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma'_2 + f_c \cdot \bar{\sigma}_2 \\ \sigma'_3 + f_c \cdot \bar{\sigma}_3 \\ \sigma'_4 + f_c \cdot \bar{\sigma}_4 \\ \sigma'_5 + f_c \cdot \bar{\sigma}_5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta'_a + f_c \\ \delta'_a + f_c \\ \delta'_a + f_c \\ \delta'_a + f_c \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \bar{\delta}_{21} + \bar{\delta}_{26} \\ \bar{\delta}_{31} + \bar{\delta}_{36} \\ \bar{\delta}_{41} + \bar{\delta}_{46} \\ \bar{\delta}_{51} + \bar{\delta}_{56} \end{bmatrix} \cdot q_{ep} \tag{3.16}$$

La ecuación (3.16) representa la suma de las siguientes ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} \bar{\delta}_{22} & \bar{\delta}_{23} & \bar{\delta}_{24} & \bar{\delta}_{25} \\ \bar{\delta}_{32} & \bar{\delta}_{33} & \bar{\delta}_{34} & \bar{\delta}_{35} \\ \bar{\delta}_{42} & \bar{\delta}_{43} & \bar{\delta}_{44} & \bar{\delta}_{45} \\ \bar{\delta}_{52} & \bar{\delta}_{53} & \bar{\delta}_{54} & \bar{\delta}_{55} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_2' \\ \sigma_3' \\ \sigma_4' \\ \sigma_5' \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_a' \\ \delta_a' \\ \delta_a' \\ \delta_a' \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \bar{\delta}_{21} + \bar{\delta}_{26} \\ \bar{\delta}_{31} + \bar{\delta}_{36} \\ \bar{\delta}_{41} + \bar{\delta}_{46} \\ \bar{\delta}_{51} + \bar{\delta}_{56} \end{bmatrix} \cdot q_{ep} \quad (3.17)$$

$$\begin{bmatrix} \bar{\delta}_{22} & \bar{\delta}_{23} & \bar{\delta}_{24} & \bar{\delta}_{25} \\ \bar{\delta}_{32} & \bar{\delta}_{33} & \bar{\delta}_{34} & \bar{\delta}_{35} \\ \bar{\delta}_{42} & \bar{\delta}_{43} & \bar{\delta}_{44} & \bar{\delta}_{45} \\ \bar{\delta}_{52} & \bar{\delta}_{53} & \bar{\delta}_{54} & \bar{\delta}_{55} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \sigma_4 \\ \sigma_5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \quad (3.18)$$

El peso total efectivo será:

$$W_e = 2 \cdot \bar{a} \cdot q_{ep} + \sum \bar{a}_i \cdot \sigma_i' + f_c \cdot \sum \bar{a}_i \cdot \sigma_i$$

donde  $\sigma_i'$  y  $\sigma_i$  se obtienen de (3.17) y (3.18) respectivamente, entonces el factor de corrección es:

$$f_c = \frac{W_e - (2 \cdot \bar{a} \cdot q_{ep} + \sum \bar{a}_i \cdot \sigma_i')}{\sum \bar{a}_i \cdot \sigma_i} \quad (3.19)$$

finalmente se podrán calcular las reacciones y desplazamientos reales; así:

$$\begin{aligned} \sigma_i &= \sigma_i' + f_c \cdot \bar{\sigma}_i \\ q_i &= \sigma_i + U_{od} \\ \delta_a &= \delta_a' + f_c \end{aligned} \quad (3.20)$$

En el siguiente inciso se aplica el procedimiento anterior y se determinan las reacciones y hundimientos para el problema motivo de esta tesis.

### III.5.2 Determinación de Reacciones y Hundimientos

Para esta condición de cimentación rígida consideremos el área de cimentación como se muestra en la figura III.8, se pretende encontrar las reacciones y hundimientos en los puntos 1 a 60. Puede verse que cada punto tiene una área tributaria, y solo existe simetría en sentido transversal.

Se han mencionado ya las características geométricas y cargas a que estará sujeto este edificio (Fig. III.6).

Area = 506.74 m<sup>2</sup>

Peso: We = 3207.66 ton

El nivel superficial del agua se encuentra arriba del nivel de desplante

Las compresiones de los estratos  $\alpha_{N_i}$  se consideran a largo plazo

a) Obtención de la matriz de compresibilidad volumétrica

El cálculo de la matriz de compresibilidad volumétrica se hará por medio de la expresión (3.3). Cabe mencionar que dicha expresión toma en cuenta la variación en esfuerzos efectivos producidos por el cambio de presiones hidráulicas en el subsuelo debido a el bombeo durante la excavación, de esta forma, teniendo como valores constantes  $\sigma_{ad} = 2.5 \text{ ton/m}^2$  y  $q_a = 4.73 \text{ ton/m}^2$ , la expresión (3.3) se simplifica a lo siguiente:

$$\alpha_{N_i} = \alpha_{rc} \frac{\Delta\sigma_{exc}}{\Delta q_a} + 0.4715 \cdot \alpha_c$$

En la tabla 3.2 se reportan los valores numéricos de las compresiones de los estratos aplicando la expresión anterior.

Tabla 3.2 Compresibilidad volumétrica de los estratos para t=30 años

Estrato No.	$\alpha_{rc}$ cm <sup>3</sup> / kg	$\Delta\sigma_{exc}$ kg/cm <sup>2</sup>	$I_2$ ---	$\Delta q_a$ kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_c$ cm <sup>3</sup> / kg	$\alpha_{N_i}$ cm <sup>3</sup> / kg
3	1.0744	0.26	0.9913	0.469	1.3984	1.2540
5a	7.2084	0.31	0.9651	0.456	10.3866	9.6025
5b	8.2384	0.32	0.9109	0.431	12.6866	12.0985
7a	4.6155	0.33	0.8018	0.382	9.5777	8.5031
7c	1.9916	0.27	0.6524	0.309	9.0866	6.0255
8	1.0356	0.23	0.5594	0.265	6.0329	3.7433
9	0.6665	0.20	0.4901	0.232	7.3471	4.2111
10	0.7762	0.17	0.4096	0.194	11.2457	5.9825
12	0.3597	0.13	0.3199	0.151	8.5709	4.3509
13	0.3479	0.10	0.2532	0.120	12.4497	6.1600

b) Obtención de la ecuación matricial de asentamientos (EMA)

Para este trabajo se determinó la distribución de esfuerzos mediante la solución de Boussinesq, (como se vio en el capítulo II).

Los valores de la matriz de hundimientos se calcularon a partir de la ecuación (3.5), como dicha matriz es relativamente grande (60X60), se utilizó un programa de computadora (Ref. 6). Por cuestión de espacio no se incluyen todos los elementos que componen esta matriz.

Aprovechando la simetría de la estructura en sentido transversal, la matriz de hundimientos unitarios representada por la ecuación (3.6), se reduce a una de orden 30x30, ya que como puede verse en la figura III.8:

$$\begin{aligned} \bar{a}_1 &= \bar{a}_{51}, \bar{a}_2 = \bar{a}_{52}, \bar{a}_3 = \bar{a}_{53}, \dots, \bar{a}_{10} = \bar{a}_{60} \\ \bar{a}_{11} &= \bar{a}_{41}, \bar{a}_{12} = \bar{a}_{42}, \bar{a}_{13} = \bar{a}_{43}, \dots, \bar{a}_{20} = \bar{a}_{50} \\ \bar{a}_{21} &= \bar{a}_{31}, \bar{a}_{22} = \bar{a}_{32}, \bar{a}_{23} = \bar{a}_{33}, \dots, \bar{a}_{30} = \bar{a}_{40} \end{aligned}$$

luego, la matriz transpuesta de hundimientos unitarios queda como sigue:

$$[\bar{\delta}_y]^T = \begin{bmatrix} (\bar{\delta}_{1,1} + \bar{\delta}_{1,51}) & (\bar{\delta}_{2,1} + \bar{\delta}_{2,51}) & (\bar{\delta}_{3,1} + \bar{\delta}_{3,51}) & \dots & (\bar{\delta}_{30,1} + \bar{\delta}_{30,51}) \\ (\bar{\delta}_{1,2} + \bar{\delta}_{1,52}) & (\bar{\delta}_{2,2} + \bar{\delta}_{2,52}) & (\bar{\delta}_{3,2} + \bar{\delta}_{3,52}) & \dots & (\bar{\delta}_{30,2} + \bar{\delta}_{30,52}) \\ (\bar{\delta}_{1,3} + \bar{\delta}_{1,53}) & (\bar{\delta}_{2,3} + \bar{\delta}_{2,53}) & (\bar{\delta}_{3,3} + \bar{\delta}_{3,53}) & \dots & (\bar{\delta}_{30,3} + \bar{\delta}_{30,53}) \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ (\bar{\delta}_{1,30} + \bar{\delta}_{1,40}) & (\bar{\delta}_{2,30} + \bar{\delta}_{2,40}) & (\bar{\delta}_{3,30} + \bar{\delta}_{3,40}) & \dots & (\bar{\delta}_{30,30} + \bar{\delta}_{30,40}) \end{bmatrix}$$

Como se mencionó en párrafos anteriores, en este trabajo no se presentará la matriz de hundimientos completa, sólo los primeros siete elementos que forman dicha matriz.

$$[\bar{\delta}_v]^T$$

$$\begin{bmatrix} 4.055 & 1.173 & 0.286 & 0.122 & 0.067 & 0.040 & 0.024 & \dots & \dots \\ 1.687 & 8.117 & 1.682 & 0.442 & 0.214 & 0.122 & 0.071 & \dots & \dots \\ 0.482 & 1.708 & 8.249 & 1.606 & 0.473 & 0.226 & 0.124 & \dots & \dots \\ 0.222 & 0.464 & 1.598 & 8.221 & 1.729 & 0.489 & 0.222 & \dots & \dots \\ 0.119 & 0.211 & 0.441 & 1.695 & 8.065 & 1.695 & 0.447 & \dots & \dots \\ 0.074 & 0.123 & 0.219 & 0.487 & 1.721 & 8.194 & 1.617 & \dots & \dots \\ 0.047 & 0.074 & 0.122 & 0.228 & 0.479 & 1.669 & 8.179 & \dots & \dots \\ \dots & \dots \\ \dots & \dots \\ \dots & \dots \end{bmatrix}$$

30 X30

El número de operaciones a realizar para llevar a cabo un análisis de de interacción suelo-estructura es bastante considerable, por lo que se tienen que utilizar herramientas que agilicen el trabajo y ahorren tiempo; actualmente es imprescindible el equipo de cómputo.

Ahora, aplicando la ecuación (3.9) y suponiendo un desplazamiento vertical razonable, que para este caso puede ser el valor obtenido en el cálculo de hundimientos de capítulo II, esto es:

$$\begin{bmatrix} 19.94 \\ 19.94 \\ 19.94 \\ \dots \\ \dots \\ \dots \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.055 & 1.173 & 0.122 & \dots & \dots \\ 1.687 & 8.117 & 0.442 & \dots & \dots \\ 0.482 & 1.708 & 1.602 & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \end{bmatrix} \bullet \begin{bmatrix} \sigma'_1 \\ \sigma'_2 \\ \sigma'_3 \\ \dots \\ \dots \\ \sigma'_{30} \end{bmatrix}$$

De esta forma con  $\delta_a = 19.94$  cm se obtienen las reacciones efectivas  $\sigma'_i$ .  
Para que se cumpla el equilibrio externo se obtiene un factor de corrección igual a:

$$f_c = \frac{W_s}{\sum_1^{60} a_i \cdot \sigma'_i} = \frac{3207.66 - 810.78}{3227.965} = 0.7425 \quad \therefore \quad \sigma_i = f_c \cdot \sigma'_i$$

En la tabla 3.3 se reportan los valores de las reacciones determinadas. Los valores de la tercera columna son los obtenidos con el programa de computadora de la referencia 6, el desplegado de resultados puede verse en la hoja I del apéndice A.

Tabla 3.3 Reacciones bajo la cimentación

Punto No.	$\bar{a}_i$ m <sup>2</sup>	$\sigma'_i$ ton/m <sup>2</sup>	$\bar{a}_i \times \sigma'_i$ ton	$f_c$ ---	$\sigma_i$ ton/m <sup>2</sup>	$U_{od}$ ton/m <sup>2</sup>	$q_i$ ton/m <sup>2</sup>
1	3.18	32.24	102.71	0.7425	23.938	1.60	25.538
2	6.38	10.38	66.24	0.7425	7.707	1.60	9.307
3	6.61	11.68	77.23	0.7425	8.672	1.60	10.272
4	6.58	11.37	74.64	0.7425	8.442	1.60	10.042
5	6.29	11.32	71.26	0.7425	8.405	1.60	10.005
6	6.52	11.28	73.37	0.7425	8.381	1.60	9.981
7	6.51	11.46	74.56	0.7425	8.509	1.60	10.109
8	6.28	12.01	75.37	0.7425	8.917	1.60	10.517
9	5.45	10.12	55.13	0.7425	7.514	1.60	9.114
10	2.31	36.53	84.38	0.7425	27.124	1.60	28.724
11	6.19	11.27	69.76	0.7425	8.388	1.60	9.988
12	12.40	2.80	34.71	0.7425	2.079	1.60	3.679
13	12.65	3.44	44.19	0.7425	2.554	1.60	4.154
14	12.75	3.29	41.96	0.7425	2.443	1.60	4.043
15	12.23	3.28	40.11	0.7425	2.435	1.60	4.035
16	12.66	3.25	41.14	0.7425	2.413	1.60	4.013
17	12.64	3.32	41.97	0.7425	2.485	1.60	4.085
18	12.19	3.57	43.53	0.7425	2.651	1.60	4.251
19	10.58	2.78	29.21	0.7425	2.049	1.60	3.649
20	4.49	13.22	59.33	0.7425	9.816	1.60	11.416
21	5.01	12.42	62.28	0.7425	9.222	1.60	10.822
22	10.04	3.40	34.15	0.7425	2.524	1.60	4.124
23	10.41	3.94	41.01	0.7425	2.925	1.60	4.525
24	10.33	3.79	39.18	0.7425	2.814	1.60	4.414
25	9.91	3.77	37.35	0.7425	2.799	1.60	4.399
26	10.26	3.75	38.48	0.7425	2.784	1.60	4.384
27	10.24	3.83	39.22	0.7425	2.844	1.60	4.444
28	9.88	4.1	40.50	0.7425	3.044	1.60	4.644
29	8.57	3.38	28.81	0.7425	2.495	1.60	4.095
30	3.84	14.36	52.21	0.7425	10.662	1.60	12.262
$2 \times \sum = 60$	$2 \times \sum = 506.74$		$2 \times \sum = 3277.96$				

Finalmente el hundimiento real es:

$$\delta_a = \delta'_a \cdot f_c \Rightarrow \delta_a = (19.94)(0.7425) = 14.81 \text{ cm}$$

De acuerdo a lo expuesto en el apartado III.5.1, se revisa a continuación que las reacciones en la orilla de la cimentación no rebasen en esfuerzo límite.

c) Esfuerzos en la orilla de la cimentación

La figura III.9 muestra las reacciones para cada área tributaria, donde se observa que en las esquinas de la cimentación (áreas 1, 10, 51 y 60), se rebasa el esfuerzo límite de 16.90 ton/m<sup>2</sup> lo que indica que se presentará un flujo visco-plástico en el suelo y se provocará un relajamiento de los esfuerzos de reacción en esos lugares, produciéndose una redistribución de las reacciones en toda el área de cimentación.

Debido a lo anterior es necesario repetir el cálculo estableciendo que se conocen las reacciones en las esquinas de la cimentación y su valor es constante e igual al esfuerzo límite  $q_{sp} = 16.90 \text{ ton/m}^2$ .

Tomando en cuenta la ecuación 3.15 y dando un valor de 14.81 cm para  $\delta'_s$  obtenido del cálculo anterior sin tomar en cuenta  $q_{sp}$ , se determinan las ecuaciones 3.17 y 3.18:

$$\begin{bmatrix} 8.117 & 1.682 & 0.442 & \dots & \dots \\ 1.708 & 8.249 & 1.606 & \dots & \dots \\ 0.464 & 1.598 & 8.221 & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma'_2 \\ \sigma'_3 \\ \dots \\ \dots \\ \sigma'_{28} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 14.81 - (\bar{\delta}_{2,1} + \bar{\delta}_{2,10}) \cdot 1.69 \\ 14.81 - (\bar{\delta}_{3,1} + \bar{\delta}_{3,10}) \cdot 1.69 \\ 14.81 - (\bar{\delta}_{4,1} + \bar{\delta}_{4,10}) \cdot 1.69 \\ \dots \\ \dots \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 8.117 & 1.682 & 0.442 & \dots & \dots \\ 1.708 & 8.249 & 1.606 & \dots & \dots \\ 0.464 & 1.598 & 8.221 & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \bar{\sigma}_2 \\ \bar{\sigma}_3 \\ \dots \\ \dots \\ \bar{\sigma}_{28} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ \dots \\ \dots \end{bmatrix}$$

los valores de las reacciones  $\sigma'_i$  y  $\bar{\sigma}_i$  se consignan en la tabla 3.4

Tabla 3.4 Distribución de reacciones efectivas y reacciones unitarias.

PUNTO No.	$\bar{a}_i$ m <sup>2</sup>	$\sigma_i$ ton/m <sup>2</sup>	$\sigma'_i$ ton/m <sup>2</sup>	$(\sigma'_i \cdot \bar{a}_i)$ ton	$\bar{\sigma}_i$ ton/m <sup>2</sup>	$\bar{\sigma}_i \cdot \bar{a}_i$ ton
1	3.18	23.938	16.90	53.84	---	---
2	6.38	7.707	8.65	55.199	0.73	4.66
3	6.61	8.872	8.70	57.528	0.59	3.90
4	6.56	8.442	8.50	55.796	0.56	3.81
5	6.29	8.405	8.46	53.254	0.57	3.59
6	6.52	8.381	8.40	54.735	0.57	3.71
7	6.51	6.509	6.57	55.751	0.56	3.77
8	6.28	8.917	8.688	55.777	0.59	3.70
9	5.45	7.514	9.24	50.337	0.81	4.41
10	2.31	27.124	16.90	39.039	---	---
11	6.19	8.366	9.15	56.836	0.73	4.52
12	12.40	2.079	2.16	26.779	0.15	1.86
13	12.65	2.554	2.58	33.145	0.17	2.18
14	12.75	2.443	2.46	31.626	0.17	2.17
15	12.23	2.435	2.45	29.963	0.17	2.08
16	12.66	2.413	2.43	30.764	0.16	2.03
17	12.64	2.465	2.50	31.603	0.17	2.15
18	12.19	2.651	2.71	33.041	0.18	2.19
19	10.56	2.049	2.13	22.544	0.15	1.59
20	4.49	9.816	10.70	48.022	0.81	3.63
21	5.01	9.222	9.44	47.338	0.83	3.16
22	10.04	2.524	2.59	26.015	0.17	1.71
23	10.41	2.925	2.99	31.12	0.20	2.08
24	10.33	2.814	2.85	29.447	0.19	1.96
25	9.91	2.799	2.83	28.040	0.19	1.88
26	10.26	2.784	2.81	28.821	0.19	1.95
27	10.24	2.844	2.94	30.110	0.20	2.05
28	9.88	3.044	2.82	27.855	0.19	1.86
29	8.57	2.495	2.60	22.295	0.17	1.46
30	3.64	10.662	10.90	39.632	0.73	2.65
$2 \times \sum = 60$				$2 \times \sum = 2372.13$		$2 \times \sum = 153.48$

De la ecuación (3.19) se obtiene el factor de corrección:

$$f_c = \frac{2396.87 - 2372.13}{153.48} = 0.1612$$

En la tabla 3.5 se muestran los resultados finales de las reacciones y hundimientos al aplicar la expresión (3.20). La distribución de esfuerzos ya corregidos por esfuerzo límite en las esquinas de la cimentación pueden verse en la figura III.10

Tabla 3.5 Reacciones y desplazamientos verticales finales.

Punto No.	$\sigma_1$ Ton/m <sup>2</sup>	$\bar{\sigma}_1$ Ton/m <sup>2</sup>	$f_c$	$\delta_a'$ cm	$\delta_a$ cm	$\sigma_1$ Ton/m <sup>2</sup>	$U_{od}$ Ton/m <sup>2</sup>	$q_1$ Ton/m <sup>2</sup>
1	16.90	0	0.1612	14.81	14.97	16.90	1.60	18.50
2	8.65	0.73	0.1612	14.81	14.97	8.768	1.60	10.368
3	8.70	0.59	0.1612	14.81	14.97	8.795	1.60	10.395
4	8.50	0.58	0.1612	14.81	14.97	8.593	1.60	10.193
5	8.46	0.57	0.1612	14.81	14.97	8.552	1.60	10.152
6	8.40	0.57	0.1612	14.81	14.97	8.492	1.60	10.092
7	8.57	0.58	0.1612	14.81	14.97	8.663	1.60	10.263
8	8.888	0.59	0.1612	14.81	14.97	8.983	1.60	10.283
9	9.24	0.81	0.1612	14.81	14.97	9.371	1.60	10.971
10	16.90	0	0.1612	14.81	14.97	16.90	1.60	18.50
11	9.15	0.73	0.1612	14.81	14.97	9.288	1.60	10.888
12	2.16	0.15	0.1612	14.81	14.97	2.184	1.60	3.784
13	2.58	0.17	0.1612	14.81	14.97	2.807	1.60	4.207
14	2.48	0.17	0.1612	14.81	14.97	2.507	1.60	4.107
15	2.45	0.17	0.1612	14.81	14.97	2.477	1.60	4.077
16	2.43	0.18	0.1612	14.81	14.97	2.456	1.60	4.056
17	2.50	0.17	0.1612	14.81	14.97	2.527	1.60	4.127
18	2.71	0.18	0.1612	14.81	14.97	2.739	1.60	4.339
19	2.13	0.15	0.1612	14.81	14.97	2.154	1.60	3.754
20	10.70	0.61	0.1612	14.81	14.97	10.831	1.60	12.431
21	9.44	0.63	0.1612	14.81	14.97	9.542	1.60	11.142
22	2.59	0.17	0.1612	14.81	14.97	2.817	1.60	4.217
23	2.99	0.20	0.1612	14.81	14.97	3.022	1.60	4.622
24	2.65	0.19	0.1612	14.81	14.97	2.881	1.60	4.481
25	2.63	0.19	0.1612	14.81	14.97	2.861	1.60	4.461
26	2.81	0.19	0.1612	14.81	14.97	2.841	1.60	4.441
27	2.94	0.20	0.1612	14.81	14.97	2.972	1.60	4.572
28	2.82	0.19	0.1612	14.81	14.97	2.851	1.60	4.451
29	2.80	0.17	0.1612	14.81	14.97	2.827	1.60	4.227
30	10.90	0.73	0.1612	14.81	14.97	11.018	1.60	12.168

Ahora, a partir de los esfuerzos efectivos finales e idealizando a la cimentación como una gran viga en sentido longitudinal, se calcularon reacciones medias en el sentido corto, como lo indica la expresión siguiente:

$$\sigma_n = \frac{\sum_1^6 \bar{a}_i \cdot \sigma_i}{\sum_1^6 \bar{a}_i}$$

**ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

Para la franja formada por las áreas tributarias  $\bar{a}_1$ ,  $\bar{a}_{11}$ ,  $\bar{a}_{21}$ ,  $\bar{a}_{31}$ ,  $\bar{a}_{41}$ , y  $\bar{a}_{51}$ , la reacción promedio que resulta aplicando la expresión anterior es como sigue:

$$\sigma_n = \frac{2 \cdot (3.18 \times 16.90 + 6.19 \times 9.268 + 5.01 \times 9.542)}{2 \cdot (3.18 + 6.19 + 5.01)} = 11.053 \text{ ton/m}^2$$

multiplicando por el ancho de la cimentación se obtiene el valor de la reacción por metro lineal.

$$\sigma_1 = (11.053 \text{ ton/m}^2) \times (17.39 \text{ m}) = 192.212 \text{ ton/m}$$

Siguiendo el procedimiento anterior, en la tabla 3.6 se reporta el promedio de reacciones que actúa bajo la cimentación cuando se idealiza a ésta como una gran viga.

Tabla 3.6 Reacciones en forma de promedio actuando bajo una gran viga

Franja No.	$\sigma_n$ ton/m <sup>2</sup>	Area de la franja m <sup>2</sup>	$\sigma_n$ ton/m
1	11.053	28.78	192.212
2	3.792	57.65	65.943
3	4.122	59.73	71.682
4	3.985	59.30	69.299
5	3.956	58.87	68.795
6	3.926	58.87	68.273
7	4.041	58.78	70.273
8	4.160	58.69	72.343
9	3.917	49.21	66.117
10	12.240	20.87	212.854

En la figura III.14a se muestra la viga antes mencionada, actuado sobre ella las reacciones de la tabla anterior, la subpresión y las cargas de la superestructura.

$$\text{Subpresión} = (1.6 \text{ ton/m}^2) \times (17.39 \text{ m}) = 27.824 \text{ ton/m}$$

Las cargas concentradas corresponden a la sumatoria por cada eje.

### III.6 Cimentación con Rigidez Finita

En este caso la estructura de cimentación tiene una rigidez  $EI$ . La distribución de reacciones se determina estableciendo la compatibilidad de deformaciones entre el suelo y la estructura de cimentación, considerando que ésta se apoya en una serie de resortes que representan al suelo (Fig. III.12).

La interacción suelo-estructura se desarrolla en dos etapas:

- Se realiza un análisis de asentamientos en el suelo, calculando el hundimiento  $\delta_i$  bajo cada "nudo" de la estructura de cimentación, utilizando la ecuación 3.7 (EMA).
- En seguida se efectúa el análisis estructural determinando las reacciones  $R_i$  bajo cada "nudo" de la estructura de la cimentación, apoyada en resortes de rigidez lineal  $K_i$ . El método de análisis utilizado es el de los desplazamientos o de rigideces, que se ilustra más adelante.

Los valores del módulo de cimentación o constante  $K_i$  se obtienen de la siguiente forma:

$$K_i = \frac{R_i}{\delta_i} = \frac{q_i \cdot \bar{a}_i}{\delta_i} \quad (3.21)$$

Con las reacciones obtenidas de un ciclo se efectúa nuevamente el cálculo de hundimientos, determinando nuevos valores de  $K_i$ .

El procedimiento se repite hasta que en dos ciclos sucesivos los valores de  $K_i$  no cambien sustancialmente.

Conocidas las reacciones se procede a calcular los elementos mecánicos, fuerza cortante y momento flexionante, en la estructura de cimentación y a su diseño definitivo.

A continuación se presenta un ejemplo utilizando el método de rigideces para obtener las reacciones de una viga apoyada sobre resortes (Ref. 7).

El método consta de las siguientes etapas (Beaufait et al 1970).

1. Se empotra la estructura y se obtienen los elementos mecánicos para esta condición.

2. Se liberan los nudos de la estructura y se obtienen los elementos mecánicos correspondientes a los movimientos de dichos nudos.
3. Se establecen las ecuaciones de equilibrio en cada uno de los nudos que sufrieron movimiento. Estas condiciones de equilibrio dan lugar a un sistema de ecuaciones en que las incógnitas son los desplazamientos de los nudos. Se resuelve el sistema de ecuaciones.
4. Conocidos los desplazamientos, a partir de ellos se calculan las reacciones y los elementos mecánicos en los nudos de la estructura.

Considérese una zapata corrida como se indica en la figura III.15

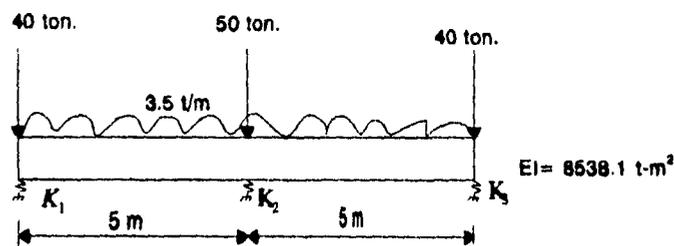


Figura III.15  
Características de la estructura

Las propiedades mecánicas de la estructura son:

Módulo de elasticidad del concreto  $E = 1581138 \text{ t/m}^2$   
Momento de inercia de las trabes  $I = 0.0054 \text{ m}^4$

Las constantes de resorte consideradas para el suelo de cimentación son:

$$K_1 = K_3 = 400 \text{ t/m} \quad \text{y} \quad K_2 = 500 \text{ t/m}$$

La convención de signos utilizada es la siguiente: los giros se consideran positivos en sentido antihorario y los desplazamientos lineales son positivos si van hacia abajo en la barra horizontal. Los momentos flexionantes son positivos en sentido horario, y las fuerzas cortantes son positivas si van hacia arriba en la barra horizontal.

Primeramente se numeran las barras y los grados de libertad de la estructura, los cuales se muestran en la figura III.16; como no se conocen las condiciones de frontera de las barras 1 y 2 se consideran articuladas a la izquierda y a la derecha respectivamente.

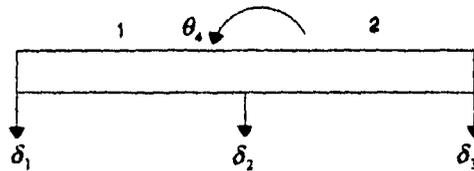


Figura III.16

Numeración y grados de libertad de la estructura.

Las cargas sobre la estructura, correspondientes a los grados de libertad definidos, se pueden ver en la figura III.17

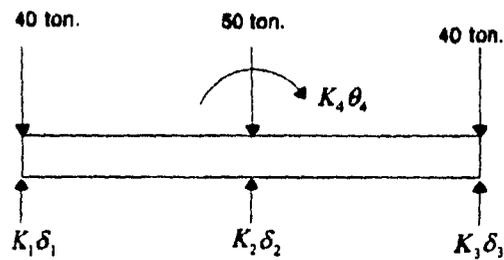


Figura III.17

Sistema de cargas sobre la estructura

Los grados de libertad de cada barra son:

Barra	$\theta_1$	$\theta_2$	$\delta_1$	$\delta_2$
1	--	$\theta_4$	$\delta_1$	$\delta_2$
2	$\theta_4$	--	$\delta_2$	$\delta_3$

Siguiendo los pasos del método de rigideces:

**Paso 1**

Los momentos y cortantes de empotramiento, de barra sobre nudo para una carga uniforme  $w$ , (Fig. III.18a) son:

$$M_p^* = -\frac{w \cdot l^2}{8} \quad ; \quad V_r^* = -\frac{3w \cdot l}{8} \quad ; \quad V_s^* = -\frac{5w \cdot l}{8}$$

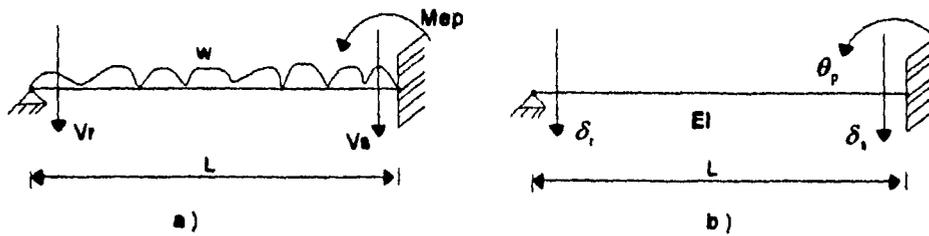


Figura III.18

Barra con apoyo continuo a la derecha y articulado a la izquierda

El vector de cargas de elementos mecánicos ocasionado por el empotramiento y la articulación para las barras 1 y 2 es:

$$\underline{P}_1^* = \begin{bmatrix} -\frac{wl^2}{8} \\ \frac{3wl}{8} \\ \frac{5wl}{8} \\ \frac{wl^2}{8} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -10.94 \\ -6.56 \\ -10.94 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_4 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{bmatrix} \quad \underline{P}_2^* = \begin{bmatrix} \frac{wl^2}{8} \\ \frac{5wl}{8} \\ \frac{3wl}{8} \\ \frac{wl^2}{8} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 10.94 \\ -10.94 \\ -6.56 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_4 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{bmatrix}$$

**Paso 2**

Con los elementos mecánicos ocasionados por los desplazamientos angulares y lineales, se forma la matriz de rigideces para cada barra.

La matriz de rigideces de una barra con un apoyo continuo a la derecha y otro articulado a la izquierda (Fig. III.18b) es:

$$\underline{K}_i = \begin{matrix} & \theta_p & \delta_1 & \delta_2 \\ \begin{bmatrix} 3EI/l & -3EI/l^2 & 3EI/l^2 \\ -3EI/l^2 & 3EI/l^3 & -3EI/l^3 \\ 3EI/l^2 & -3EI/l^3 & 3EI/l^3 \end{bmatrix} & \theta_p \\ & \delta_1 \\ & \delta_2 \end{matrix}$$

La matriz de rigideces es la misma si la barra se encuentra con un apoyo continuo a la izquierda y articulado a la derecha.

La primera columna de la matriz representa físicamente la rigidez a la deformación angular, mientras que las restantes representan la rigidez a la deformación lineal.

La matriz de rigideces de las barras 1 y 2 son:

$$\underline{K}_1 = \begin{matrix} & \theta_4 & \delta_1 & \delta_2 \\ \begin{bmatrix} 5122.89 & -1024.58 & 1024.58 \\ -1024.58 & 204.92 & -204.92 \\ 1024.58 & -204.92 & 204.92 \end{bmatrix} & \theta_4 \\ & \delta_1 \\ & \delta_2 \end{matrix} \quad \underline{K}_2 = \begin{matrix} & \theta_4 & \delta_2 & \delta_3 \\ \begin{bmatrix} 5122.89 & -1024.58 & 1024.58 \\ -1024.58 & 204.92 & -204.92 \\ 1024.58 & -204.92 & 204.92 \end{bmatrix} & \theta_4 \\ & \delta_2 \\ & \delta_3 \end{matrix}$$

### Paso 3

El método de rigideces establece que se debe satisfacer el equilibrio de momentos flexionantes en los nudos y el equilibrio de fuerzas cortantes en los ejes de las barras de la estructura, esto es:

$$\underline{K}\underline{\delta} + \underline{p}^e + \underline{p}^c = 0 \quad (3.22)$$

$\underline{K}$  es la matriz de rigideces de la estructura, dada por la suma de las matrices de rigidez de cada una de las barras, es decir:

$$\underline{K} = \sum_{i=1}^n \underline{k}_i \quad (3.23)$$

$\underline{\delta}$  es el vector de desplazamientos de la estructura, y está formado por los desplazamientos angulares (giros) y lineales de los nudos de la estructura.

$\underline{P}^e$  como ya se vio, es el vector de carga de empotramiento, formada por los momentos y cortantes de empotramiento que transmiten las barras sobre los nudos de la estructura, se obtiene al sumar cada vector de barra, esto es:

$$\underline{P}^e = \sum_{i=1}^n \underline{P}_i^e \quad (3.24)$$

$\underline{P}^e$  es el vector de cargas externas formada por los momentos y las fuerzas concentradas que actúan sobre los nudos de la estructura.

De la ec. (3.23) se forma la matriz de rigideces de toda la estructura.

$$\underline{K} = \begin{matrix} & \delta_1 & \delta_2 & \delta_3 & \theta_4 \\ \begin{bmatrix} 204.92 & -204.92 & 0 & -1024.58 \\ -204.92 & 409.84 & -204.92 & 0 \\ 0 & -204.92 & 204.92 & 1024.58 \\ -1024.58 & 0 & 1024.58 & 10245.78 \end{bmatrix} & \delta_1 \\ & \delta_2 \\ & \delta_3 \\ & \theta_4 \end{matrix}$$

formando el vector de carga de empotramiento: (ec. 3.24)

$$\underline{P}^e = \begin{bmatrix} -6.36 \\ -21.88 \\ -6.56 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_4 \end{matrix}$$

el vector de desplazamientos es:

$$\underline{\delta} = \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_4 \end{bmatrix}$$

Las reacciones del suelo (Fig. III.17) se toman como cargas externas aplicadas sobre la estructura; las cuales se van a incluir en el vector de cargas concentrado, en el grado de libertad correspondiente.

El vector de cargas externas concentrado es:

$$\underline{P}^e = \begin{bmatrix} -40 + 400\delta_1 \\ -50 + 500\delta_2 \\ -40 + 400\delta_3 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_4 \end{matrix}$$

Aplicando la ec. (3.22) tenemos:

$$\begin{aligned} 204.92\delta_1 - 204.92\delta_2 + 0 - 1024.58\theta_4 - 6.56 - 40 + 400\delta_1 &= 0 & \text{a} \\ 204.92\delta_1 + 409.84\delta_2 - 204.92\delta_3 + 0 - 21.88 - 50 + 500\delta_2 &= 0 & \text{b} \\ 0 - 204.92\delta_2 + 204.92\delta_3 + 1024.58\theta_4 - 6.56 - 40 + 400\delta_3 &= 0 & \text{c} \\ -1024.58\delta_1 + 1024.58\delta_3 + 10245.78\theta_4 + 0 + 0 &= 0 & \text{d} \end{aligned}$$

por simetría de la estructura, tenemos  $\delta_1 = \delta_3$

$$\begin{aligned} \text{de la ec. d} \quad \theta_4 &= 0 \\ \text{de la ec. a} \quad 604.92\delta_1 - 204.92\delta_2 &= 46.56 \\ \text{de la ec. b} \quad -409.84\delta_1 + 909.84\delta_2 &= 71.88 \end{aligned}$$

resolviendo el sistema, tenemos:

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 0.122 \text{ m} \\ \delta_2 &= 0.134 \text{ m} \end{aligned}$$

#### Paso 4

Una vez conocido los desplazamientos se calculan los elementos mecánicos para cada barra; esto es:

$$\underline{p}_m = \underline{k}_m \delta_m + \underline{P}_m^e \quad (3.25)$$

para la barra 1

$$\begin{aligned} M_1 &= \begin{bmatrix} 5122.89 & -1024.58 & 1024.58 \\ -1024.58 & 240.92 & -204.92 \\ 1024.58 & -204.92 & 240.92 \end{bmatrix} \bullet \begin{bmatrix} 0 \\ 0.122 \\ 0.134 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -10.94 \\ -6.56 \\ -10.94 \end{bmatrix} = \begin{matrix} 1.355 \text{ t}\cdot\text{m} \\ -9.019 \text{ t} \\ -8.481 \text{ t} \end{matrix} \end{aligned}$$

para la barra 2

$$\begin{matrix} M_3 \\ V_2 \\ V_3 \end{matrix} = \begin{bmatrix} 5122.89 & -1024.58 & 1024.58 \\ -1024.58 & 240.92 & -204.92 \\ 1024.58 & -204.92 & 240.92 \end{bmatrix} \bullet \begin{bmatrix} 0 \\ 0.134 \\ 0.122 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 10.94 \\ -10.94 \\ -6.56 \end{bmatrix} = \begin{matrix} 1.355 \text{ t} \cdot \text{m} \\ -8.481 \text{ t} \\ -9.019 \text{ t} \end{matrix}$$

Pero lo que interesa conocer son las reacciones del suelo hacia la estructura de cimentación, las cuales se obtienen multiplicando los desplazamientos por su deformación vertical; es decir: (Fig. III.17)

$$\begin{aligned} R_1 &= k_1 \cdot \delta_1 = 400(0.122) = 48.8 \text{ t} \\ R_2 &= k_2 \cdot \delta_2 = 500(0.134) = 67.0 \text{ t} \\ R_3 &= k_3 \cdot \delta_3 = 400(0.122) = 48.8 \text{ t} \end{aligned}$$

### III.6.1 Determinación de Reacciones y Hundimientos

Aplicando el método anterior al problema que nos ocupa. En la figura III.12, se presenta la planta de cimentación, la que se ha idealizado como una serie de elementos barra, formando una retícula apoyada en resortes que representan al suelo. Estos resortes se localizan en los nudos que forman dicha retícula de cimentación.

Las cargas por columna de la superestructura se calcularon de acuerdo con su área tributaria, tomando en cuenta un peso de  $5.13 \text{ t/m}^2$ . El peso propio de la cimentación,  $1.2 \text{ t/m}^2$ , se considero uniformemente distribuido. Ver figura III.11

Las propiedades mecánicas y geométricas de las barras (Fig. III.17), se calcularon haciendo la hipótesis de que estas son rectangulares, las cuales se pueden ver en la hoja III del apéndice A.

Para determinar la distribución de reacciones bajo la cimentación, se llevó a cabo el procedimiento siguiente:

1. Se supuso un hundimiento uniforme de la cimentación  $\delta = 19.94 \text{ cm}$ , que fue el obtenido al centro de ésta, suponiéndola 100% flexible (capítulo II).

2. Con la ecuación matricial de asentamientos (EMA) ec. (3.7), se calcularon las reacciones  $q_i$ . La matriz de hundimientos unitarios  $\{\delta_v\}$ , es la misma obtenida para la condición de cimentación rígida; ver tabla 3.7

Para el nudo 1 se tiene

$$q_1 = 3.224 \text{ Kg/cm}^2$$

3. El módulo de cimentación se obtiene conociendo el área tributaria para cada nudo (Fig. III.8); a partir de la ec. (3.21).

$$K_1 = \frac{32.24(3.1859)}{19.94} = 5.151 \text{ t/cm}$$

De esta manera se calcularon los valores de la constante de resorte para todos los demás nudos.

4. Con un paquete de análisis estructural se llevó a cabo el cálculo considerando las siguientes hipótesis:

Se permite el desplazamiento vertical y el giro (debido a torsión y/o flexión) de los nudos de la retícula, despreciando las deformaciones axiales de los elementos.

En la apéndice A, se muestran los datos y resultados del programa.

5. Se dividen las reacciones  $R_i$  entre sus respectivas áreas tributarias  $a_i$

$$q_i = \frac{R_i}{a_i}$$

para el nudo 1 tenemos:

$$q_1 = \frac{85.296}{3.1859} = 2.677 \text{ Kg/cm}^2$$

6. Se revisa que las reacciones  $q_i$ , no sean mayores que la capacidad de carga  $q_{cp}$ , esto es:

si  $q_i \geq q_{cp}$  entonces  $q_i = q_{cp}$  y la reacción en el nudo  $i$  es conocida.

De acuerdo con el inciso III.5.1,  $q_{ep} = 1.69 \text{ Kg/cm}^2$ , por lo que la reacción máxima en la orilla será:

$$q_{max} = q_{ep} + U_{od} = 1.69 + 0.16 = 1.85 \text{ Kg/cm}^2$$

En el nudo 1 tenemos:

$$2.677 > 1.85 \text{ por lo que } q_1 = 1.85 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \quad R_1 = 18.5(3.18) = 58.83 \text{ t}$$

Este valor sustituye a la constante de resorte en el nudo.

7. Una vez revisando que ninguna reacción rebase el esfuerzo límitea  $q_{ep}$ ; con la ec. (3.7), se recalculan los hundimientos, los cuales se comparan con los anteriores. Si no son iguales se repite el procedimiento a partir del paso 3. El cálculo termina cuando los hundimientos del último ciclo con los del penúltimo son sensiblemente iguales.

En la tabla 3.7 se presenta el procedimiento iterativo del cálculo de las reacciones, tomando en cuenta que la planta de cimentación es simétrica con respecto a un eje, solo se presentan los resultados para los primeros 30 nudos.

Puede observarse que en la 4ta. iteración, los hundimientos al inicio y al final del ciclo son prácticamente los mismos. Los resultados que se muestran en el Apéndice A corresponden a éste último ciclo.

Finalmente en la figura III.13, muestra la planta de cimentación con las reacciones efectivas del suelo obtenidas del cálculo. Para calcular los elementos mecánicos, a cada una de estas reacciones se le deberá sumar la subpresión, la cual es de  $1.6 \text{ t/m}^2$ .

En el apéndice A, se pueden ver las reacciones totales obtenidas del análisis y los elementos mecánicos para las barras 59, 69, 79, 89, 99 y de la 19 a la 27. Con estos valores pueden diseñarse estructuralmente estos elementos. Sin embargo para que el diseño quede completo debe tomarse en cuenta el efecto sísmico, el cual queda fuera del alcance de este trabajo.

Finalmente, al igual que para el caso de cimentación rígida y con fines comparativos, en la figura III.14b se muestra la distribución de reacciones.

Puede verse que no existe un "puenteo" tan importante como el que se observa en la figura III.14a.

**TESIS SIN PAGINACION**

**COMPLETA LA INFORMACION**

Tabla 3.7 Procedimiento iterativo de ISE

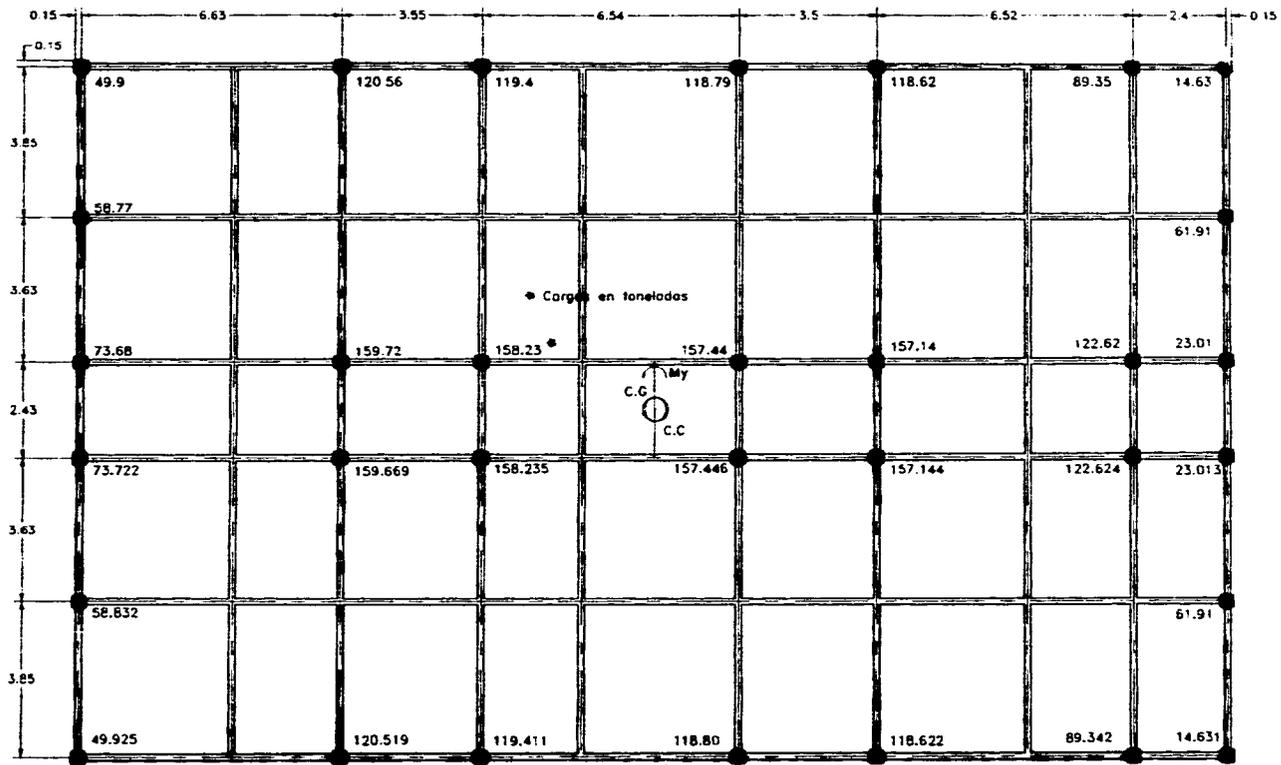
Nudo No.	1ra. iteración					2da. iteración					3ra. iteración					4ta. iteración				
	$a_i$ m <sup>2</sup>	$q_i$ Kg/cm <sup>2</sup>	$K$ t/cm	$R_i$ ton	$q_i$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\delta_i$ cm	$K$ t/cm	$R_i$ ton	$q_i$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\delta_i$ cm	$K$ t/cm	$R_i$ ton	$q_i$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\delta_i$ cm	$K$ t/cm	$R_i$ ton	$q_i$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\delta_i$ cm		
1	3.18	0.322	5.151	85.296	2.677*	14.002	—	58.83	1.85	14.34	—	58.83	1.85	14.379	—	58.83	1.85	14.40		
2	8.38	1.038	3.322	80.529	0.949	17.484	3.463	85.331	1.024	18.375	3.555	86.712	1.046	18.534	3.6	87.585	1.069	18.63		
3	6.61	1.168	3.873	78.386	1.155	19.458	3.924	78.222	1.183	20.086	3.993	77.341	1.17	19.98	3.871	76.98	1.188	18.56		
4	8.56	1.137	3.743	77.92	1.188	20.483	3.805	78.881	1.222	21.077	3.803	78.885	1.199	20.847	3.773	78.149	1.191	20.77		
5	6.29	1.132	3.574	76.042	1.209	20.19	3.637	76.588	1.218	21.322	3.583	75.562	1.201	21.12	3.577	75.326	1.188	21.08		
8	6.52	1.126	3.679	78.38	1.202	20.912	3.748	79.109	1.213	21.329	3.708	78.151	1.199	21.153	3.696	77.981	1.188	21.11		
7	8.51	1.146	3.739	77.604	1.192	20.432	3.788	78.793	1.21	20.953	3.759	77.782	1.195	20.787	3.742	77.462	1.19	20.73		
8	6.28	1.201	3.779	74.759	1.19	19.483	3.834	77.086	1.227	20.273	3.801	76.073	1.211	20.186	3.788	75.37	1.2	20.13		
9	4.45	1.012	2.785	51.44	0.944	17.077	3.013	58.464	1.073	18.388	3.184	61.337	1.125	18.722	3.275	62.973	1.164	18.92		
10	2.31	3.853	4.232	74.809	3.23*	13.546	—	42.735	1.85	14.089	—	42.735	1.85	14.188	—	42.735	1.86	14.22		
11	6.19	1.127	3.498	80.681	0.98	17.09	3.55	64.645	1.044	17.914	3.607	65.249	1.054	17.997	3.625	65.586	1.06	18.05		
12	12.4	0.28	1.741	33.052	0.287	18.306	1.809	35.238	0.284	19.155	1.836	35.623	0.287	19.241	1.85	35.877	0.289	19.3		
13	12.85	0.344	2.218	45.313	0.353	19.808	2.29	47.214	0.367	20.532	2.297	47.188	0.367	20.528	2.297	47.234	0.368	20.64		
14	12.75	0.329	2.104	45.36	0.358	20.754	2.187	46.977	0.368	21.438	2.189	46.9	0.368	21.382	2.194	47.062	0.368	21.36		
15	12.23	0.328	2.012	44.376	0.363	21.182	2.086	45.833	0.375	21.842	2.1	45.825	0.375	21.777	2.106	46.007	0.376	21.77		
16	12.85	0.325	2.063	45.492	0.359	21.173	2.147	46.98	0.371	21.845	2.15	46.944	0.371	21.779	2.157	47.134	0.372	21.78		
17	12.64	0.332	2.105	45.211	0.358	20.721	2.184	46.89	0.371	21.457	2.186	46.794	0.37	21.383	2.187	46.826	0.37	21.37		
18	12.19	0.357	2.182	44.731	0.367	19.88	2.25	46.708	0.383	20.755	2.249	46.483	0.381	20.713	2.242	46.317	0.38	20.70		
19	10.58	0.276	1.465	28.249	0.287	18.461	1.53	30.432	0.286	19.572	1.557	30.775	0.291	19.679	1.585	30.891	0.292	18.72		
20	4.49	1.322	2.975	54.495	1.214	17.724	3.089	58.945	1.313	18.845	3.128	59.803	1.327	18.961	3.142	59.745	1.331	18.89		
21	5.01	1.242	3.123	55.471	1.106	17.984	3.081	56.892	1.136	18.61	3.058	56.123	1.12	18.503	3.033	55.687	1.112	18.46		
22	10.04	0.34	1.713	33.26	0.331	18.729	1.756	34.821	0.347	19.671	1.771	34.95	0.348	19.889	1.775	35.053	0.349	18.71		
23	10.41	0.394	2.057	43.091	0.414	20.143	2.064	43.54	0.418	20.717	2.1	44.136	0.424	20.822	2.12	44.589	0.428	20.86		
24	10.33	0.379	1.964	43.337	0.419	21.028	2.058	45.262	0.438	21.814	2.074	45.485	0.44	21.851	2.01	44.131	0.427	21.64		
25	9.91	0.377	1.873	42.187	0.426	21.442	1.989	44.01	0.444	22.254	1.977	44.081	0.445	22.256	1.981	44.214	0.446	22.23		
26	10.26	0.375	1.929	43.513	0.424	21.457	2.027	45.411	0.443	22.301	2.038	45.542	0.444	22.292	2.044	45.707	0.446	22.30		
27	10.24	0.383	1.967	43.223	0.422	21.016	2.056	45.184	0.441	21.885	2.063	45.175	0.441	21.855	2.066	45.248	0.442	21.88		
28	9.88	0.41	2.031	42.514	0.43	20.26	2.097	44.364	0.449	21.151	2.097	44.174	0.447	21.099	2.093	44.072	0.446	21.88		
29	8.57	0.336	1.445	28.454	0.332	19.255	1.478	29.85	0.348	20.157	1.48	29.718	0.347	20.097	1.48	29.685	0.346	20.86		
30	3.67	1.436	2.618	48.872	1.344	18.732	2.612	50.854	1.392	19.556	2.591	49.889	1.371	19.424	2.256	49.383	1.367	18.33		

ISE: Interacción Suelo-Estructura

El hundimiento inicial es:  $\delta_0 = 19.94$  cm

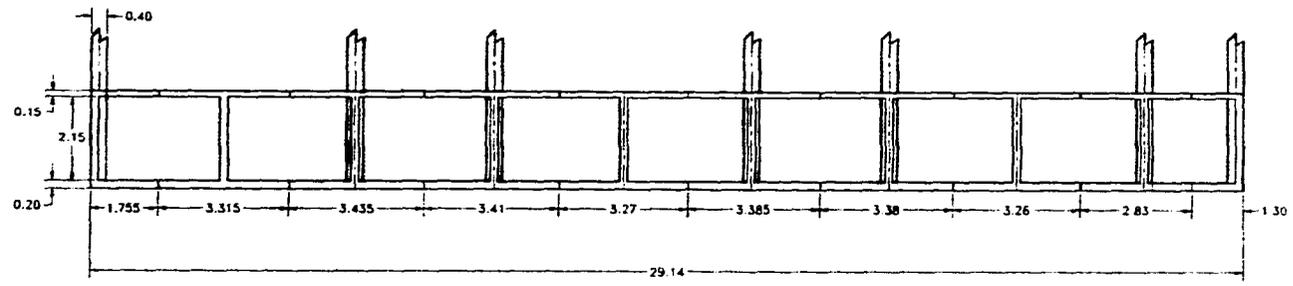
$$K = \frac{q_i \cdot \bar{a}_i}{\delta_i}$$

\* Reacciones que rebasan el esfuerzo límite que admite el suelo

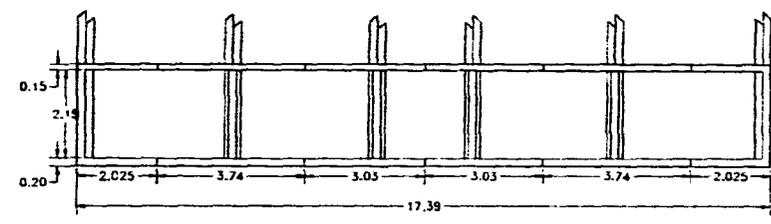


Acotaciones en m.

Figura III.6 Distribución de la carga total del edificio incluyendo peso de la cimentación.



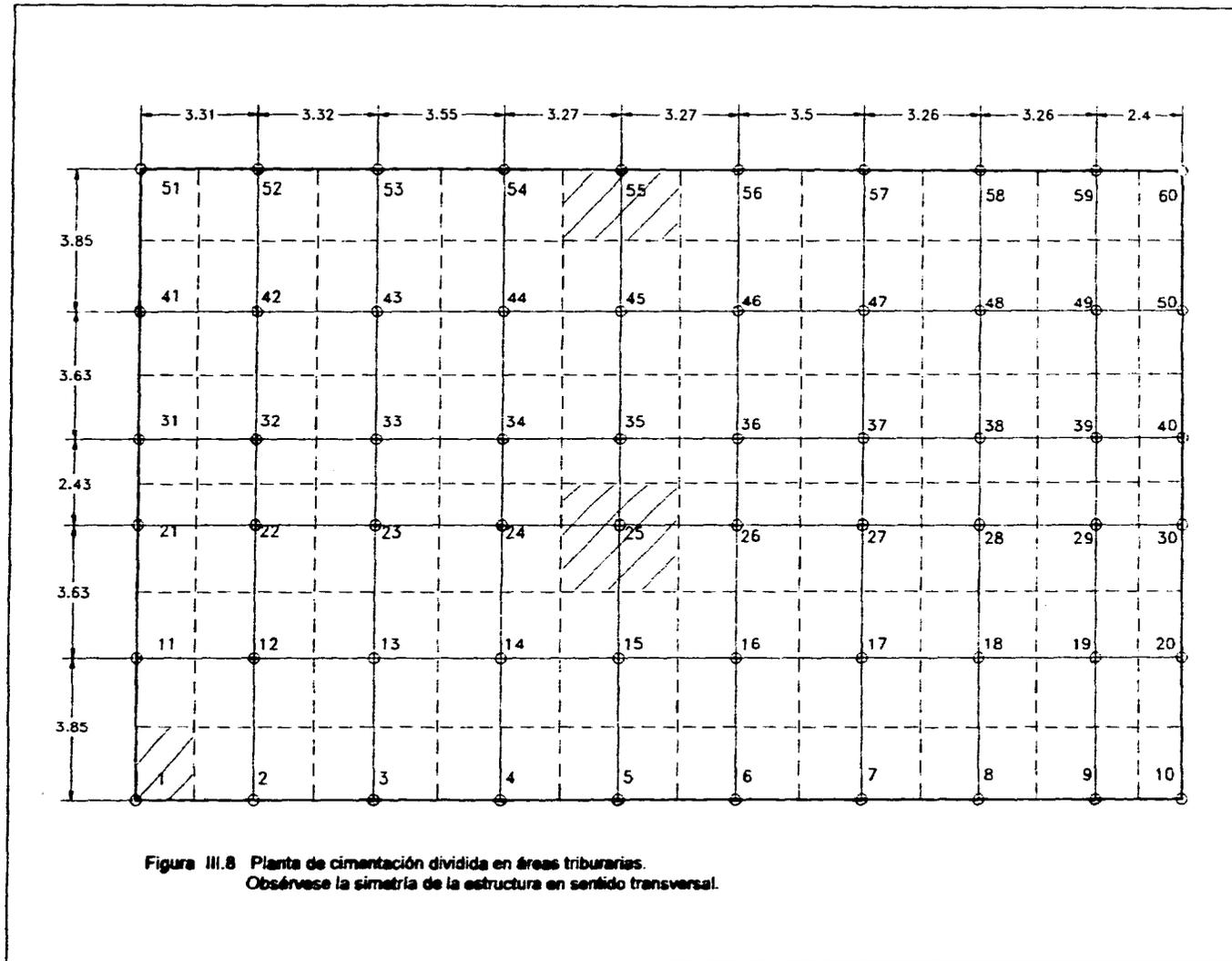
SECCION LONGITUDINAL



SECCION TRANSVERSAL

Acotaciones en m.

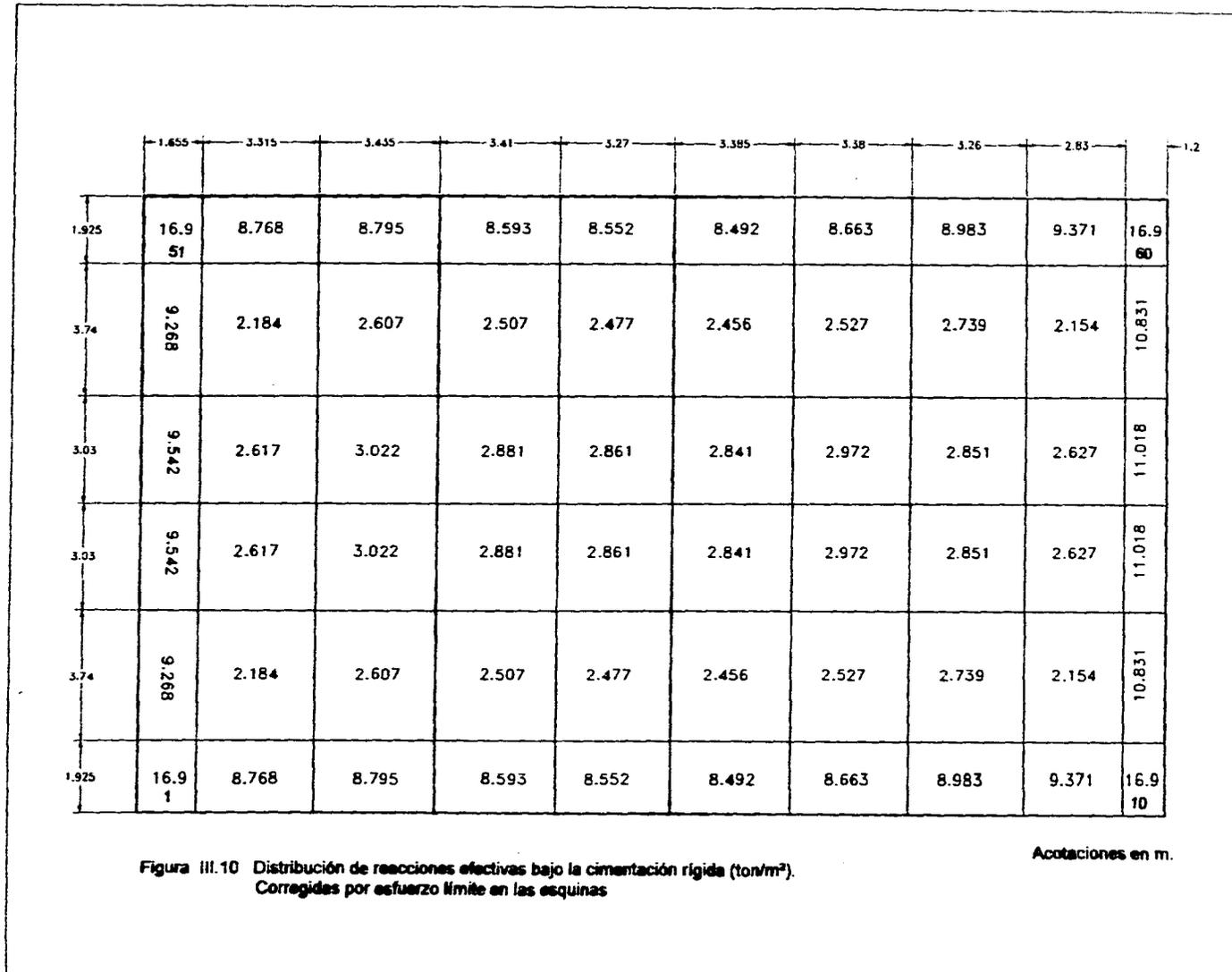
Figura III.7 Corte de la cimentación



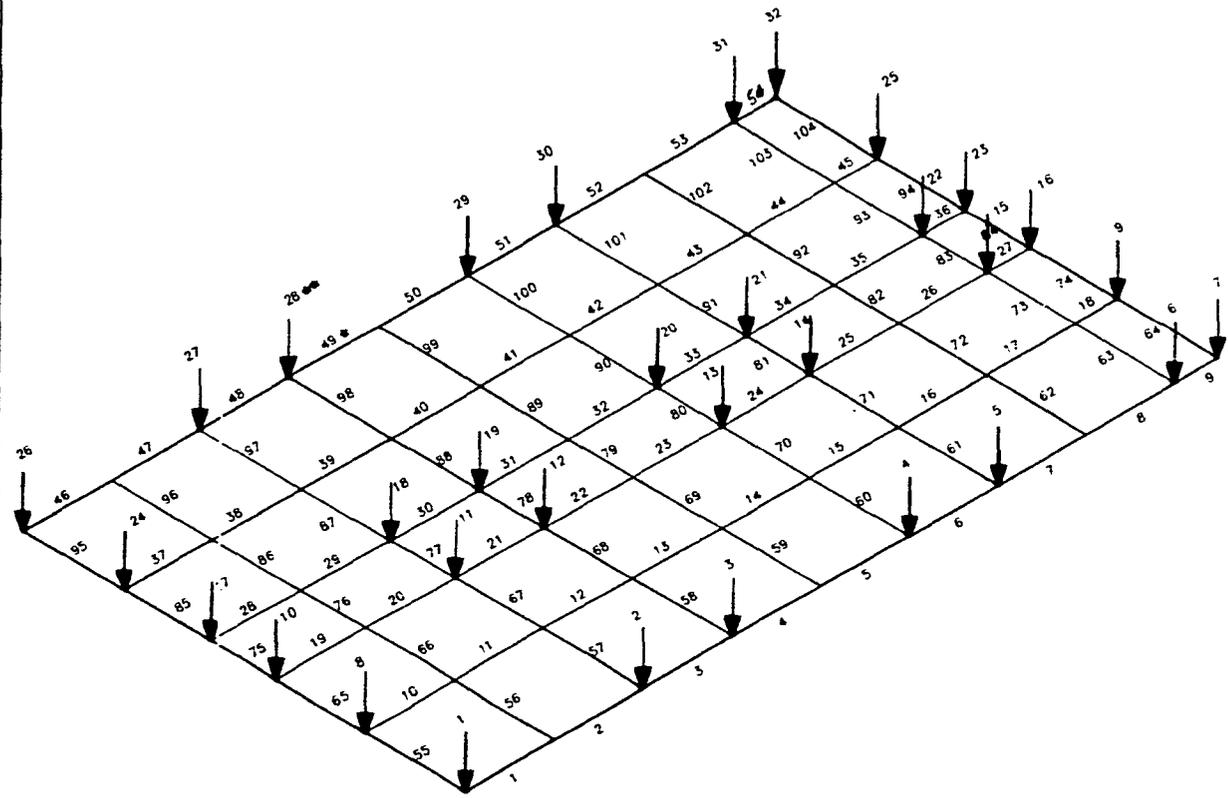
	1.655	3.315	3.435	3.41	3.27	3.385	3.38	3.26	2.83	1.2
1.925	23.938	7.707	8.672	8.442	8.405	8.361	8.509	8.917	7.514	27.124
3.74	8.368	2.079	2.554	2.443	2.435	2.413	2.465	2.561	2.049	9.816
3.03	9.222	2.524	2.925	2.814	2.799	2.784	2.844	3.044	2.495	10.662
3.03	9.222	2.524	2.925	2.814	2.799	2.784	2.844	3.044	2.495	10.662
3.74	8.368	2.079	2.554	2.443	2.435	2.413	2.465	2.561	2.049	9.816
1.925	23.938	7.707	8.672	8.442	8.405	8.361	8.509	8.917	7.514	27.124

Acotaciones en m.

Figura III.9 Distribución de reacciones efectivas bajo la cimentación rígida (ton/m<sup>2</sup>).  
Sin corregir por esfuerzo límite en las esquinas.



Fza. No.	P(Ton)
1	40.46
2	97.66
3	96.80
4	96.32
5	96.13
6	72.40
7	11.85
8	47.66
9	50.17
10	59.72
11	129.38
12	128.24
13	127.61
14	127.35
15	99.39
16	18.65
17	59.72
18	129.38
19	128.24
20	127.61
21	127.35
22	99.39
23	18.65
24	47.66
25	50.17
26	40.46
27	97.66
28	96.80
29	96.32
30	96.13
31	72.40
32	11.85



Barras	$\omega$ (t/m)	Barras	$\omega$ (t/m)	Barras	$\omega$ (t/m)	Barras	$\omega$ (t/m)
1 y 46	0.993	16 y 43	1.956	58 y 98	2.277	73 y 93	2.042
2 y 47	0.996	17 y 44	1.956	59 y 99	2.258	74 y 94	0.964
3 y 48	1.065	18 y 45	1.440	60 y 100	2.274	75 y 84	0.729
4 y 49	0.981	19 y 28	1.916	61 y 101	2.273	76 y 83	1.458
5 y 50	0.981	20 y 29	1.920	62 y 102	2.256		
6 y 51	1.050	21 y 30	2.024	63 y 103	2.119		
7 y 52	0.978	22 y 31	1.897	64 y 104	0.991		
8 y 53	0.978	23 y 32	1.897	65 y 85	1.081		
9 y 54	0.720	24 y 33	2.002	66 y 86	2.162		
10 y 37	1.986	25 y 34	1.893	67 y 87	2.169		
11 y 38	1.992	26 y 35	1.893	68 y 88	2.166		
12 y 39	2.130	27 y 36	1.440	69 y 89	2.156		
13 y 40	1.952	55 y 95	1.132	70 y 90	2.166		
14 y 41	1.962	56 y 96	2.265	71 y 91	2.166		
15 y 42	2.100	57 y 97	2.281	72 y 92	2.156		

\* Número de la barra.  
 \*\* Numero consecutivo de la fuerza aplicada.

Figura III.11 Distribución de cargas y elementos para análisis con rigidez finita.

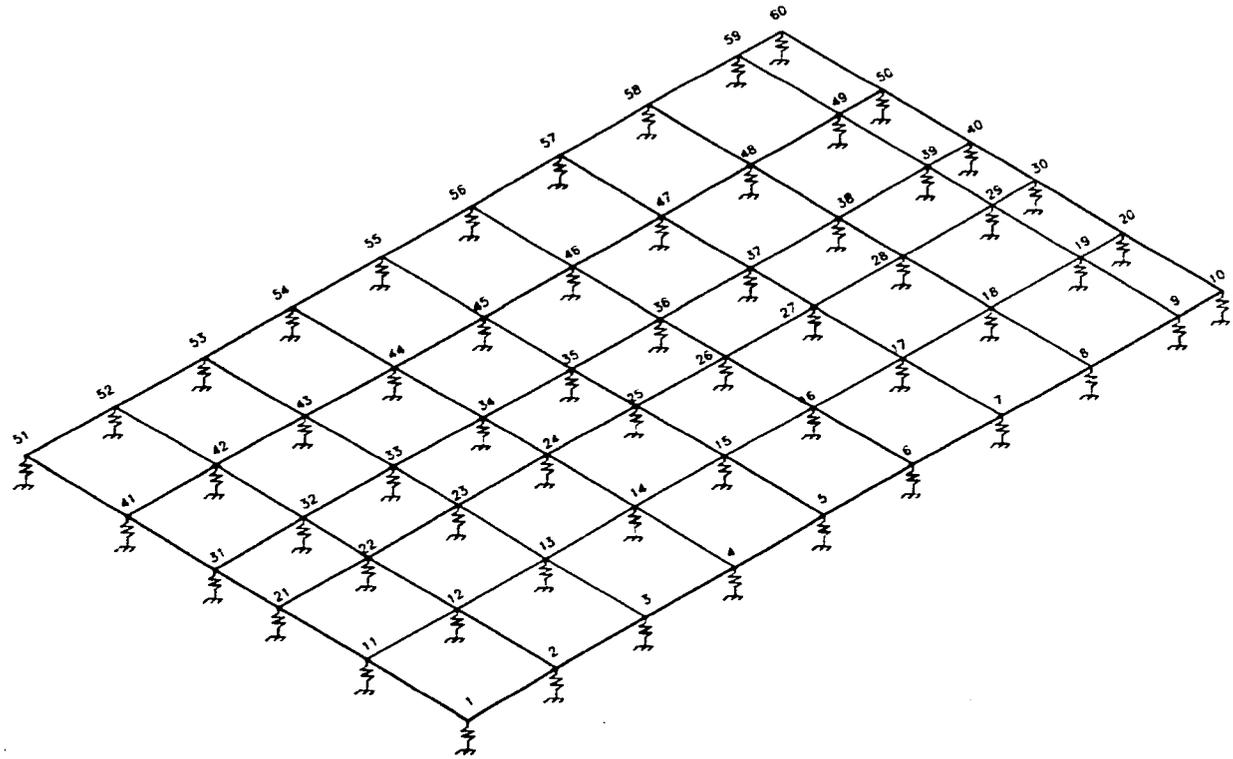


Figura III.12 Distribución de resortes bajo la cimentación.  
(Cimentación con rigidez finita)

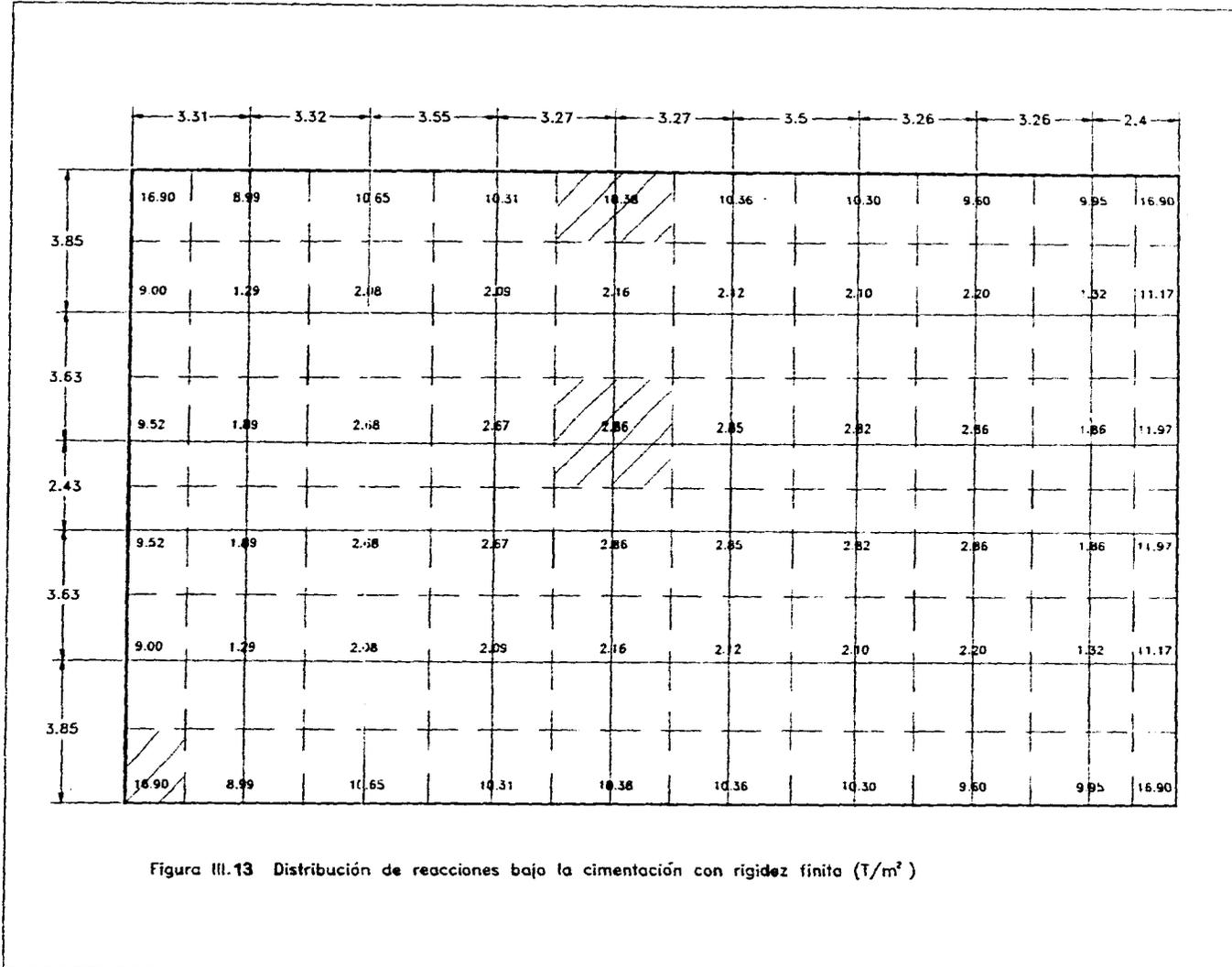


Figura III.13 Distribución de reacciones bajo la cimentación con rigidez finita (T/m<sup>2</sup>)

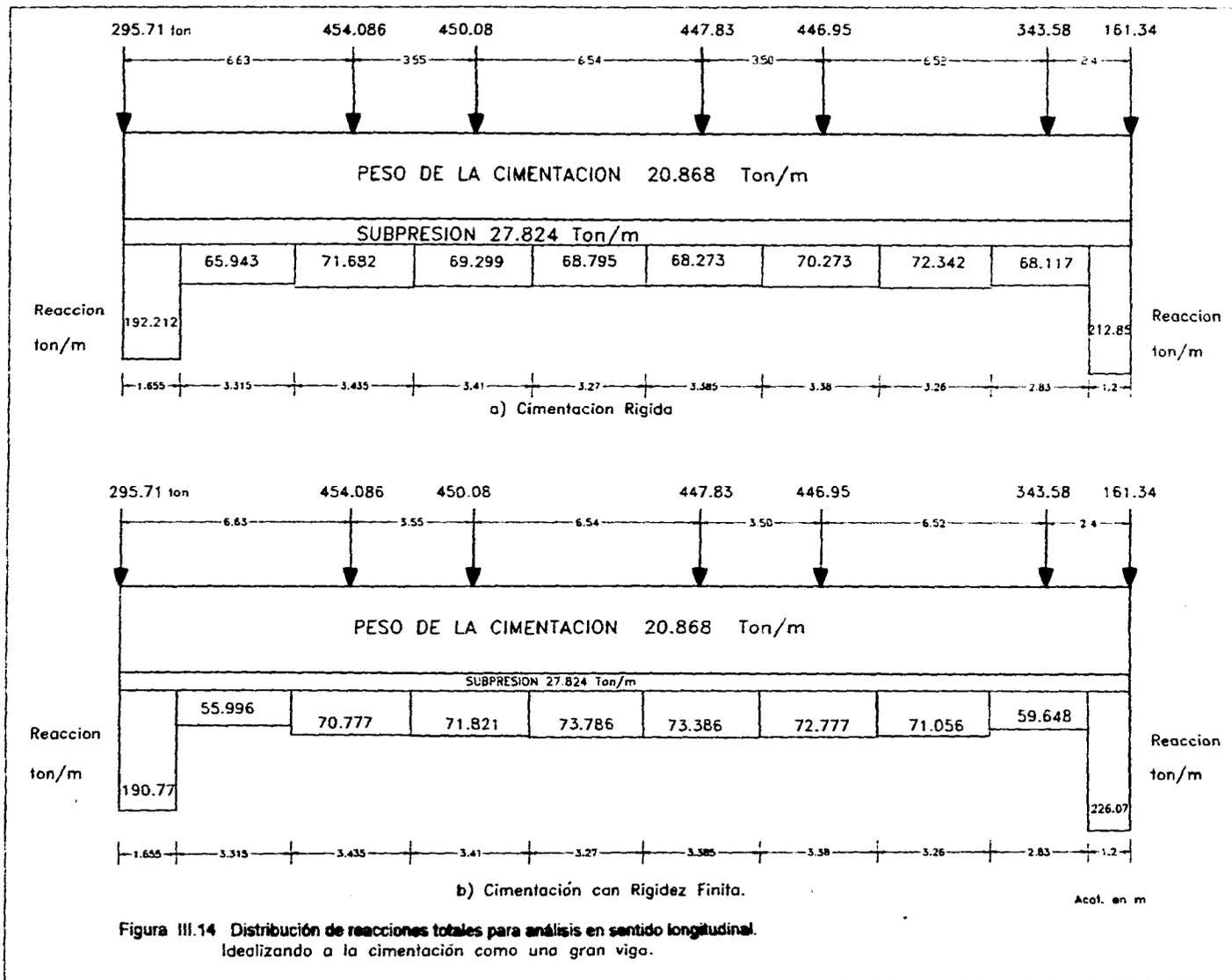


Figura III.14 Distribución de reacciones totales para análisis en sentido longitudinal. Idealizando a la cimentación como una gran viga.

## CONCLUSIONES

### IV.1 Conclusiones

En base a lo expuesto en el presente trabajo se concluye lo siguiente:

Desde el punto de vista de mecánica de suelos, el comportamiento del cajón semicompensado, desplantado a 2.5 m de profundidad resultó satisfactorio, dentro de los límites que fija el Reglamento de Construcciones para el D.F. En la tabla 4.1 se reportan los resultados obtenidos.

Como puede observarse en las figuras IV.1 y IV.2, la comparación de resultados entre considerar reacción uniforme y tomar en cuenta la Interacción Suelo-Estructura, exhibe diferencias notables en los diagramas de elementos mecánicos, e inclusive se presenta cambio de signo en éstos. Si se diseñara la cimentación con la distribución uniforme de reacciones, puede verse, de acuerdo con la figura IV.2, que se requiere colocar el acero de refuerzo principalmente en la parte superior de la cimentación, mientras que considerando el análisis de interacción el momento flexionante resulta con signo negativo, esto indica que el acero de refuerzo tendrá que colocarse en la parte inferior de la cimentación.

De acuerdo a lo anterior y tomando en cuenta que una distribución uniforme de reacciones no es compatible con las deformaciones que sufre el suelo y las que sufre la estructura de cimentación, no se debe usar para el diseño estructural.

Tomando en cuenta los resultados obtenidos al considerar cimentación rígida y cimentación semiflexible con rigidez finita, puede concluirse lo siguiente:

- Al considerar cimentación rígida hay un incremento en el momento flexionante al centro de la cimentación del 26% con respecto al obtenido considerando cimentación semiflexible. Esto representa en un momento dado el tener que colocar mayor cantidad de acero de refuerzo.

- En la figura III.11 del capítulo III, se puede observar que la distribución de reacciones bajo la cimentación, es tal que se genera un "puenteo" del centro hacia la orilla, siendo éste más notorio en la cimentación rígida y menor en la cimentación semiflexible, esto se debe a que por su rigidez, la primera se hunde uniformemente y por consecuencia los esfuerzos se concentran más en la orilla; mientras que para la segunda condición, debido a su flexibilidad se presenta un relajamiento de esfuerzos en toda el área de contacto, disminuyendo el "puenteo".
- Es importante considerar en el caso de la cimentación semiflexible los hundimientos diferenciales.

Las normas técnicas complementarias establecen (tabla II):

"Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas", el hundimiento diferencial límite será 0.004L.

El hundimiento diferencial de 7.38 cm obtenido de la tabla 3.7 entre el nudo 1 y 16, es mayor al permitido de 7.0 cm, que estrictamente no cumple, ya que puede ocasionar daños a la misma estructura, construcciones vecinas, servicios públicos subterráneos, etc. Como posible solución a este problema es aumentar el peralte de la cimentación, sin embargo, como la diferencia es mínima se considera aceptable.

- Aunque diseñar la cimentación considerándola semiflexible, implica un mayor número de operaciones, esto no representa mayor problema, ya que actualmente se cuenta con equipo de cómputo que agiliza el trabajo reduciendo tiempo y costo, por lo que el considerar una u otra hipótesis no refleja diferencia en tiempo, pero sí en resultados como se mencionó anteriormente.

Vemos que para analizar conjuntamente a la estructura y el suelo desde el punto de vista práctico es necesario conocer tres áreas de la Ingeniería; el análisis estructural, la mecánica de suelos y los métodos numéricos empleando computadoras electrónicas, sin embargo, el ingeniero proyectista debe ver a la computadora sólo como una herramienta de trabajo y tener más claros los conceptos y sentido común que se requieren para un buen criterio ingenieril.

- Un aspecto a considerar en la Interacción Suelo Estructura es el relativo al tiempo, debido a que la compresibilidad volumétrica del suelo aumenta conforme transcurre éste, esto se refleja más en los hundimientos que en los elementos mecánicos. En efecto, del análisis de hundimientos se obtiene para  $t=1$  año un desplazamiento  $\delta = 8.08$  cm y para  $t=30$  años de  $\delta = 14.97$  cm lo que representa un incremento del 85%.

Respecto a los elementos mecánicos, en la figura IV.3 se presenta el momento flexionante para la condición de cimentación rígida calculado para 1 y 30 años, donde se observa que prácticamente no existe diferencia.

- Podemos concluir, que la alternativa que se apega más a la realidad para el diseño estructural de la cimentación, es considerando cimentación con rigidez finita. De esta forma, a partir de la distribución de reacciones indicada en la figura III.18 del capítulo III, se determinan los elementos mecánicos, distribuyendo el acero de refuerzo requerido en la posición correcta.

Tabla 4.1 Resultados del análisis

Dimensiones de la cimentación	17.39 x 29.14 m
Carga total	3207.66 ton
Presión media de contacto	6.33 ton/m <sup>2</sup>
Profundidad de desplante	2.50 m
Esfuerzo efectivo	2.50 ton/m <sup>2</sup>
Presión neutra	1.60 ton/m <sup>2</sup>
Presión total	4.10 ton/m <sup>2</sup>
Nivel freático	0.90 m
Incremento neto de esfuerzo	2.23 ton/m <sup>2</sup>
Esfuerzo crítico mínimo	10 ton/m <sup>2</sup>
Capacidad de carga admisible	16.90 ton/m <sup>2</sup>
Esfuerzo límite elasto-plástico	16.90 ton/m <sup>2</sup>
Factor de seguridad para:	
Capacidad de carga	3
Incremento neto de esfuerzo	2
Expansión	6.69 cm
Asentamiento medio diferido para:	
Cimentación rígida	14.97 cm
Cimentación semiflexibe	19.94 cm
Cimentación flexible	20.93 cm
*Elementos mecánicos:	
Cimentación rígida:	
Momento máximo	1126 ton-m
Cortante máximo	397 ton
Cimentación semiflexible:	
Momento máximo	931 ton-m
Cortante máximo	369 ton
Cimentación flexible:	
Momento máximo	-600 ton-m
Cortante máximo	296 ton

\* Los elementos mecánicos fueron calculados en sentido longitudinal considerando la totalidad de la cimentación.

**TESIS SIN PAGINACION**

**COMPLETA LA INFORMACION**

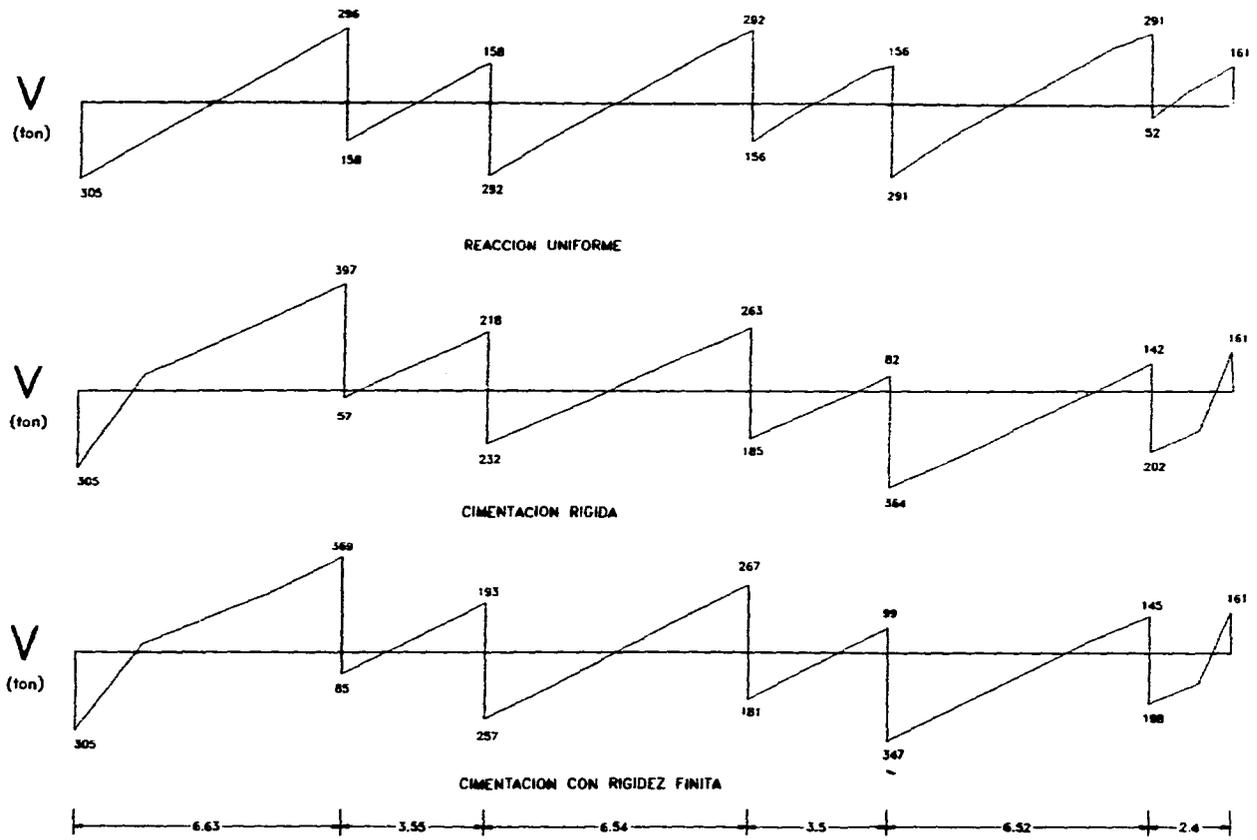


Figura IV.1 Diagrama de Fuerza Cortante  
Idealizando a la cimentacion como una gran viga

Acol. en m

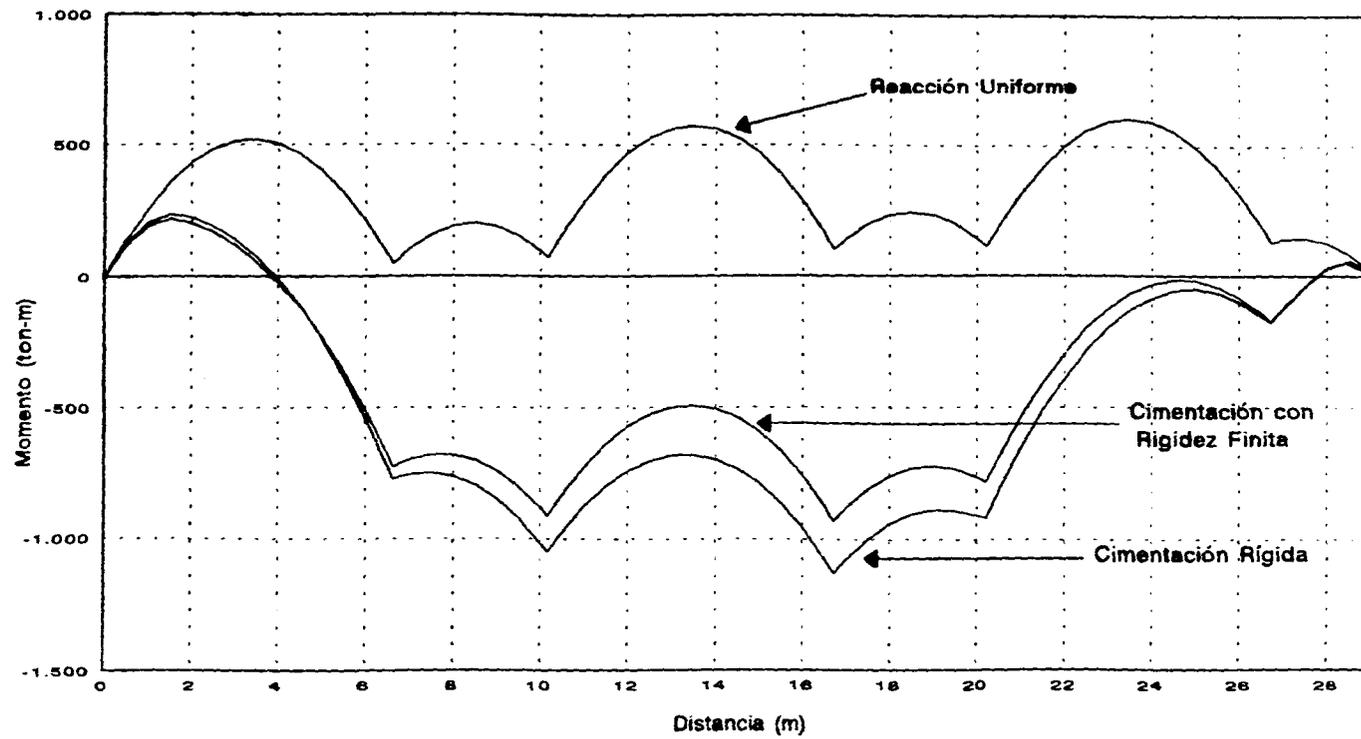


Figura IV.2 Diagramas de momento flexionante  
 idealizando a la cimentación como una gran viga

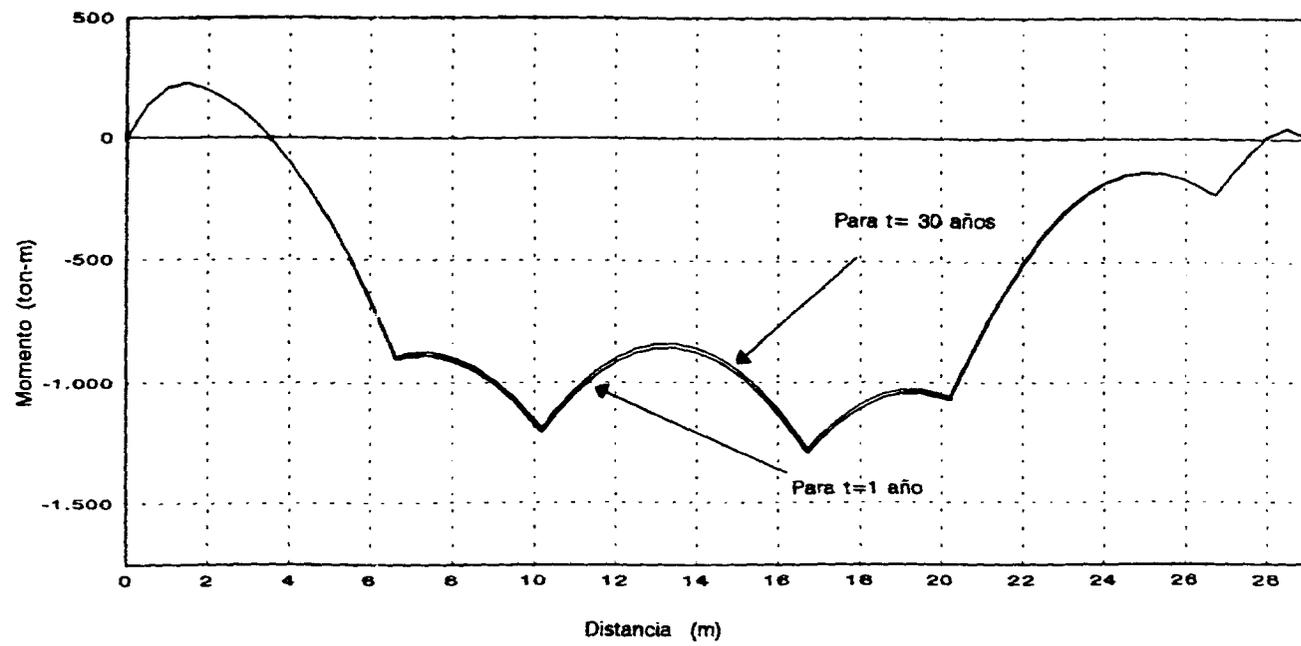


Figura IV.3 Diagramas de Momento Flexionante  
Cimentación Rígida

## **APENDICE A**

**LOS RESULTADOS DE MAHUSES8 SE PRESENTAN EN LA HOJA No. 1**

**PAGINACION VARIA**

**COMPLETA LA INFORMACION**

R E A C C I O N E S						
AREA(No.)	LARGO(m)	ANCHO(m)	-X(m)-	-Y(m)-	Reacc(Xg/cm <sup>3</sup> )	
1	1.655	1.925	0	0	3.224	4.93
2	3.315	1.925	1.655	0	1.038	1.877
3	3.435	1.925	4.97	0	1.168	2.008
4	3.41	1.925	8.406999	0	1.137	2.009
5	3.27	1.925	11.815	0	1.133	2.007
6	3.385	1.925	15.085	0	1.126	1.971
7	3.38	1.925	18.41	0	1.146	1.99
8	3.26	1.925	21.85	0	1.201	2.01
9	2.83	1.925	25.11	0	1.013	2.157
10	1.2	1.925	27.94	0	3.653	4.535
11	1.655	3.74	0	1.925	1.123	1.383
12	3.315	3.74	1.655	1.925	.28	.601
13	3.435	3.74	4.97	1.925	.344	.667
14	3.41	3.74	8.406999	1.925	.329	.663
15	3.27	3.74	11.815	1.925	.328	.663
16	3.385	3.74	15.085	1.925	.325	.653
17	3.38	3.74	18.41	1.925	.322	.668
18	3.26	3.74	21.85	1.925	.357	.684
19	2.83	3.74	25.11	1.925	.276	.75
20	1.2	3.74	27.94	1.925	1.322	1.772
21	1.655	3.03	0	5.665	1.242	2.106
22	3.315	3.03	1.655	5.665	.34	.75
23	3.435	3.03	4.97	5.665	.394	.805
24	3.41	3.03	8.406999	5.665	.379	.8
25	3.27	3.03	11.815	5.665	.377	.799
26	3.385	3.03	15.085	5.665	.375	.789
27	3.38	3.03	18.41	5.665	.383	.807
28	3.26	3.03	21.85	5.665	.41	.827
29	2.83	3.03	25.11	5.665	.336	.912
30	1.2	3.03	27.94	5.665	1.436	2.06
31	1.655	3.03	0	8.695	1.242	1.879
32	3.315	3.03	1.655	8.695	.34	.653
33	3.435	3.03	4.97	8.695	.394	.708
34	3.41	3.03	8.406999	8.695	.379	.702
35	3.27	3.03	11.815	8.695	.377	.701
36	3.385	3.03	15.085	8.695	.375	.692
37	3.38	3.03	18.41	8.695	.383	.709
38	3.26	3.03	21.85	8.695	.41	.729
39	2.83	3.03	25.11	8.695	.336	.802
40	1.2	3.03	27.94	8.695	1.436	1.878
41	1.655	3.74	0	11.725	1.127	1.849
42	3.315	3.74	1.655	11.725	.28	.641
43	3.435	3.74	4.97	11.725	.344	.694
44	3.41	3.74	8.406999	11.725	.329	.688
45	3.27	3.74	11.815	11.725	.328	.687
46	3.385	3.74	15.085	11.725	.325	.678
47	3.38	3.74	18.41	11.725	.322	.693
48	3.26	3.74	21.85	11.725	.357	.714
49	2.83	3.74	25.11	11.725	.276	.792
50	1.2	3.74	27.94	11.725	1.322	1.809
51	1.655	1.925	0	15.465	3.224	3.732
52	3.315	1.925	1.655	15.465	1.038	1.304
53	3.435	1.925	4.97	15.465	1.168	1.41
54	3.41	1.925	8.406999	15.465	1.137	1.399
55	3.27	1.925	11.815	15.465	1.133	1.397
56	3.385	1.925	15.085	15.465	1.126	1.378
57	3.38	1.925	18.41	15.465	1.146	1.413
58	3.26	1.925	21.85	15.465	1.201	1.451
59	2.83	1.925	25.11	15.465	1.013	1.609
60	1.2	1.925	27.94	15.465	3.653	3.653

IDENTIFICACION: CIMENTACION SEMICOMPENSADA TESIS PROF.  
 Código: CIM-TES2

No. DE NUDOS.....: 60  
 TIPOS DE SECCIONES: 1  
 MIEMBROS.....: 104  
 ESTADOS DE CARGA.: 1  
 COMBINACIONES.....: 0

NUDOS						
NUDO	C O O R D E N A D A S		ESTADO			
	X (m)	Y (m)	X	Y	Z	
1	0.000	0.000	L	L	L	
2	3.310	0.000	L	L	E	Kz: 3.600 T/cm
3	6.630	0.000	L	L	E	Kz: 3.871 T/cm
4	10.180	0.000	L	L	E	Kz: 3.773 T/cm
5	13.450	0.000	L	L	E	Kz: 3.577 T/cm
6	16.720	0.000	L	L	E	Kz: 3.696 T/cm
7	20.220	0.000	L	L	E	Kz: 3.742 T/cm
8	23.480	0.000	L	L	E	Kz: 3.768 T/cm
9	26.740	0.000	L	L	E	Kz: 3.275 T/cm
10	29.140	0.000	L	L	L	
11	0.000	3.850	L	L	E	Kz: 3.625 T/cm
12	3.310	3.850	L	L	E	Kz: 1.850 T/cm
13	6.630	3.850	L	L	E	Kz: 2.297 T/cm
14	10.180	3.850	L	L	E	Kz: 2.194 T/cm
15	13.450	3.850	L	L	E	Kz: 2.106 T/cm
16	16.720	3.850	L	L	E	Kz: 2.157 T/cm
17	20.220	3.850	L	L	E	Kz: 2.187 T/cm
18	23.480	3.850	L	L	E	Kz: 2.242 T/cm
19	26.740	3.850	L	L	E	Kz: 1.565 T/cm
20	29.140	3.850	L	L	E	Kz: 3.142 T/cm
21	0.000	7.480	L	L	E	Kz: 3.033 T/cm
22	3.310	7.480	L	L	E	Kz: 1.775 T/cm
23	6.630	7.480	L	L	E	Kz: 2.120 T/cm
24	10.180	7.480	L	L	E	Kz: 2.010 T/cm
25	13.450	7.480	L	L	E	Kz: 1.981 T/cm
26	16.720	7.480	L	L	E	Kz: 2.044 T/cm
27	20.220	7.480	L	L	E	Kz: 2.066 T/cm
28	23.480	7.480	L	L	E	Kz: 2.093 T/cm
29	26.740	7.480	L	L	E	Kz: 1.480 T/cm
30	29.140	7.480	L	L	E	Kz: 2.569 T/cm
31	0.000	9.910	L	L	E	Kz: 3.033 T/cm
32	3.310	9.910	L	L	E	Kz: 1.775 T/cm
33	6.630	9.910	L	L	E	Kz: 2.120 T/cm
34	10.180	9.910	L	L	E	Kz: 2.010 T/cm
35	13.450	9.910	L	L	E	Kz: 1.981 T/cm
36	16.720	9.910	L	L	E	Kz: 2.044 T/cm
37	20.220	9.910	L	L	E	Kz: 2.066 T/cm
38	23.480	9.910	L	L	E	Kz: 2.093 T/cm
39	26.740	9.910	L	L	E	Kz: 1.480 T/cm
40	29.140	9.910	L	L	E	Kz: 2.569 T/cm
41	0.000	13.540	L	L	E	Kz: 3.625 T/cm
42	3.310	13.540	L	L	E	Kz: 1.850 T/cm
43	6.630	13.540	L	L	E	Kz: 2.297 T/cm

NUDO	C O O R D E N A D A S		ESTADO		
	X (m)	Y (m)	X	Y	Z
44	10.180	13.540	L	L	E
45	13.450	13.540	L	L	E
46	16.720	13.540	L	L	E
47	20.220	13.540	L	L	E
48	23.480	13.540	L	L	E
49	26.740	13.540	L	L	E
50	29.140	13.540	L	L	E
51	0.000	17.390	L	L	L
52	3.310	17.390	L	L	E
53	6.630	17.390	L	L	E
54	10.180	17.390	L	L	E
55	13.450	17.390	L	L	E
56	16.720	17.390	L	L	E
57	20.220	17.390	L	L	E
58	23.480	17.390	L	L	E
59	26.740	17.390	L	L	E
60	29.140	17.390	L	L	L

TIPOS DE SECCIONES

TP	MODULO E (t*m2)	MODULO G (t*m2)	SEC	PARAMETROS [ m ]
1	1'581,138	608,130	R	B=0.200 H=2.500 [I=0.260416667m <sup>4</sup> Ct:0.006330668m <sup>4</sup> ]

MIEMBROS

MIEMBRO	EXTREMOS Ni	Nj	TIPO DE SECCION	NUMERO DE SECCIONES	longitud (m)
1	1	2	1	1	3.310
2	2	3	1	1	3.320
3	3	4	1	1	3.550
4	4	5	1	1	3.270
5	5	6	1	1	3.270
6	6	7	1	1	3.500
7	7	8	1	1	3.260
8	8	9	1	1	3.260
9	9	10	1	1	2.400
10	11	12	1	1	3.310
11	12	13	1	1	3.320
12	13	14	1	1	3.550
13	14	15	1	1	3.270
14	15	16	1	1	3.270
15	16	17	1	1	3.500
16	17	18	1	1	3.260
17	18	19	1	1	3.260
18	19	20	1	1	2.400
19	21	22	1	1	3.310
20	22	23	1	1	3.320
21	23	24	1	1	3.550
22	24	25	1	1	3.270
23	25	26	1	1	3.270
24	26	27	1	1	3.500
25	27	28	1	1	3.260
26	28	29	1	1	3.260
27	29	30	1	1	2.400

MIEMBRO	EXTREMOS		TIPO DE SECCION	NUMERO DE SECCIONES	longitud (m)
	Ni	Nj			
82	28	38	1	1	2.430
83	29	39	1	1	2.430
84	30	40	1	1	2.430
85	31	41	1	1	3.630
86	32	42	1	1	3.630
87	33	43	1	1	3.630
88	34	44	1	1	3.630
89	35	45	1	1	3.630
90	36	46	1	1	3.630
91	37	47	1	1	3.630
92	38	48	1	1	3.630
93	39	49	1	1	3.630
94	40	50	1	1	3.630
95	41	51	1	1	3.850
96	42	52	1	1	3.850
97	43	53	1	1	3.850
98	44	54	1	1	3.850
99	45	55	1	1	3.850
100	46	56	1	1	3.850
101	47	57	1	1	3.850
102	48	58	1	1	3.850
103	49	59	1	1	3.850
104	50	60	1	1	3.850

ESTADO DE CARGA 01 CARGA MUERTA+CARGA VIVA

TP DR	De1	A1	CARGA ELEMENTO	INC	PARAMETROS ( T, m )
UN	ZM	1	1	1	W=-0.993
UN	ZM	2	2	1	W=-0.996
UN	ZM	3	3	1	W=-1.065
UN	ZM	4	4	1	W=-0.981
UN	ZM	5	5	1	W=-0.981
UN	ZM	6	6	1	W=-1.050
UN	ZM	7	7	1	W=-0.978
UN	ZM	8	8	1	W=-0.978
UN	ZM	9	9	1	W=-0.720
UN	ZM	10	10	1	W=-1.986
UN	ZM	11	11	1	W=-1.992
UN	ZM	12	12	1	W=-2.130
UN	ZM	13	14	1	W=-1.962
UN	ZM	15	15	1	W=-2.100
UN	ZM	16	17	1	W=-1.956
UN	ZM	18	18	1	W=-1.440
UN	ZM	19	19	1	W=-1.916
UN	ZM	20	20	1	W=-1.920
UN	ZM	21	21	1	W=-2.024
UN	ZM	22	23	1	W=-1.897
UN	ZM	24	24	1	W=-2.002
UN	ZM	25	26	1	W=-1.893
UN	ZM	27	27	1	W=-1.440
UN	ZM	28	28	1	W=-1.916
UN	ZM	29	29	1	W=-1.920
UN	ZM	30	30	1	W=-2.024
UN	ZM	31	32	1	W=-1.897

=====

TP	DR	Del	A1			
CARGA	ELEMENTO	INC	PARAMETROS	(	T,	m )
UN ZM	33	33	1	W=-2.002		
UN ZM	34	35	1	W=-1.893		
UN ZM	36	36	1	W=-1.440		
UN ZM	37	37	1	W=-1.986		
UN ZM	38	38	1	W=-1.992		
UN ZM	39	39	1	W=-2.130		
UN ZM	40	41	1	W=-1.962		
UN ZM	42	42	1	W=-2.100		
UN ZM	43	44	1	W=-1.956		
UN ZM	45	45	1	W=-1.440		
UN ZM	46	46	1	W=-0.993		
UN ZM	47	47	1	W=-0.996		
UN ZM	48	48	1	W=-1.065		
UN ZM	49	50	1	W=-0.981		
UN ZM	51	51	1	W=-1.050		
UN ZM	52	53	1	W=-0.978		
UN ZM	54	54	1	W=-0.720		
UN ZM	55	55	1	W=-1.132		
UN ZM	56	56	1	W=-2.265		
UN ZM	57	57	1	W=-2.281		
UN ZM	58	58	1	W=-2.277		
UN ZM	59	59	1	W=-2.258		
UN ZM	60	60	1	W=-2.274		
UN ZM	61	61	1	W=-2.273		
UN ZM	62	62	1	W=-2.256		
UN ZM	63	63	1	W=-2.119		
UN ZM	64	64	1	W=-0.991		
UN ZM	65	65	1	W=-1.081		
UN ZM	66	66	1	W=-2.162		
UN ZM	67	67	1	W=-2.169		
UN ZM	68	68	1	W=-2.166		
UN ZM	69	69	1	W=-2.156		
UN ZM	70	71	1	W=-2.166		
UN ZM	72	72	1	W=-2.156		
UN ZM	73	73	1	W=-2.042		
UN ZM	74	74	1	W=-0.964		
UN ZM	75	75	1	W=-0.729		
UN ZM	76	83	1	W=-1.458		
UN ZM	84	84	1	W=-0.729		
UN ZM	85	85	1	W=-1.081		
UN ZM	86	86	1	W=-2.162		
UN ZM	87	87	1	W=-2.169		
UN ZM	88	88	1	W=-2.166		
UN ZM	89	89	1	W=-2.156		
UN ZM	90	91	1	W=-2.166		
UN ZM	92	92	1	W=-2.156		
UN ZM	93	93	1	W=-2.042		
UN ZM	94	94	1	W=-0.964		
UN ZM	95	95	1	W=-1.132		
UN ZM	96	96	1	W=-2.265		
UN ZM	97	97	1	W=-2.281		
UN ZM	98	98	1	W=-2.277		
UN ZM	99	99	1	W=-2.258		
UN ZM	100	100	1	W=-2.274		

```

=====
TP DR De1  A1
CARGA ELEMENTO INC PARAMETROS ( T, m )
UN ZM 101 101 1 W=-2.273
UN ZM 102 102 1 W=-2.256
UN ZM 103 103 1 W=-2.119
UN ZM 104 104 1 W=-0.991
AN EE 1 1 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=58.830
AN EE 1 1 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-40.460
AN EE 3 3 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-97.658
AN EE 4 4 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-96.798
AN EE 6 6 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-96.320
AN EE 7 7 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-96.126
AN EE 9 9 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-72.395
AN EE 10 10 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=42.735
AN EE 10 10 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-11.849
AN EE 11 11 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-47.675
AN EE 20 20 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-50.170
AN EE 21 21 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-59.722
AN EE 23 23 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-129.382
AN EE 24 24 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-128.242
AN EE 26 26 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-127.607
AN EE 27 27 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-127.350
AN EE 29 29 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-99.394
AN EE 30 30 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-18.652
AN EE 31 31 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-59.722
AN EE 33 33 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-129.382
AN EE 34 34 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-128.242
AN EE 36 36 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-127.607
AN EE 37 37 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-127.350
AN EE 39 39 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-99.394
AN EE 40 40 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-18.652
AN EE 41 41 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-47.675
AN EE 50 50 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-50.170
AN EE 51 51 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=58.830
AN EE 51 51 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-40.460
AN EE 53 53 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-97.658
AN EE 54 54 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-96.798
AN EE 56 56 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-96.320
AN EE 57 57 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-96.126
AN EE 59 59 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-72.395
AN EE 60 60 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=-11.849
AN EE 60 60 1 Mx=0.000 My=0.000 Fz=42.735
    
```

```

=====
**R O T A C I O N E S**
NUDO EC CB X (rad) Y (rad) DESPLAZAMIENTO
              Z (cm)
1 1 -0.0013711416 0.0035377246 -17.6032971
2 1 -0.0017211545 0.0035369863 -18.7736002
3 1 -0.0018012555 0.0029769902 -19.8863033
4 1 -0.0019726583 0.0016326110 -20.7125650
5 1 -0.0021639256 0.0005907889 -21.0585626
6 1 -0.0020182971 -0.0004528079 -21.0987382
7 1 -0.0018970943 -0.0017747816 -20.7006618
8 1 -0.0018022280 -0.0023257681 -20.0025948
9 1 -0.0013940614 -0.0024708079 -19.2285082
10 1 -0.0011190880 -0.0025761372 -18.6188504
11 1 -0.0010786472 0.0039891996 -18.0925666
12 1 -0.0013957451 0.0038143872 -19.3929938
13 1 -0.0016865238 0.0031157223 -20.5633165
14 1 -0.0018174558 0.0018335625 -21.4504097
15 1 -0.0018155969 0.0006122446 -21.8455364
16 1 -0.0018433537 -0.0006017425 -21.8516234
17 1 -0.0017563904 -0.0018754691 -21.4112888
18 1 -0.0015194712 -0.0026380020 -20.6587156
19 1 -0.0011984749 -0.0029658574 -19.7385266
20 1 -0.0008563862 -0.0030403270 -19.0149868
21 1 -0.0003236274 0.0042154557 -18.3602676
22 1 -0.0004390829 0.0041558360 -19.7483360
23 1 -0.0006358878 0.0033869776 -21.0371973
24 1 -0.0006730047 0.0017553127 -21.9557907
25 1 -0.0005986530 0.0006179250 -22.3190909
26 1 -0.0006759052 -0.0005062404 -22.3613575
27 1 -0.0006539780 -0.0020928751 -21.9012503
28 1 -0.0005047730 -0.0028887859 -21.0568121
29 1 -0.0004093314 -0.0033181267 -20.0574814
30 1 -0.0002455744 -0.0035587764 -19.2226600
31 1 0.0003236274 0.0042154557 -18.3602676
32 1 0.0004390829 0.0041558360 -19.7483360
33 1 0.0006358878 0.0033869776 -21.0371973
34 1 0.0006730047 0.0017553127 -21.9557907
35 1 0.0005986530 0.0006179250 -22.3190909
36 1 0.0006759052 -0.0005062404 -22.3613575
37 1 0.0006539780 -0.0020928751 -21.9012503
38 1 0.0005047730 -0.0028887859 -21.0568121
39 1 0.0004093314 -0.0033181267 -20.0574814
40 1 0.0002455744 -0.0035587764 -19.2226600
41 1 0.0010786472 0.0039891996 -18.0925666
42 1 0.0013957451 0.0038143872 -19.3929938
43 1 0.0016865238 0.0031157223 -20.5633165
44 1 0.0018174558 0.0018335625 -21.4504097
45 1 0.0018155969 0.0006122446 -21.8455364
46 1 0.0018433537 -0.0006017425 -21.8516234
47 1 0.0017563904 -0.0018754691 -21.4112888
48 1 0.0015194712 -0.0026380020 -20.6587156
49 1 0.0011984749 -0.0029658574 -19.7385266
50 1 0.0008563862 -0.0030403270 -19.0149868
51 1 0.0013711416 0.0035377246 -17.6032971
52 1 0.0017211545 0.0035369863 -18.7736002
53 1 0.0018012555 0.0029769902 -19.8863033
=====
    
```

\*\*\*\*\*

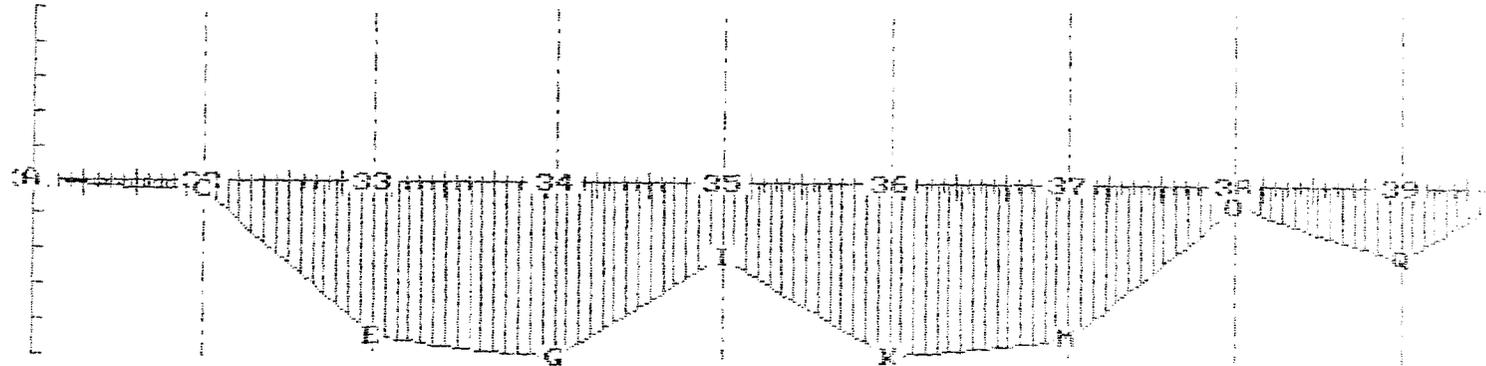
NUDO	EC	CB	**R O T A C I O N E S**		DESPLAZAMIENTO
			X (rad)	Y (rad)	Z (cm)
54	1		0.0019726583	0.0016326110	-20.7125650
55	1		0.0021639256	0.0005907889	-21.0585626
56	1		0.0020182971	-0.0004528079	-21.0987382
57	1		0.0018970943	-0.0017747816	-20.7006618
58	1		0.0018022280	-0.0023257681	-20.0025948
59	1		0.0013940614	-0.0024708079	-19.2285082
60	1		0.0011190880	-0.0025761372	-18.6188504

MB	NUDO	SECCION		M.TORSION (T*m)	M.FLEXION (T*m)	CORTANTE (T)	FLECHA (cm)
		(m)	EC CB				
1	1	0.000	1	0.407	-0.451	0.878	0.000
		0.884*	1	0.407	-0.840	0.000	-0.000
		1.655	1	0.407	-0.545	-0.765	-0.000
	2	3.310	1	0.407	2.081	-2.409	0.000
2	2	0.000	1	0.093	1.804	44.027	0.000
		1.660	1	0.093	-69.910	42.374	-0.023
		3.320	1	0.093	-138.878	40.721	0.000
3	3	0.000	1	0.186	-139.017	10.789	0.000
		1.775	1	0.186	-156.490	8.899	-0.060
		3.550	1	0.186	-170.608	7.009	0.000
4	4	0.000	1	0.225	-170.809	-23.165	0.000
		1.635	1	0.225	-131.622	-24.769	-0.043
		3.270	1	0.225	-89.813	-26.373	0.000
5	5	0.000	1	-0.171	-89.834	26.497	0.000
		1.635	1	-0.171	-131.846	24.893	-0.043
		3.270	1	-0.171	-171.234	23.289	0.000
6	6	0.000	1	-0.133	-171.085	-7.668	0.000
		1.750	1	-0.133	-156.058	-9.506	-0.058
		3.500	1	-0.133	-137.816	-11.343	0.000
7	7	0.000	1	-0.112	-137.715	-40.730	0.000
		1.630	1	-0.112	-70.025	-42.325	-0.023
		3.260	1	-0.112	0.263	-43.919	0.000
8	8	0.000	1	-0.482	0.575	12.654	0.000
		1.630	1	-0.482	-18.752	11.060	-0.006
		3.260	1	-0.482	-35.481	9.466	0.000
9	9	0.000	1	-0.441	-34.986	-13.520	0.000
		1.200	1	-0.441	-18.244	-14.384	-0.003
		2.400	1	-0.441	-0.464	-15.248	0.000
10	11	0.000	1	0.369	0.211	15.459	0.000
		1.655	1	0.369	-22.653	12.172	-0.007
		3.310	1	0.369	-40.077	8.885	0.000
11	12	0.000	1	0.337	-40.162	30.209	0.000
		1.660	1	0.337	-87.565	26.903	-0.029

NUDO	EC	CB	R	E	A	C	C	I	O	N	E	S
				X (T*m)			Y (T*m)				Z (T)	
2	1			0.000			0.000				67.585	
3	1			0.000			0.000				76.980	
4	1			0.000			0.000				78.149	
5	1			0.000			0.000				75.326	
6	1			0.000			0.000				77.981	
7	1			0.000			0.000				77.462	
8	1			0.000			0.000				75.370	
9	1			0.000			0.000				62.973	
11	1			0.000			0.000				65.586	
12	1			0.000			0.000				35.877	
13	1			0.000			0.000				47.234	
14	1			0.000			0.000				47.062	
15	1			0.000			0.000				46.007	
16	1			0.000			0.000				47.134	
17	1			0.000			0.000				46.826	
18	1			0.000			0.000				46.317	
19	1			0.000			0.000				30.891	
20	1			0.000			0.000				59.745	
21	1			0.000			0.000				55.687	
22	1			0.000			0.000				35.053	
23	1			0.000			0.000				44.599	
24	1			0.000			0.000				44.131	
25	1			0.000			0.000				44.214	
26	1			0.000			0.000				45.707	
27	1			0.000			0.000				45.248	
28	1			0.000			0.000				44.072	
29	1			0.000			0.000				29.685	
30	1			0.000			0.000				49.383	
31	1			0.000			0.000				55.687	
32	1			0.000			0.000				35.053	
33	1			0.000			0.000				44.599	
34	1			0.000			0.000				44.131	
35	1			0.000			0.000				44.214	
36	1			0.000			0.000				45.707	
37	1			0.000			0.000				45.248	
38	1			0.000			0.000				44.072	
39	1			0.000			0.000				29.685	
40	1			0.000			0.000				49.383	
41	1			0.000			0.000				65.586	
42	1			0.000			0.000				35.877	
43	1			0.000			0.000				47.234	
44	1			0.000			0.000				47.062	
45	1			0.000			0.000				46.007	
46	1			0.000			0.000				47.134	
47	1			0.000			0.000				46.826	
48	1			0.000			0.000				46.317	
49	1			0.000			0.000				30.891	
50	1			0.000			0.000				59.745	
52	1			0.000			0.000				67.585	
53	1			0.000			0.000				76.980	
54	1			0.000			0.000				78.149	
55	1			0.000			0.000				75.326	
56	1			0.000			0.000				77.981	
57	1			0.000			0.000				77.462	
58	1			0.000			0.000				75.370	
59	1			0.000			0.000				62.973	

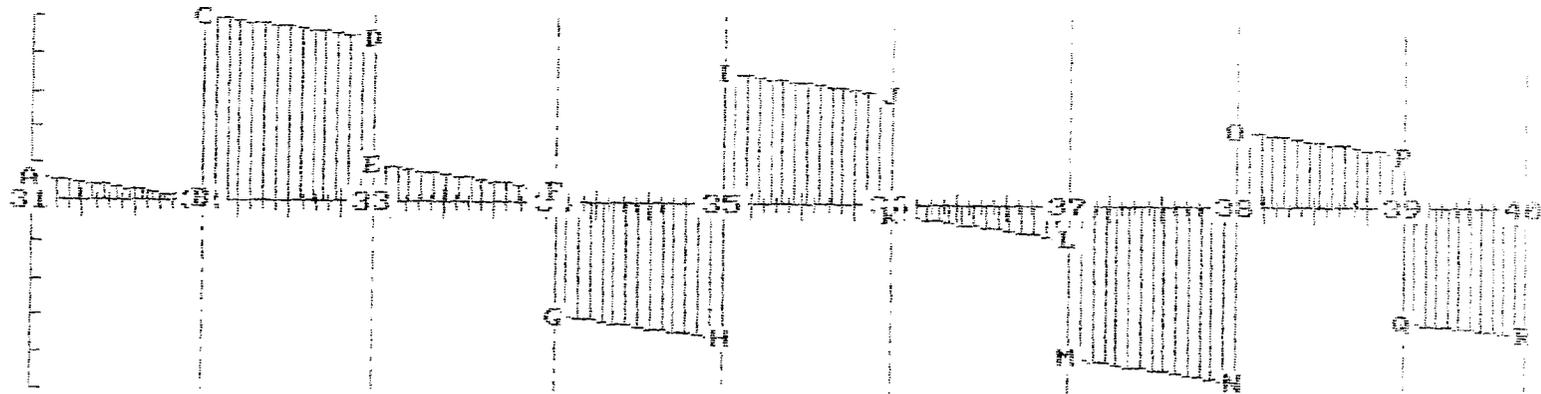
$E_c : 01$  [CARGA MUERTA+CARGA VIVA]

MOMENTO FLEXIONANTE [ $t^*m$ ]



A=0.24/0.80	B=-11.57/3.31	C=-11.21/3.31	D=-175.97/6.63
E=-175.68/6.63	F=-198.57/10.18	G=-158.63/10.18	H=-84.40/13.45
I=-84.40/13.45	J=-195.33/16.72	K=-195.23/16.72	L=-174.86/20.22
M=-174.23/20.22	N=-23.47/23.48	O=-23.74/23.48	P=-81.57/26.74
Q=-81.74/26.74	R=0.55/29.14		

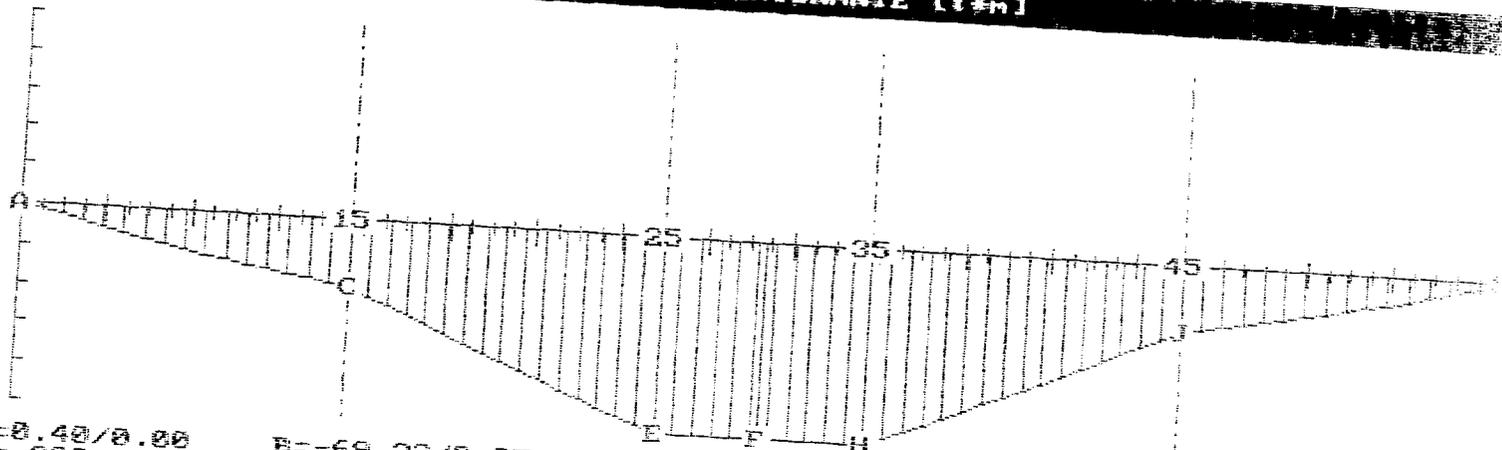
FUERZA CORTANTE [ $t$ ]



A=6.74/0.80	B=0.40/3.31	C=52.81/3.31	D=46.44/6.63	E=18.04/6.63
F=2.85/10.18	G=-31.84/10.18	H=-38.04/13.45	I=37.03/13.45	J=30.82/16.72
K=-2.56/16.72	L=-9.57/20.22	M=-43.16/20.22	N=-49.33/23.48	O=28.76/23.48
P=14.59/26.74	Q=-32.56/26.74	R=-36.02/29.14		

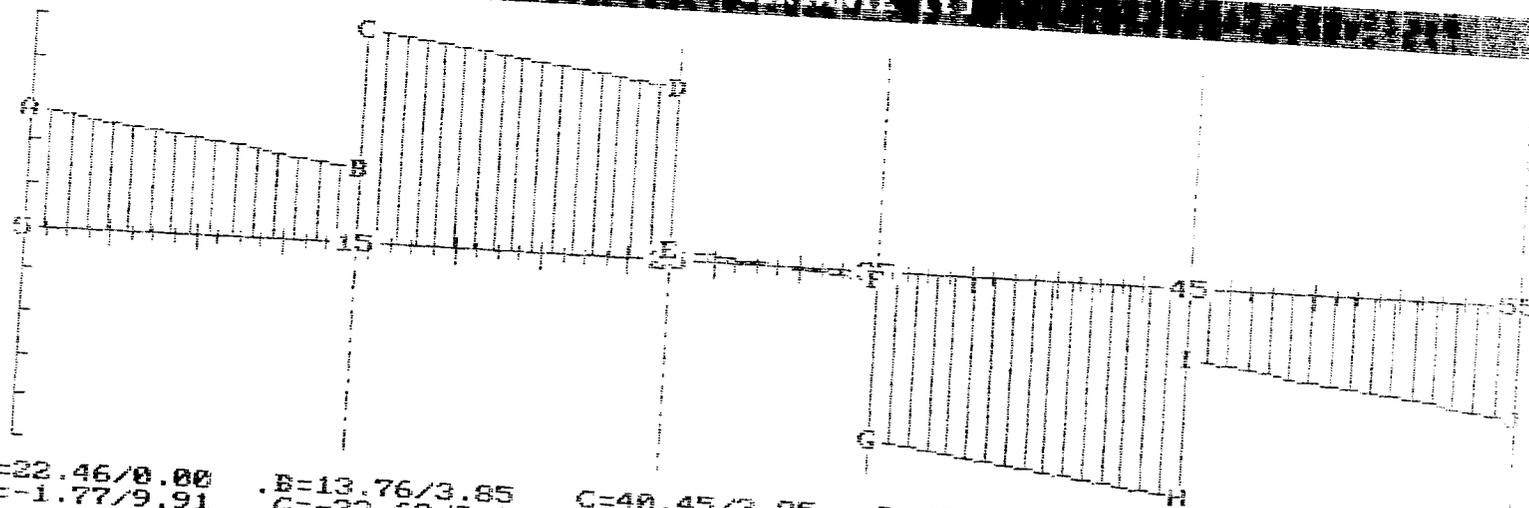
$E_c: 01$  [CARGA MUERTA+CARGA VIVA]

MOMENTO FLEXIONANTE [t#m]



$A=0.40/0.00$      $B=-69.33/3.85$      $C=-69.36/3.85$      $D=-201.98/7.48$      $E=-202.16/7.48$   
 $F=-203.24/9.70$      $G=-202.16/9.91$      $H=-201.98/9.91$      $I=-69.36/13.54$      $J=-69.33/13.54$   
 $K=0.40/17.39$

FUERZA CORTANTE [t]



$A=22.46/0.00$      $B=13.76/3.85$      $C=40.45/3.85$      $D=32.62/7.48$      $E=1.77/7.48$   
 $F=-1.77/9.91$      $G=-32.62/9.91$      $H=-40.45/13.54$      $I=-13.76/13.54$      $J=-22.46/17.39$

### **Referencias**

1. Covitur, Manual de Diseño Geotécnico, 1987, Vol. I
2. Juárez Badillo, Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos, Tomo II.
3. Zeevaert L., Foundation Engeneering For Difficult Subsoil Conditions Van Nostrand Reinhold, 1973.
4. Zeevaert L., Interacción Suelo Estructura de Cimentación, Limusa, 1980.
5. López G., Curso de Laboratorio de Mecánica de Suelos, División de Educación Continua, 1995.
6. López G., Programa codificado en lenguaje Basic, Mahuses8, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1995.
7. Deméneghi A., Apuntes de la Materia de Dinámica de Suelos, Facultad de Ingeniería, UNAM, Semestre 95-I.

### **Bibliografía**

1. Crespo Villalaz, **Mecánica de Suelos y Cimentaciones**, Limusa, 1987.
2. Covitur, **Manual de Diseño Geotécnico**, 1987, Vol. I
3. Deméneghi A., **Apuntes de la Materia de Dinámica de Suelos**, Facultad de Ingeniería, UNAM, Semestre 95-I.
4. **Diseño y Construcción de Cimentaciones de acuerdo al RCDF, SMMS, Tomo I y II**, 1995.
5. Egor P. Popov, **Introducción a la Mecánica de Sólidos**, Limusa 1989.
6. Juárez Badillo, Rico Rodríguez, **Mecánica de Suelos, Tomo I y II**.
7. López G., **Apuntes del Curso de Cimentaciones**, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1993.
8. López G., **Curso de Laboratorio de Mecánica de Suelos**, División de Educación Continua, 1995.
9. López G., **Programa codificado en lenguaje Basic, Mahuses8**, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1995.
10. Marsal y Mazari, **El Subsuelo de la Ciudad de México**, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1959.
11. **Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y construcción de Cimentaciones**, DDF, 1993.
12. **Reglamento de Construcción para el Distrito Federal**, 1989.
13. Simposio, **El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbanizada del Valle de México**, SMMS, 1978.
14. Zeevaert L., **Foundation Engineering For Difficult Subsoil Conditions** Van Nostrand Reinhold, 1973.
15. Zeevaert L., **Interacción Suelo Estructura de Cimentación**, Limusa, 1980.