



01163 5
2g

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERÍA

*INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA DE
CIMENTACIÓN EN CONDICIÓN ESTÁTICA Y
CONSIDERANDO LA SISMO-GEODINÁMICA,
EN SUELOS GRANULARES FINOS*

T E S I S
PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA
(MECÁNICA DE SUELOS)

P R E S E N T A
ERNESTO FUERTE DOMÍNGUEZ

ASESORADO POR
DR. LEONARDO ZEEVAERT W.

272485

Ciudad Universitaria, 1999

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



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 AUTÓNOMA DE MÉXICO
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO, FACULTAD DE INGENIERÍA

Resumen de tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Mecánica de Suelos)

Título: Interacción suelo-estructura de cimentación en condición estática y considerando la sismo-geodinámica, en suelos granulares finos

Presenta por: Ernesto Fuerte Domínguez

Asesorada por: Dr. Leonardo Zeevaert W.

Este trabajo desarrolla un procedimiento de interacción suelo-estructura de cimentación para suelos granulares finos, haciendo uso de sus leyes fenomenológicas de comportamiento del suelo, para condición estática y considerando la sismo-geodinámica, consiste básicamente en lo siguiente:

El suelo bajo la estructura se encuentra dividido en estratos de material granular fino, cuya compresibilidad se reduce y la rigidez dinámica aumenta con la presión de confinamiento, es decir son función de la presión de confinamiento, razón por la que conviene dividir en substratos de menor espesor; por otra parte, la losa del cajón de cimentación se encuentra apoyada de forma continua en el suelo, al que transmite las cargas de la superestructura así como su propio peso, pero como las reacciones no son uniformes, es necesario suponer que la losa de cimentación de ancho $2B$ y largo L se encuentra dividida en " n " franjas de igual ancho λ , en donde $(2B \cdot \lambda)$ representan áreas tributarias iguales en cuyo centro se aplican las reacciones medias del suelo. La idea física consiste en aplicar una carga unitaria en el centro de cada una de las áreas tributarias de tiempo en tiempo hasta obtener una matriz de flexibilidad que nos represente el desplazamiento vertical unitario del suelo, haciendo uso del álgebra matricial y conociendo la carga uniformemente repartida real que actúa en cada franja, se determinan los desplazamientos si la estructura fuese totalmente flexible, pero por tratarse de una cimentación rígida, la flexión de la losa es despreciable en comparación a los desplazamientos verticales producidos por la deformación del suelo, por tanto la losa de cimentación rígida origina un desplazamiento vertical uniforme, el cual se obtiene de la media de los asentamientos calculados para cuando la reacción de la losa sea constante, ya conocido el desplazamiento y la matriz de flexibilidad del suelo, es posible determinar los esfuerzos de contacto para la cimentación rígida con ayuda del álgebra matricial. Para la condición sísmica y de viento se aplica una técnica semejante pero a partir del módulo dinámico de rigidez y con la ayuda de una herramienta como es la sismo-geodinámica, obteniéndose los esfuerzos de contactos originados por el balanceo de la cimentación. Las reacciones provocadas por el sismo o bien por una fuerte ráfaga de viento se suman a las estáticas para examinar la reacciones en las orillas de la cimentación y de esta forma diseñar de una forma segura.

A Dios:

Por darme la vida, gracias señor por permitirme existir

A mis padres:

Sr. Elias Fuerte López

Sra. Josefina Domínguez Solorzano

Que materializaron mi existencia y con su amor, apoyo y dedicación brindaron a mi vivir el deseo de superación.

A mis hermanos:

Martha Elva, Elias, Ramiro y Laura

A quienes quiero con todo mi corazón, por el estímulo y apoyo que me brindaron en el momento en que los necesite.

A la compañera y amiga del resto de mi vida:

María Rocha Jiménez

Por la parte de mí ser que sacas a flote, por ignorar mis defectos y debilidades, pero más aun por mirar tan dentro de mi alma como nadie lo había hecho.

A Luisa:

Una gran amiga con la que siempre he contado desde el día que la conocí, por su amistad incondicional, por su confianza, por su forma tan sencilla de ser.

A mis profesores:

Por compartir sus conocimientos y dejar en mí la necesidad de progresar e imitar su ejemplo.

A mis compañeros:

Por ese ambiente de trabajo tan sano y de superación que se genero entre nosotros.

A mi Universidad:

Por acogerme en su seno y forjarme como profesionista.

Un agradecimientos muy especial y sincero al profesor **Dr. Leonardo Zeevaert Wiechers**, por el tiempo y atención que tubo para conmigo en la elaboración del presente trabajo, así como por sus valiosos comentarios, enseñanzas, experiencia y apoyo incondicional que ha brindado al desarrollo personal y profesional de mi persona.

En agradecimiento a todo lo que me ha dado como profesor y como persona, le dedico las siguientes palabras con mucho respeto y admiración:

Después, como tú, seguiré el sendero
llevándote conmigo todo entero,
como tú, maestro,
seguiré la marcha
ya en poco trecho
cargando a cuestas con mi vieja cruz.
Llevando en la cabeza más escarcha,
pero acá en el pecho
aquí en el alma, ¡CUANTA LUZ!

(Ramirez de Alba)

**INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA DE CIMENTACIÓN EN
CONDICIÓN ESTÁTICA Y CONSIDERANDO LA SISMO-
GEODINÁMICA, EN SUELOS GRANULARES FINOS**

ÍNDICE DE CONTENIDOS

<i>Capítulo</i>	<i>Tema</i>	<i>Página</i>
	Índice de contenidos.....	i
	Lista de símbolos.....	iii
	Índice de tablas.....	iv
	Índice de figuras.....	vi
I	Introducción.....	1
I.1	Antecedentes.....	1
I.2	Información sobre el proyecto.....	2
I.2.1	De la estructura del proyecto.....	2
I.2.2	Del subsuelo donde se apoyará la cimentación.....	2
I.3	Estado del arte de ISE.....	4
I.4	Objetivo.....	6
I.5	Contenido.....	6
II	Planteamiento teórico del problema.....	8
II.1	Descripción del problema.....	8
II.2	Análisis estático de ISE en suelos granulares finos.....	11
II.3	Análisis del balanceo de la cimentación, aplicando la sismo-geodinámica a ISE en suelos granulares finos.....	16
III	Sismo-geodinámica del subsuelo.....	25
III.1	Importancia del fenómeno sísmico en la ingeniería de cimentaciones.....	25
III.2	Análisis sismo-geodinámico del subsuelo.....	26
III.2.1	Estimación del periodo fundamental de vibración del subsuelo por el método de las celeridades.....	30
III.2.2	Ajuste del periodo fundamental por el método de las distorsiones.....	31
III.2.3	Análisis de la onda de superficie en la masa estratificada de suelo.....	32
III.2.4	Presión sísmica del agua de poro y determinación del ángulo aparente de fricción interna sísmico.....	34
IV	Análisis de ISE en condiciones estáticas y considerando la sismo-geodinámica para el edificio de cinco pisos.....	36
IV.1	Esfuerzos en la masa de suelo granular.....	37
IV.1.1	Esfuerzos de alivio inducidos por la excavación.....	37
IV.1.2	Esfuerzos de recarga inducidos por el edificio.....	38
IV.2	Matriz de módulos de deformación unitaria.....	38
IV.3	ISE en condiciones estáticas.....	38
IV.4	Matriz de módulos dinámicos de rigidez al cortante.....	39
IV.5	ISE considerando el balanceo por viento.....	39
IV.6	ISE considerando el balanceo por sismo y aplicando la sismo-geodinámica..	40
IV.7	Capacidad de carga local y factor de seguridad.....	40
IV.8	Análisis de la posibilidad de incrementar pisos al edificio.....	43

V	Análisis de ISE en condiciones estáticas y considerando la sismo-geodinámica para el edificio de diecisiete pisos.....	44
V.1	Esfuerzos en la masa de suelo granular.....	44
V.2	Matriz de módulos de deformación unitaria.....	45
V.3	ISE en condiciones estáticas.....	45
V.4	Matriz de módulos dinámicos de rigidez al cortante.....	46
V.5	ISE considerando el balanceo por viento.....	46
V.6	ISE considerando el balanceo por sismo y aplicando la sismo-geodinámica..	46
V.7	Capacidad de carga local y factor de seguridad.....	47
V.8	Importancia de la presión sísmica de poro y su influencia en las presiones de contacto.....	48
VI	Conclusiones y Recomendaciones.....	50
	Referencias.....	53
Apéndice A	Cálculo de ISE en condiciones estáticas y considerando la sismo-geodinámica para el edificio de cinco pisos, aplicando el procedimiento propuesto.....	55
Apéndice B	Cálculo de ISE en condiciones estáticas y considerando la sismo-geodinámica para el edificio de diecisiete pisos, aplicando el procedimiento propuesto.....	71
Apéndice C	Cálculo de la Sismo-geodinámica del subsuelo para condiciones de campo.....	93
Apéndice D	Determinación en el laboratorio del módulo de deformación unitario y el módulo dinámico de rigidez en arenas para condiciones de campo.....	99
Apéndice E	Importancia de la presión sísmica de poro y su influencia en las presiones de contacto.....	103

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras latinas

<i>Símbolo</i>	<i>Descripción</i>
A_z	Aceleración a la profundidad z
A_{bc}	Aceleración en la base de cimentación
A_{cm}	Aceleración al centro de masas
A_o	Aceleración orbital
$a_{(v)}$	Parámetro de la teoría de onda
A_i, B_i, C_i, N_i	Parámetros necesarios para satisfacer las ecuaciones del método de las distorsiones
C_z	Celeridad de onda superficial
c	Cohesión del suelo
DAES	Espectro Envolvente para Diseño Sísmico
d_i	Espesor de estrato i
F.S.	Factor de seguridad
g	Aceleración de la gravedad
h_c	Altura al centro de masas
K_θ	Constante de resorte por giro
Mz	Módulo de deformación unitario
M	Masa (peso del edificio/aceleración de la gravedad)
N_c, N_q, N_γ	Factores de capacidad de carga
O_t	Momento de volteo del edificio
P_s	Frecuencia circular
r_z	Coefficiente de atenuación de la onda sísmica de superficie
V_o	Velocidad orbital
z_i	Profundidad a la base del estrato i
z_{mi}	Profundidad a la parte media del estrato i
x, y, z	Coordenadas

Letras griegas

<i>Símbolo</i>	<i>Descripción</i>
α	Compresibilidad volumétrica del estrato
β	Factor de respuesta M_e/M_c
γ	Peso unitario del suelo, distorsión angular por cortante
δ	Desplazamiento
$\Delta\sigma$	Incremento de esfuerzos efectivos
$\Delta\omega$	Incremento sísmico de la presión del agua de poro
ε	Deformación unitaria
θ	Amplitud del ángulo del movimiento de rotación
μ	Rigidez dinámica del suelo
ν	Relación de Poisson
ζ	Fracción de amortiguamiento crítico
ϕ_n	Ángulo de fricción interna nominal
ϕ_{sis}	Ángulo sísmico de fricción interna
ρ	Masa unitaria
σ_o	Esfuerzo efectivo de sobrecarga
σ_{edi}	Esfuerzo efectivo de recarga por edificio
σ_{exc}	Esfuerzo efectivo de alivio por excavación
σ_{oc}	Esfuerzo efectivo octaédrico
τ_{yz}	Esfuerzo cortante en el plano yx
τ_{yz}	Esfuerzo cortante en el plano yz
ω	Presión del agua de poro
χ	Factor de distribución de esfuerzos (Flohlich)

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla</i>	<i>Descripción</i>	<i>Página</i>
I.1	Características del proyecto.....	2
I.2	Resumen de parámetros del suelo.....	4
III.1	Coefficiente α y factor de atenuación de la onda de superficie "R", deducidos en el apéndice I de Zeevaert 1988.....	29
III.2	Presión del agua de poro inducida por ondas sísmicas en suelo saturado	35
A.1	Características del edificio de 5 pisos.....	57
A.2	Cálculo de matriz de esfuerzos de alivio por excavación, en el sentido longitudinal.....	58
A.3	Cálculo de matriz de esfuerzos de alivio por excavación, en el sentido transversal	59
A.4	Cálculo de matriz de módulos de deformación en sentido longitudinal.....	60
A.5	Cálculo de matriz de módulos de deformación en sentido transversal.....	61
A.6	Interacción suelo estructura sentido longitudinal.....	62
A.7	Interacción suelo estructura sentido transversal.....	63
A.8	Cálculo de matriz de módulos dinámicos de rigidez en sentido transversal.....	65
A.9	Interacción Suelo-Estructura en sentido transversal (balanceo por viento).....	66
A.10	Interacción Suelo-Estructura en sentido transversal (balanceo por sismo).....	67
A.11	Planta de cargas en un medio de la losa de cimentación.....	69
A.12	Análisis de capacidad estática y sísmica, además de factores de seguridad.....	70
B.1	Características de carga y altura para el edificio de 17 pisos.....	73
B.2	Cálculo de matriz de módulos de deformación en el sentido longitudinal (1a. iteración).....	74
B.3	Cálculo de matriz de módulos de deformación en sentido transversal (1a. iteración).....	75
B.4	Interacción suelo estructura sentido longitudinal (1a. iteración).....	76
B.5	Interacción suelo estructura en el sentido transversal (1a. iteración).....	77
B.6	Cálculo de matriz de módulos de deformación en el sentido longitudinal (2a. iteración).....	78
B.7	Cálculo de matriz de módulos de deformación en sentido transversal (2a. iteración).....	78
B.8	Interacción suelo estructura sentido longitudinal (2a. iteración).....	80
B.9	Interacción suelo estructura en el sentido transversal (2a. iteración).....	81
B.10	Cálculo de matriz de módulos de deformación en el sentido longitudinal (3a. iteración).....	82
B.11	Cálculo de matriz de módulos de deformación en sentido transversal (3a. iteración).....	83
B.12	Interacción suelo estructura sentido longitudinal (3a. iteración).....	84
B.13	Interacción suelo estructura en el sentido transversal (3a. iteración).....	85
B.14	Cálculo de matriz de módulos dinámicos de rigidez en sentido transversal	87
B.15	Interacción Suelo-Estructura en sentido transversal (balanceo por viento).....	88
B.16	Interacción Suelo-Estructura en sentido transversal (balanceo por sismo)	89
B.17	Planta de cargas en un medio de la losa de cimentación.....	91
B.18	Análisis de capacidad estática y sísmica, además de factores de seguridad.....	92

C.1	Cálculo del módulo dinámico de rigidez al cortante a partir de su ley fenomenológica.....	94
C.2	Estimación del periodo de fundamental de vibración del suelo por el método de las celeridades.....	95
C.3	Ajuste del periodo del suelo por el método de las distorsiones, analizando la onda de cortante en la masa de suelo granular estratificado.....	96
C.4	Análisis de la componente horizontal de la onda superficial en la masa de suelo granular estratificado.....	97
C.5	Determinación del ángulo aparente de fricción interna sísmico.....	98
E.1	Cálculo de matriz de módulos dinámicos de rigidez en sentido transversal considerando la presión sísmica del agua de poro.....	104
E.2	Interacción Suelo-Estructura en sentido transversal (balanceo por sismo) considerando la presión sísmica del agua de poro.....	105

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura</i>	<i>Descripción</i>	<i>Página</i>
I.1	Diagramas de estructura.....	3
II.1	Diagramas de esfuerzos "in situ".....	9
II.2	Elementos finitos rectangulares formados por los substratos del subsuelo y por las franjas de la cimentación.....	10
II.3	Incremento medio de esfuerzos en el estrato N, bajo el punto j inducido por la carga unitaria q_i aplicada en i.....	14
II.4	Factores de Influencia para carga unitaria.....	15
II.5	Espectro envolvente para diseño sísmico (DAES).....	19
II.6	Distribución de las presiones en edificios altos (Fleming 1930).....	20
II.7	Incremento de reacciones durante la rotación.....	21
II.8	Rotación de cimentación rígida en presencia de algún fenómeno dinámico.....	23
III.1	Balanceo de la cimentación ocasionado por las fuerzas de inercia inducidas por el sismo.....	26
III.2	Estado de esfuerzos de un punto.....	30
III.3	Columna de suelo sujeta a movimiento sísmico.....	31
IV.1	Esfuerzos de contacto en la franja de la orilla y en el sentido transversal para el edificio de cinco pisos.....	40'
IV.2	Factores de capacidad de carga para cimentaciones superficiales, según Terzaghi.....	42
V.1	Esfuerzos de contacto en la franja de la orilla y en el sentido transversal para el edificio de diecisiete pisos.....	46'
C.1	Valores sísmicos en el perfil del suelo para la onda cortante.....	96
C.2	Valores sísmicos en el perfil de subsuelo para la onda de superficie.....	97
D.1	Módulo de deformación unitaria para el campo (interpolación).....	100
D.2	Módulo de deformación unitaria en función del esfuerzo confinante para el campo (ley fenomenológica).....	101
D.3	Módulo dinámico de rigidez al cortante para el campo (interpolación).....	102
D.4	Módulo dinámico en función del esfuerzo de confinante para el campo (ley fenomenológica).....	102

**INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA DE CIMENTACIÓN EN
CONDICIÓN ESTÁTICA Y CONSIDERANDO LA SISMO-
GEODINÁMICA, EN SUELOS GRANULARES FINOS**

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

I.1 ANTECEDENTES

En la ingeniería de cimentaciones, se le asigna el término de cimentación a la parte baja de una estructura que está en contacto con el suelo y que su objetivo fundamental es distribuir las cargas de la estructura sobre el suelo; para lograr un diseño correcto de ésta, se tienen que tomar en cuenta dos aspectos básicos:

- ⇒ La capacidad de carga del suelo, es decir, que las cargas de la estructura deben transmitirse a los estratos del suelo capaces de soportar sin fallar, tomando en cuenta factores de seguridad adecuados con respecto al estado límite de falla.
- ⇒ Las deformaciones de los estratos del terreno subyacentes a los cimientos deben ser compatibles con las deformaciones del propio cimiento, la superestructura y sus instalaciones, además se deben de evitar daños en las estructuras adyacentes (estado límite de servicio).

Para satisfacer estas necesidades existen varios tipos de cimentaciones, cuyo uso es función de las propiedades mecánicas del subsuelo, características de carga y desplazamientos verticales admisibles de la estructura de cimentación y por supuesto de su economía.

En múltiples lugares de la corteza terrestre existen depósitos de arena y limos que son característicos de suelos aluviales, eólicos finos y residuales; generalmente son depósitos que poseen una baja compresibilidad y una alta capacidad de carga, sin embargo, en la interfaz de los cimientos y el suelo se originan desplazamientos verticales totales y diferenciales creados por el incremento de cargas que transmite la cimentación, en donde, los desplazamientos de la estructura deben ser iguales a los originados en la superficie de apoyo de la cimentación, para ello, se tiene que encontrar un sistema de reacciones que aplicadas simultáneamente a la estructura de cimentación y la masa de suelo produzcan la misma configuración de desplazamientos, es decir, la distribución resultante debe equilibrar la acción aplicada por la cimentación al suelo (compatibilidad de deformaciones).

Así también, es de interés conocer la distribución de las presiones para estimar las fuerzas reales que actúan en la base de la estructura de cimentación para el cálculo de los momentos flexionantes, cortantes y torsiones, permitiendo de esta forma, el uso de concreto y colocar el acero de refuerzo en su posición correcta y evitar así daños de la estructura de cimentación. De igual manera es indispensable analizar el momento de volteo que puede ser resultado del efecto de balanceo del edificio debido a una fuerte ráfaga de viento o bien al fenómeno sísmico, dado que al nivel de desplante de la cimentación no se debe rebasar la capacidad de carga local del suelo, ya que esto traería como consecuencia que se produjeran deformaciones plásticas importantes ocasionando un desplome de la estructura durante el fenómeno sísmico o ráfaga de viento.

La metodología que se usa para establecer las expresiones de compatibilidad para el cálculo de esfuerzos de contacto es conocida en la actualidad como "Interacción Suelo-Estructura" y a partir de este momento se denominará como ISE (Zeevaert 1983).

1.2 INFORMACIÓN SOBRE EL PROYECTO

La información que a continuación se desarrolla fue proporcionada por el Dr. Zeevaert, asesor del presente trabajo. El proyecto consiste en realizar la ISE en condiciones estáticas y considerando la sismo-geodinámica para un suelo granular fino.

1.2.1 DE LA ESTRUCTURA DEL PROYECTO

Se trata de un edificio de 12.00 x 24.00 m en planta, el cual cuenta con cimentación, sótano, planta baja y cuatro pisos superiores que tienen las características de carga y altura siguientes (tabla I.1).

DESCRIPCIÓN	CARGA t/m ²	ALTURA m
Sótano y cimentación	3.0	6.0
Planta baja	1.5	3.5
Pisos superiores (4)	4.4	12.8
Azotea	1.1	-
TOTALES	10.0	22.3

Tabla I.1 Características del proyecto

Cada piso superior pesa 1.1 t/m² y tiene una altura de 3.2 m, la altura total es de 22.30 m, el centro de masas se localiza a 10.10 m a partir del nivel de cimentación y la carga repartida total del edificio en el nivel de desplante es de 1.00 kg/cm² (figura I.1a).

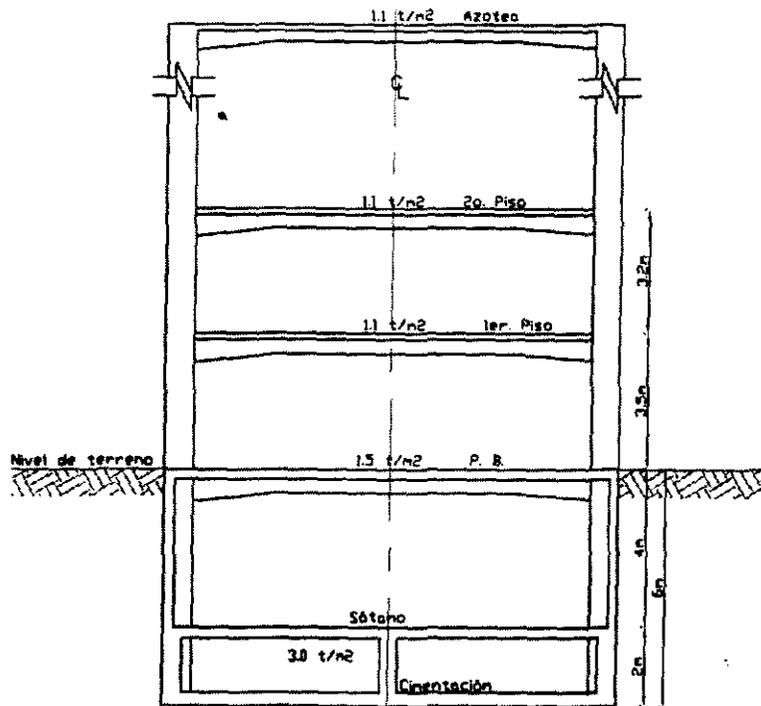
La estructura de cimentación se diseñará como un cajón rígido, celular, monolítico e impermeable, las cargas de la estructura son repartidas sobre ésta, a través de un sistema de columnas que se localizan en el sentido longitudinal de la estructura a cada 3.00 m y en el sentido transversal en las orillas, la rigidización de la cimentación se logra a través de un sistema de diafragmas que puentean las cargas que bajan por las columnas, distribuyéndolas sobre la losa inferior de la cimentación (figura II.1b).

Se estudiará la posibilidad de aumentar pisos en el edificio, para de esta forma, aprovechar al máximo la capacidad del suelo, limitando los factores de seguridad, incluyendo el sismo a no menores de 2.

1.2.2 DEL SUBSUELO DONDE SE APOYARÁ LA CIMENTACIÓN

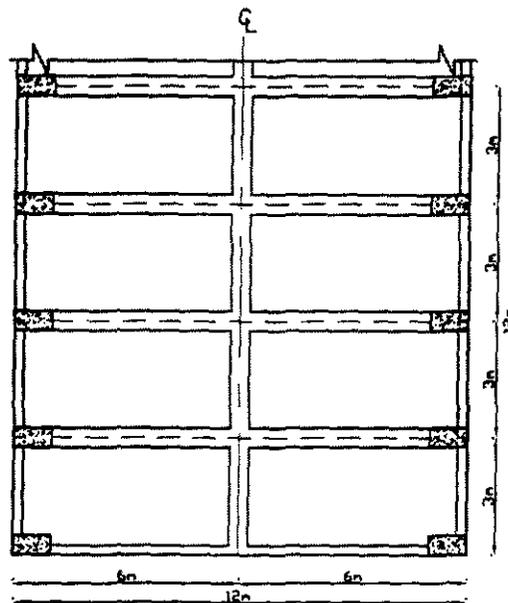
El edificio se apoyará sobre un depósito de arena eólica de duna, atrás del escarpio de la playa, en la zona sur del Golfo de México (Coatzacoalcos), este depósito se compone de una masa de suelo granular fino estratificada, cuyos estratos son paralelos a la superficie del terreno y la profundidad esta limitada por un estrato de arenisca, todos y cada uno de los estratos poseen parámetros dinámicos y esfuerzo-deformación-tiempo diferentes, tal y como se describe a continuación.

Estrato 1 A partir de la superficie del terreno y hasta aproximadamente 2.00 m de profundidad, existe un depósito de arena fina eólica suelta meteorizada de color café claro que posee las siguientes características: peso volumétrico $\gamma=1.65$ t/m³, ángulo de fricción interna $\phi=32^\circ$, densidad relativa $D_r=0.50$ y los parámetros estáticos y de fluidez de la ley fenomenológica del módulo de deformación unitaria son $C_s=0.0082$, $n_s=0.65$ y $\kappa_v=0.80$, y los parámetros de la ley fenomenológica del módulo dinámico de rigidez son $C_d=204$, $n_d=0.70$



A). CORTE DE CIMENTACIÓN Y ESTRUCTURA EN SENTIDO TRANSVERSAL

Escala 1:200



B). PLANTA DE CIMENTACIÓN

Figura 1.1 Diagramas de estructura y cimentación

- Estrato 2** A partir de los 2.00 m y hasta los 10.00 m de profundidad, existe un depósito de arena fina eólica semicompacta, algo meteorizada de color café claro que posee las siguientes características: $\gamma=1.75 \text{ t/m}^3$, $\phi=36^\circ$, $D_r=0.60$ y los parámetros estáticos y de fluidez de la ley fenomenológica del módulo de deformación unitaria son $C_s=0.0063$, $n_s=0.55$, y $k_v=0.65$, y los parámetros de la ley fenomenológica del módulo dinámico de rigidez son $C_d=285$, $n_d=0.76$
- Estrato 3** A partir de los 10.00 m y hasta los 16.00 m de profundidad, existe un depósito de arena fina eólica semicompacta, algo meteorizada de color café claro que posee las siguientes características: $\gamma=1.80 \text{ t/m}^3$, $\phi=38^\circ$, $D_r=0.80$ y los parámetros estáticos y de fluidez de la ley fenomenológica del módulo de deformación unitaria son $C_s=0.0052$, $n_s=0.52$, y $k_v=0.40$, y los parámetros de la ley fenomenológica del módulo dinámico de rigidez son $C_d=350$, $n_d=0.52$
- Estrato 4** A partir de los 16.00 m de profundidad existe una arenisca con propiedades de deformación muy pequeñas en comparación con los estratos superiores, razón por la que se limita el análisis hasta esta profundidad.

En la tabla I.2 se puede observar un resumen de lo expuesto anteriormente

Suelo	z m	d m	ϕ °	D_r	γ t/m^3	Mz (cm^2/kg)			μ (kg/cm^2)	
						C_s	n_s	(1+k _v) flujo	C_d	n_d
Arena 1	2	2	32	0.5	1.65	0.0082	0.65	1.80	204	0.70
Arena 2	10	8	36	0.6	1.75	0.0063	0.55	1.65	285	0.76
Arena 3	16	6	38	0.8	1.8	0.0052	0.52	1.40	350	0.52

Tabla I.2 Resumen de parámetros del suelo

Bajo el área de cimentación, las propiedades mecánicas de resistencia y deformación, así como las dinámicas de cada uno de los estratos, obtenidas en función del esfuerzo medio, representan el comportamiento mecánico y dinámico de los mismos en todo su espesor y en el sentido vertical. Por otro lado, el nivel de aguas superficiales (NAS) se localiza a 2.00 m de profundidad, su distribución es hidrostática con respecto a la profundidad, lo cual fue determinado por medio de piezómetros a diferentes profundidades.

Para el análisis sísmo-geodinámico se usará una aceleración máxima en la superficie del suelo de 100 gal, y en el caso del balanceo por viento se considerará una velocidad de diseño máxima de 250 km/h.

I.3 ESTADO DEL ARTE DE ISE

En la bibliografía especializada se encuentran disponibles una gran variedad de métodos para resolver el problema en cuestión, de los cuales se realiza una breve remembranza de los que considero más sobresalientes.

Uno de los primeros métodos usado para este fin, fue propuesto por Zimmermann (1888) y es conocido como el método del coeficiente de balasto, la hipótesis básica del método, es suponer que en cualquier punto de la cimentación el desplazamiento vertical es proporcional a la presión que en él se desarrolla ($p=k*\delta$), donde k es el coeficiente de balasto, para ello se supone que el suelo está representado por

una serie de resortes que actúan uno independiente de los otros, es decir, resortes tipo Winkler (1867). Extensos trabajos se han desarrollado basándose en esta teoría, tal es el caso de Hetenyi (1964), Chamecky (1956), Heil (1969), entre otros.

De forma alterna y con ayuda de una herramienta como es la teoría de la elasticidad, se desarrollaron técnicas como la de Boussinesq para cimentaciones rígidas, Borowicka (1936) para cimentaciones parcialmente rígidas; con sistemas de carga muy particulares, que supone al suelo como un medio elástico, isótropo, homogéneo y de profundidad infinita. Aunado a lo anterior se presentaron modificaciones a estas, dado que, estas soluciones presentaban en el borde de la cimentación una magnitud de presiones infinita, tal es el caso de Schultze (1961) que indica que lo máximo que se puede alcanzar es el esfuerzo límite dado por el estado plástico.

Otras investigaciones de interés fueron realizadas por De Beer (1957), que propone un método para determinar la distribución de presiones longitudinal y transversal de una cimentación rígida que descansa sobre un terreno que esta caracterizado por un módulo de elasticidad constante o que se incrementa linealmente con la profundidad, el método consiste en dividir la losa en cuadros del mismo tamaño, las reacciones desconocidas bajo cada uno de estos cuadros es remplazada por una fuerza aislada que actúa en el centro de los cuadros, el desplazamiento vertical en el centro de cada cuadrado es la suma de los desplazamientos causados por cada una de las fuerzas aisladas, después se supone que el cuadrado es reemplazado por un círculo equivalente y se determina un coeficiente de influencia de asentamientos con respecto a una carga unitaria, de cada uno de los cuadros se derivan una ecuación de equilibrio para obtener las presiones de contacto.

Por otra parte Grasshoff (1957), examinó la influencia de superestructuras absolutamente rígidas y absolutamente flexibles apoyadas en una cimentación por medio de columnas rígidas empotradas y con articulación de donde concluyó que es grande la influencia del grado de empotramiento en la cimentación de las columnas para la distribución de las presiones de contacto, más sin embargo la influencia de la rigidez de la superestructura no es muy importante si se trata de un suelo homogéneo.

10

Barden (1962), presenta un método aproximado para obtener las presiones de contacto, el cual es aplicable a diferentes tipos de suelo, incluyendo homogéneos-anisótropo e isótropo, compresibilidad decreciente con la profundidad y ciertos casos de estratificación tales como laminaciones. La solución es presentada en forma de un juego de coeficientes de influencia, gobernado por un parámetro adimensional Φ , que es una característica del sistema cimentación-suelo.

Sommer (1965), divide en dovelas iguales a la cimentación, a la mitad de cada dovela supone un soporte imaginario al cual se le induce un desplazamiento vertical unitario en cada una de las dovelas de turno en turno, de aquí se deriva una ecuación de equilibrio de cada uno de los puntos de la cimentación para obtener las presiones de contacto; en este método se supone al suelo como un medio elástico, isótropo, homogéneo y de profundidad infinita.

Todos los métodos indicados anteriormente, únicamente consideran condiciones estáticas, sin hacer siquiera referencia a aspectos sismo-geodinámicos.

El método más usado en las investigaciones realizadas en los últimos años, es el método del elemento finito (Zienkiewicz 1994); por medio de esta técnica refinada se realiza una simulación numérica directa, por la que se pueden obtener simultáneamente la distribución de esfuerzos y desplazamientos y además es posible realizar un análisis sismo-geodinámico, sin embargo, esta técnica es puramente matemática y debido a ello, físicamente se complica porque en la práctica profesional no se pueden conocer en tres o aun en dos dimensiones y en cualquier punto de la masa del suelo las propiedades esfuerzo - deformación - tiempo y dinámicas, por tal motivo, esta metodología debe aplicarse

cuidadosamente, por que en general, está limitada a la habilidad de obtener los parámetros correctos que deban usarse en el modelo matemático y a la experiencia e ingenio que se tenga para tomar en cuenta la heterogeneidad, anisotropía y las condiciones frontera que satisfagan en la práctica de campo. Es importante hacer notar, que esta técnica matemática es muy útil dentro de la mecánica de suelos pero no es confiable si no se cuenta con la experiencia real de campo, por consiguiente pueden conducir a pronósticos falsos.

De las metodologías expuestas para obtener la distribución de las presiones y los desplazamientos en la interfaz de la estructura de cimentación y terreno, se puede concluir que tanto las fuerzas que actúan a través de la cimentación, las acciones recíprocas del terreno y la cimentación, conducen a una distribución de las presiones en la cara de contacto que debe cumplir la condición de compatibilidad de deformaciones entre uno y otro elemento, y que depende, por lo tanto, de las características de deformabilidad del suelo y la estructura; debido a esto el método que yo necesito para resolver el problema que se analizará, debe considerar la estratigrafía, es decir, las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo y dinámicas de cada estrato. Las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo se definen a través del módulo de deformación unitaria (M_u) y las propiedades dinámicas con el módulo dinámico de rigidez, también llamado módulo dinámico al cortante (μ). El módulo de deformación unitaria se estudia por medio de sus dos componentes: La deformación inmediata de carácter elasto-plástico y la deformación unitaria secular por flujo viscoso que es función del tiempo. Es importante hacer notar que el valor de M_u y μ dependen del nivel de esfuerzos octaédricos a que se encuentran en campo, razón por la cual no existe un procedimiento generalizado y lo suficientemente práctico y preciso de ISE para este tipo de suelos.

I.4 OBJETIVO

Atendiendo a esta importante necesidad de la ingeniería de cimentaciones práctica y considerando la motivación que adquirí al conocer la conferencia titulada "Módulos de deformación unitaria en arenas y limo" impartida por el Dr. Leonardo Zeevaert en abril de 1996 en la Universidad Veracruzana se presenta éste trabajo de investigación, en donde el objetivo fundamental es "desarrollar un procedimiento de interacción suelo-estructura de cimentación para suelos granulares finos, haciendo uso de su leyes físicas fenomenológicas de comportamiento del suelo", es decir, se busca establecer una metodología a través de las leyes físicas fenomenológicas de comportamiento de este tipo de depósitos granulares finos para realizar la ISE en condiciones estática y considerando la sismo-geodinámica, y de esta forma solo realizar las pruebas necesarias para determinar los parámetros de la ley fenomenológica y poder encontrar el valor del módulo de deformación unitario (M_u) y el módulo dinámico de rigidez al cortante (μ), para cualquier nivel de esfuerzos, dentro de los límites de la ingeniería de cimentaciones práctica.

I.5 CONTENIDO

Esta tesis contiene las siguientes partes: en el capítulo II se hace el planteamiento teórico del problema, indicando las leyes físicas del comportamiento de los suelos granulares, así como la teoría básica y el procedimiento físico racional propuesto para resolver la ISE en condiciones estáticas y considerando el balanceo de la cimentación ocasionado por una ráfaga de viento o bien por el fenómeno sísmico; en el capítulo III, se presenta los aspectos teóricos de la sismo-geodinámica; en el capítulo IV se presenta el análisis para el edificio de cinco pisos y el pronóstico del número de pisos que es posible construir, si se aprovecha eficientemente la capacidad del suelo; en el capítulo V se presenta el análisis completo, considerando el número de pisos que según el diagnóstico es posible construir con el suficiente rango de seguridad, se da solución a la ISE desde el punto de vista estático y considerando el balanceo de la cimentación ocasionado por una ráfaga de viento, se continúa con la solución de ISE, pero desde el punto de vista sismo-geodinámico, el análisis se realizará con una determinada aceleración asignada a

la superficie del suelo para la localidad; finalmente se presentan las conclusiones del trabajo y se dan recomendaciones en el capítulo VI. Además se presenta una serie de apéndices, los cuales contienen lo siguiente: apéndice A, Cálculo para el edificio de cinco pisos; apéndice B; Cálculo para el edificio, haciendo uso eficiente de la capacidad del suelo; apéndice C, Cálculo de los parámetros sismo-geodinámicos y finalmente Apéndice D, que contiene la metodología para determinar en el laboratorio el módulo de deformación unitario y el módulo dinámico de rigidez en arenas para condiciones de campo.

CAPÍTULO II PLANTEAMIENTO TEÓRICO DEL PROBLEMA

II.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

La estructura proyectada se desplantará en una masa de suelo granular fino estratificado dando origen a deformaciones debido al incremento de esfuerzos a que está sometida; pero partiendo del conocimiento de las cargas que actúan sobre la cimentación, su geometría, dimensión, el sótano que se requiere y además de los esfuerzos "in situ" de la masa del suelo que se presentan en la figura II.1, se utilizará una cimentación compensada, para de esta forma reducir los incrementos de esfuerzos y simultáneamente los desplazamientos verticales futuros de la estructura.

Una cimentación compensada es aquella en donde el peso total del edificio y su cimentación se equilibra perfectamente con la suma de los esfuerzos efectivos existentes al nivel de desplante (fase sólida) y la subpresión del agua superficial (fase líquida) que actúa en toda la superficie de la cimentación, es importante hacer notar que la distribución de presiones sobre la losa de cimentación provocadas por la fase líquida (presión del agua) pueden considerarse uniformes, sin embargo, los esfuerzos de contacto de la fase sólida no son uniformes, dando como resultado un problema de compatibilidad de deformaciones entre las losa de cimentación y la fase sólida del suelo, es decir, tenemos que investigar las reacciones que den las mismas deformaciones en ambos elementos.

La compatibilidad de deformaciones es investigada a **largo plazo**, considerando la deformación inmediata de características elásto-plásticas y el fenómeno de deformación secular o flujo viscoso que es función del tiempo. Se entiende como largo plazo, al momento a partir del cual ya se construyó el edificio y se estabilizaron las cargas de éste (1 a 2 años después de la construcción).

Como ya se dijo en su momento, se investigará la posibilidad de incrementar pisos al edificio original, si esto es posible, la cimentación ya no será compensada, sino parcialmente compensada.

El suelo bajo la estructura se encuentra dividido en estratos de material granular fino, cuya compresibilidad se reduce y la rigidez dinámica aumenta con la presión de confinamiento, es decir, son función de la presión de confinamiento, por lo tanto, para tomar en cuenta la característica señalada de este tipo de materiales conviene dividir los estratos en subestratos de menor espesor, que para el caso que nos ocupa es de 2.00 m el espesor de cada subestrato. Por otra parte, la losa del cajón de cimentación se encuentra apoyada en forma continua en el suelo, al que transmite las cargas de la superestructura así como su propio peso, pero como ya se ha dicho las reacciones no son uniformes, por ello es necesario suponer que la losa de cimentación de ancho $2B$ y largo L se encuentra dividida en " n " franjas de igual ancho λ , en donde $(2B * \lambda)$ representan áreas tributarias iguales \hat{a} en cuyo centro se aplican las reacciones medias del suelo, para nuestro caso, en el sentido longitudinal $\lambda=3.00$ m y en el sentido transversal $\lambda=2.00$ m. De lo anterior, resulta que el suelo bajo la cimentación es dividido en elementos rectangulares finitos que se forman por los subestratos y las franjas de la losa (ver figura II.2).

El análisis del cambio de esfuerzos efectivos inducido por el incremento de la carga se realiza para el centro de cada uno de los elementos rectangulares finitos, a través de soluciones aproximadas de la teoría de elasticidad que presento Flöhlich, considerando el factor de concentración, según el tipo de depósito que se trate, para nuestro caso por tratarse de un suelo granular fino, estratificado y cuya compresibilidad se reduce con la profundidad es adecuado usar un valor de $\chi=4$ (Zeevaert 1983).

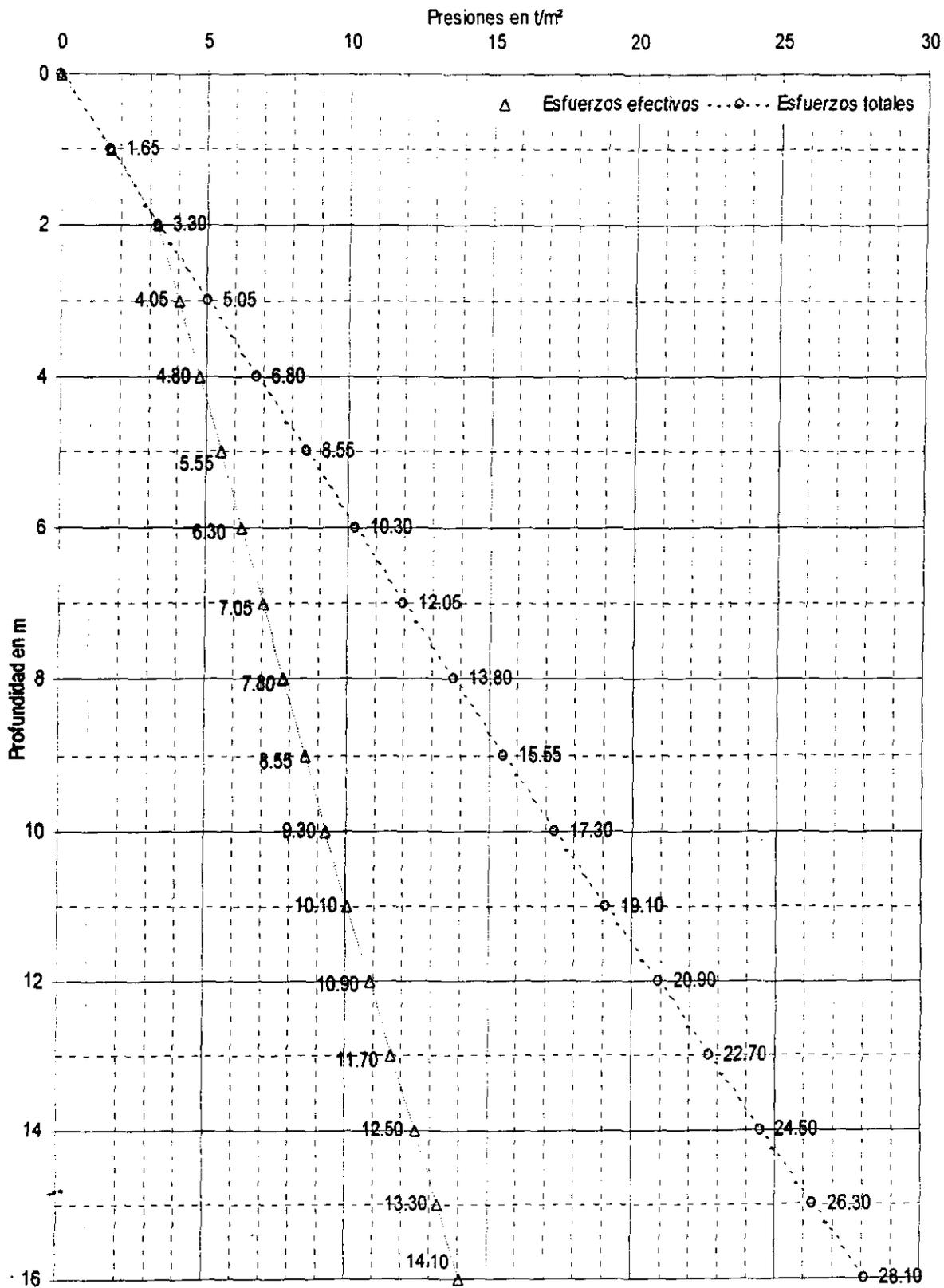
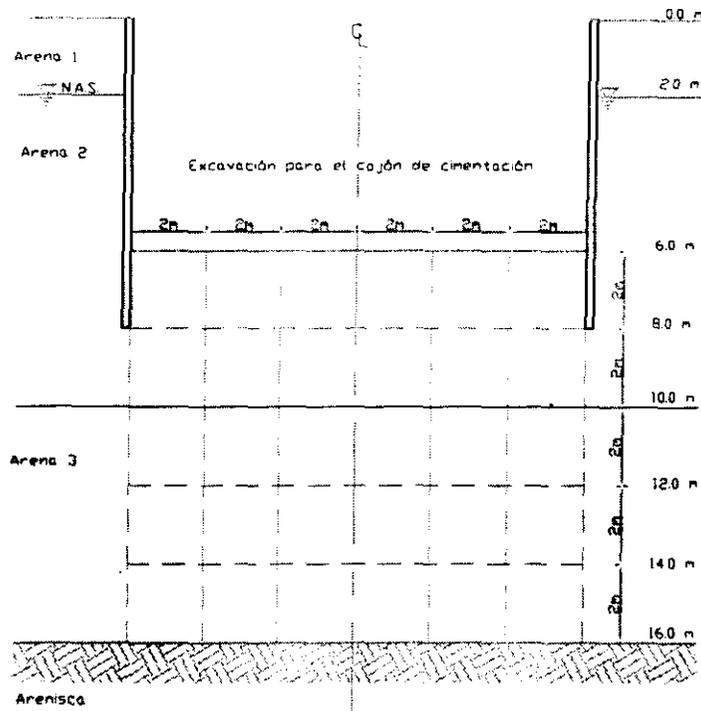
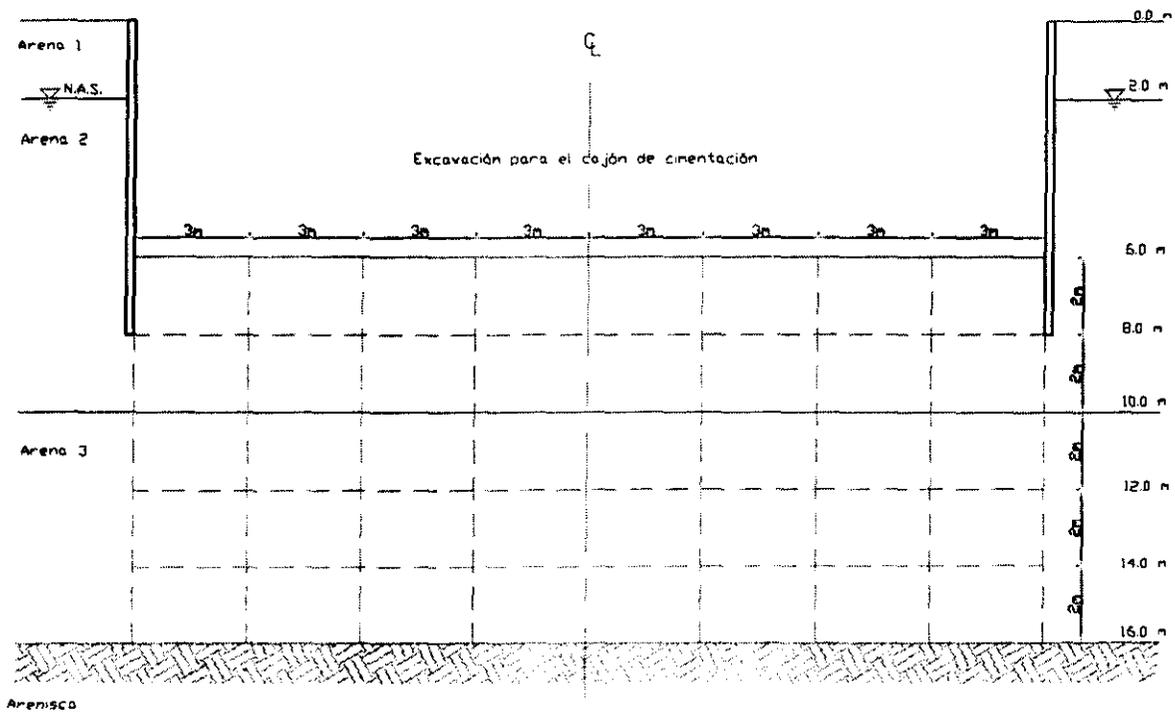


Figura II.1 Diagrama de esfuerzos "in situ"



Sección transversal de la cimentación



Sección longitudinal de la cimentación

Escala 1:200

Figura II.2 División de franjas y substratos para el análisis (elementos finitos rectangulares)

El análisis estático que a continuación se describe, se realiza en las dos direcciones ortogonales de la cimentación y se superponen los efectos para representar el fenómeno tridimensional, en el caso del análisis que se planteará para analizar el momento que induce una ráfaga de viento o la acción sísmica, se realizará el análisis únicamente para un metro de ancho de cimentación y en el sentido transversal, por ser el más crítico.

El efecto resultante del balanceo del edificio se suma al efecto estático para verificar la estabilidad de la estructura en presencia de la acción sísmica o bien de una fuerte ráfaga de viento.

Para poder valorizar en ingeniería de cimentaciones los problemas de desplazamientos verticales en cimentaciones cuando la masa de suelo es sometida a incremento de esfuerzos, es indispensable conocer el módulo de deformación unitaria, en el caso de los problemas relativos al comportamiento del subsuelo durante sismos requiere el conocimiento de las propiedades elásticas del subsuelo, es decir, el módulo dinámico de rigidez al cortante.

La determinación de estas propiedades mecánicas se efectúa en el laboratorio en probetas de material representativas del subsuelo, las probetas tienen que ser de material inalterado cuando el suelo tiene algo de cohesión o algún cementante como carbonato de calcio, cuando el material no tiene cohesión, que es nuestro caso, la determinación de estas propiedades mecánicas de deformación unitaria y de respuesta elástica ante vibraciones se complica, ya que es necesario determinarla para varios estados de compactación y valor de estos resultados el módulo de deformación unitaria y el módulo de rigidez al cortante que corresponde al estado de compactación para el cual se encuentra el material en el campo, una explicación más amplia se encuentra en el apéndice D de este trabajo.

Es importante hacer notar que tanto el fenómeno sísmico como la acción del viento, son efectos dinámicos y eventuales de corta duración que pueden producir un momento de volteo al edificio, razón por la que se tienen que usar parámetros dinámicos, es decir, el módulo dinámico de rigidez, más sin embargo, son eventos diferentes dado que la fuerza de inercia es producida de diferente forma, el sismo transmite el movimiento del suelo al edificio a través de su cimentación dando origen a la fuerza de inercia sísmica, mientras que el viento produce la fuerza de inercia al chocar contra el edificio transmite movimiento al edificio y este a su cimentación, produciendo un giro del edificio e incrementado las reacciones sobre la losa de cimentación.

II.2 ANÁLISIS ESTÁTICO DE ISE EN SUELOS GRANULARES FINOS

El procedimiento que a continuación se propone, es desarrollado a partir de la técnica propuesta por Zeevaert (1983, 1991) y puede considerarse como una ampliación a ésta. Este método es iterativo, esto se debe básicamente a que el módulo de deformación unitaria así como el módulo de rigidez al cortante de los suelos granulares finos es función del esfuerzo octaédrico. Primeramente se estima el nivel de esfuerzos considerando los esfuerzos "in situ" menos los esfuerzos originados por la excavación, más los esfuerzos inducidos por la recarga del edificio y con ayuda de la ley fenomenológica se obtiene la matriz de módulos que le corresponden, ya efectuado el primer ciclo de cálculo se corrigen los módulos creando una segunda matriz corregida con ayuda de la ley fenomenológica que representa la compresibilidad en cada elemento finito rectangular, para poder representar de manera más fiel la variación de los módulos con el esfuerzo de confinamiento, ésta corrección se realiza tantas veces como sea necesario, hasta que la precisión sea satisfactoria.

La ley fenomenológica para arenas que se uso para el caso del módulo elásto-plástico de deformación unitario fue propuesta por primera vez por Schultze y Moussa (1961) en Alemania y posteriormente

Zeevaert (1983) la verificó y la modificó para considerar el efecto de flujo viscoso en estos suelos, resultando:

$$Mz = C_0 \cdot \sigma_c^{-n_s} \cdot (1 + \kappa_v) \quad \text{II.1}$$

Donde: Mz Módulo de deformación unitaria
 σ_c Esfuerzo octaédrico de confinamiento
 C_0 y n_s Parámetros de la ley fenomenológica para cada tipo de suelo
 κ_v Flujo o efecto secular que es función del tiempo

Esta expresión del tipo potencial, indica que a medida que el esfuerzo de confinamiento crece, el valor del módulo decrece y cuando el esfuerzo de confinamiento tiende a cero, el valor del módulo tiende a infinito, esto implica el caso de materiales granulares sin cohesión como arena y limo no cohesivos.

Los parámetros C_0 y n_s son diferentes para cada tipo de suelo, dado que son función de diferentes factores, tales como la forma, dimensión y resistencia de los granos, el tipo de estructura interna de la masa de suelo y el estado de compactación con que se encuentra en el campo. Por otro lado sabemos que el esfuerzo octaédrico se relaciona directamente con el esfuerzo vertical (Zeevaert 1983) de la siguiente forma:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_z}{3} \cdot \frac{(1 + \nu)}{(1 - \nu)} \quad \text{II.2}$$

Donde: σ_c Es el esfuerzo octaédrico de confinamiento en la profundidad z
 σ_z Es el esfuerzo vertical a la profundidad z
 ν Es la relación de Poisson, que por tratarse de arena se considera $\nu = 0.25$

Por lo tanto, la expresión II.1 (Zeevaert 1983) se puede escribir en función del esfuerzo vertical (σ_z) quedando:

$$Mz = C_d \cdot \sigma_z^{-n_d} \cdot (1 + \kappa_v) \quad \text{II.3}$$

En donde los parámetros C_d y n_d , ahora también quedan en función de la relación de Poisson.

Para comenzar con el análisis es necesario estimar el nivel de esfuerzos, para que de esta forma se obtengan los módulos de deformación unitaria necesarios, dado que como ya se ha dicho, el módulo de deformación unitaria es función del esfuerzo vertical efectivo, por tal razón, es necesario estimar el cambio de esfuerzos que se inducen en la masa del suelo que se localiza abajo de la cimentación, para ello se hace uso de la solución aproximada de la teoría de elasticidad presentada por Flöhlich, considerando un factor de concentración de $\chi=4$. En el cambio de esfuerzos se tiene que hacer la siguiente consideración; Antes que se incrementen los esfuerzos en la masa del suelo por la edificación, existen esfuerzos de sobrecarga (σ_{oz}), los cuales se ven modificados por los esfuerzos de alivio debidos a excavación (σ_{exc}) que es necesaria para alojar el sótano y la cimentación y posteriormente por los esfuerzos inducidos por el edificio (σ_{edif}), es decir, a largo plazo tenemos que tomar en cuenta esto, para determinar los esfuerzos en la masa del suelo, resultando que el estado de esfuerzos final esta dado por la expresión II.4, la cual debe ser calculada para la parte central de cada elemento finito rectangular definido en la figura II.2 en ambos sentidos.

$$\sigma_{final} = \sigma_{oz} - \sigma_{exc} + \sigma_{edif} \quad \text{II.4}$$

De la expresión II.4 se determina la matriz de esfuerzos que obran en la masa del suelo, bajo la cimentación. Ahora es necesario encontrar el módulo de deformación unitaria para la parte media de cada uno de los elementos finitos rectangulares, lo cual se logra atendiendo a la ley fenomenológica que se discutió anteriormente (expresión II.3), resultando una matriz de módulo de deformación unitaria, que bien se puede representar como Mz_j^N , es decir, el módulo de deformación unitario en el sustrato N de la franja j.

Ahora bien, ya conocida la matriz de módulos de deformación unitaria se procede a determinar el incremento de desplazamiento vertical en el elemento finito rectangular j del estrato N, que tiene un espesor d inducido por una carga aplicada en i, que esta dado por

$$\Delta\delta_{ji}^N = \left(Mz_j \cdot d \cdot \Delta\sigma_{ji} \right)^N \quad \text{II.5}$$

Donde: Mz_j^N Módulo de deformación unitaria en el sustrato N de la franja j
 $\Delta\sigma_{ji}^N$ Incremento medio de esfuerzos en el punto j del estrato N inducido por la carga aplicada en i.

De lo anterior, llamando deformación volumétrica del estrato N del elemento rectangular finito j a $Mz_j^N \cdot d^N = \alpha_j^N$, y por lo tanto, dado que la carga en i actúa sobre toda la masa de suelo de j, se produce la suma de deformaciones de todos los estratos para determinar el desplazamiento vertical de la superficie en el punto j, resultando

$$\delta_{ji} = \sum_A^N \alpha_j^N \cdot \Delta\sigma_{ji}^N \quad \text{II.6}$$

El valor de $\Delta\sigma_{ji}^N$ en cualquier punto de la masa de suelo se representa en función de una carga unitaria q_i que actúan en el área tributaria \hat{a}_i de la franja i, ver figura II.3.

$$\Delta\sigma_{ji}^N = I_{ji}^N \cdot q_i \quad \text{II.7}$$

El punto i se entiende que se encuentra localizado al centro del área tributaria \hat{a}_i donde se aplica la carga unitaria q_i , y j el punto donde se calcula los efectos resultantes, es decir, al centro de cada elemento rectangular finito, resultando.

$$\delta_{ji} = \sum_A^N \alpha_j^N \cdot I_{ji}^N \cdot q_i \quad \text{II.8}$$

Se considera que la banda "i", que tiene una área tributaria \hat{a}_i está cargada uniformemente con una carga unitaria en la superficie ($q_i=+1$). Donde la influencia de desplazamientos verticales en el punto j debido a la aplicación de la carga unitaria en la banda i es

$$\delta_{ji} = \sum \alpha_j^N \cdot I_{ji}^N \quad \text{II.9}$$

La influencia de asentamientos unitarios bajo todas las bandas consideradas se puede calcular de la siguiente manera, en forma matricial se tiene

$$[\bar{\delta}_{ji}] = [I_{ji}^N]^T \cdot [\alpha_j^N] \quad \text{II.10}$$

- Donde: $[\bar{\delta}_{ji}]$ Es la matriz de desplazamientos verticales general
 $[I_{ji}^N]^T$ Es la matriz transpuesta de los coeficientes de influencia debido a la carga unitaria $q_i=+1$ en el área tributaria i , y
 $[\alpha_j^N]$ Es la matriz de deformación volumétrica unitaria del estrato A hasta el N de la faja j

Es decir (ver figura II.4)

$$[\bar{\delta}_{ji}] = \begin{bmatrix} I_{11}^A & I_{11}^B & \dots & I_{11}^N \\ I_{21}^A & I_{21}^B & \dots & I_{21}^N \\ I_{31}^A & I_{31}^B & \dots & I_{31}^N \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ I_{j1}^A & I_{j1}^B & \dots & I_{j1}^N \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha_1^A & \alpha_2^A & \alpha_3^A & \dots & \alpha_j^A \\ \alpha_1^B & \alpha_2^B & \alpha_3^B & \dots & \alpha_j^B \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \alpha_1^C & \alpha_2^C & \alpha_3^C & \dots & \alpha_j^C \end{bmatrix} \quad \text{II.11}$$

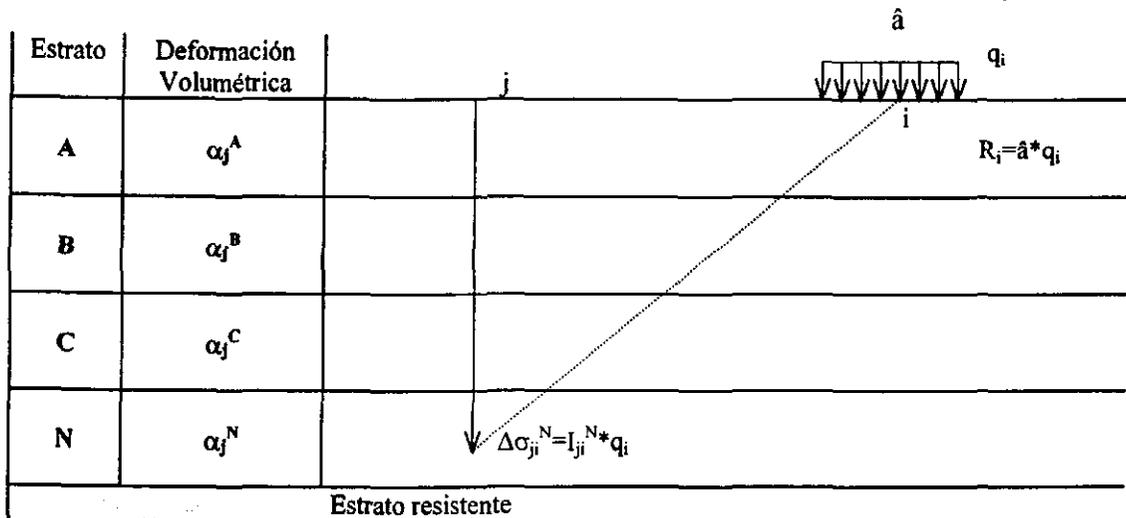


Figura II.3 Incremento medio de esfuerzos en el estrato N, bajo el punto j inducido por la carga unitaria q_i aplicada en i .

	+1 ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓	2	3	4	i	
A	I_{11}^A	I_{21}^A	I_{31}^A	I_{41}^A	I_{i1}^A	α_j^A
B	I_{11}^B	I_{21}^B	I_{31}^B	I_{41}^B	I_{i1}^B	α_j^B
C	I_{11}^C	I_{21}^C	I_{31}^C	I_{41}^C	I_{i1}^C	α_j^C

Figura II.4 Factores de Influencia para carga unitaria.

Lo más importante de este método es que, de la matriz $\bar{\delta}_{ji}$ que resulta sólo nos interesan los valores de la diagonal principal, ya que son estos los que representan el desplazamiento vertical en el punto j debido a la carga unitaria en la banda i, por lo tanto la matriz $\bar{\delta}_{ji}$ es convertida en un vector columna $\bar{\delta}_j$, tal y como se muestra en la expresión II.12.

$$[\bar{\delta}_j] = \begin{bmatrix} \bar{\delta}_{11} & \bar{\delta}_{21} & \dots & \bar{\delta}_{j1} \\ \bar{\delta}_{12} & \bar{\delta}_{22} & \dots & \bar{\delta}_{j2} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \bar{\delta}_{1i} & \bar{\delta}_{2i} & \dots & \bar{\delta}_{ji} \end{bmatrix} \text{ se convierte a } \bar{\delta}_j = \begin{bmatrix} \bar{\delta}_{11} \\ \bar{\delta}_{22} \\ \dots \\ \bar{\delta}_{ji} \end{bmatrix} \quad \text{II.12}$$

Haciendo ahora que las bandas 1, 2, 3, 4 hasta i sean cargadas de vez en vez con q_1, q_2, q_3, q_4 , hasta q_i y usando la expresión II.10 y II.12, se tiene la matriz general para todos los puntos en cuestión, la cual se forma de la siguiente forma: Si la carga unitaria ($q_i = +1$) se localiza en la banda 1, el vector columna de la expresión II.12 se coloca en la primer columna de la matriz de flexibilidad del suelo, si la carga unitaria se localiza en la banda 2, el vector columna se coloca en la columna dos de la matriz general y así sucesivamente hasta la banda "i", resultando:

$$[\bar{\delta}_j] = \begin{bmatrix} \bar{\delta}_{11} & \bar{\delta}_{21} & \dots & \bar{\delta}_{j1} \\ \bar{\delta}_{12} & \bar{\delta}_{22} & \dots & \bar{\delta}_{j2} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \bar{\delta}_{1i} & \bar{\delta}_{2i} & \dots & \bar{\delta}_{ji} \end{bmatrix} \quad \text{II.13}$$

La matriz anterior (expresión II.13) transpuesta y multiplicándola por el vector columna de las cargas unitarias aplicadas en el área tributaria \hat{a} proporciona la matriz de los desplazamientos verticales de la superficie al centro de las bandas, tal que

$$\delta_j = [\bar{\delta}_j]^T \cdot q_i \quad \text{II.14}$$

Donde

$$\begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \dots \\ \delta_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{\delta}_{11} & \bar{\delta}_{12} & \dots & \bar{\delta}_{1i} \\ \bar{\delta}_{21} & \bar{\delta}_{22} & \dots & \bar{\delta}_{2i} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \bar{\delta}_{j1} & \bar{\delta}_{j2} & \dots & \bar{\delta}_{ji} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \dots \\ q_i \end{bmatrix} \quad \text{II.15}$$

Dado que la estructura de cimentación es infinitamente rígida en comparación con la rigidez del suelo, la expresión anterior puede resolverse como un sistema de ecuaciones simultaneas considerando un desplazamiento uniforme: $\delta_1 = \delta_2 = \delta_3 = \delta_4 = \delta = \text{constante}$. El valor aproximado de δ se obtiene si solucionamos el sistema de ecuaciones para δ_i , asumiendo que q_i es constante, es decir:

$$\delta = \frac{1}{n} \sum_1^n \delta_i \quad \text{II.16}$$

Para la solución de los esfuerzos de contacto q_i , se resuelve nuevamente el sistema II.14 en la forma siguiente

$$|q_i| = [\bar{\delta}_{ij}]^{-1} \cdot |\delta| \quad \text{II.17}$$

Las reacciones resultantes q_i' se corrigen ajustándolas proporcionalmente al esfuerzo efectivo medio al nivel de desplante de la estructura de cimentación y usando la expresión II.14 contra los valores reales de q_i y δ puede verificarse la compatibilidad.

El procedimiento se repite tantas veces como se juzgue necesario para obtener una distribución de esfuerzos que satisfaga la compatibilidad de deformaciones suelo-estructura de cimentación.

II.3 ANÁLISIS DEL BALANCEO DE LA CIMENTACIÓN APLICANDO LA SISMO-GEODINÁMICA A ISE

La estabilidad de la cimentación del edificio se verifica para la acción sísmica más intensa posible, que pueda presentarse en el futuro de la vida de la edificación, el análisis que se realiza toma en cuenta únicamente los efectos máximos desde un punto de vista de la ingeniería práctica, es decir, no se consideran los efectos secundarios que puedan en parte aumentar o disminuir algo los resultados cuantitativos primarios. La aceleración máxima asignada a la superficie produce efectos dinámicos variables en la masa del suelo, que dependen de la estratigrafía y de las características geodinámicas de cada uno de los estratos que configuran al subsuelo hasta la profundidad del suelo firme. Para conocer como varían los efectos dinámicos con respecto a la profundidad es necesario conocer el módulo dinámico de rigidez al cortante (μ) que caracteriza a cada estrato. De forma análoga al caso estático, Zeevaert (1993), propone una ley física fenomenológica para determinar el módulo dinámico de rigidez al cortante de suelos granulares finos, la cual es muy semejante a la encontrada para el módulo de deformación unitario y como es de esperarse, también es función del esfuerzo octaédrico y puede escribirse en función del esfuerzo vertical (σ_z) quedando:

$$\mu_z = C_d \sigma_z^{n_d} \quad \text{II.18}$$

Es importante resaltar que los parámetros de esta ley (C_d y n_d), al igual que para el módulo de deformación unitario son diferentes para cada tipo de suelo y para cada lugar en el subsuelo, estos

dependen de características propias del material y de la relación de Poisson, como ya fue mencionado; se hace notar que ninguna de éstas leyes puede quedar en función de la relación de vacíos (e) dado que materiales que posean la misma relación de vacíos (por ejemplo una arena de cuarzo y una arena de pómez) poseen módulos de deformación unitaria y módulo de rigidez al cortante que dista mucho de ser iguales.

Para realizar el análisis de balanceo sísmico aplicando la sismo-geodinámica, hay la necesidad de determinar los parámetros que intervienen en la metodología que será presentada y que están en función del módulo dinámico de rigidez al cortante (μ), los parámetros son:

- ⇒ Celeridades de onda equivolumétrica, irrotacional y superficial
- ⇒ Periodo fundamental de vibración del suelo
- ⇒ Perfil de los elementos sísmicos inducidos por la onda: presiones en el suelo, esfuerzos efectivos, presión sísmica en el agua de poro, deformaciones unitarias y aceleraciones con respecto a la asignada a la superficie del suelo, para todos los estratos que configuran el subsuelo y que caracterizan la investigación.
- ⇒ Ángulo de fricción interna durante la acción sísmica

El análisis de los parámetros señalados se desarrolla tomando en cuenta los efectos máximos desde un punto de vista de la ingeniería práctica, por esta razón debe aplicarse un factor de seguridad adecuado para cubrir las deficiencias de las teorías empleadas y principalmente de la asignación de parámetros que operan en ellas. La teoría y metodología para analizar estos parámetros se desarrolla en el capítulo III.

Una vez que ya se hayan determinado estos parámetros se procede a calcular el periodo por rotación de la cimentación con la expresión II.19 (Zeevaert 1991).

$$T_c = 2\pi * h_c * \sqrt{M/K_\theta} \quad \text{II.19}$$

Donde: T_c Periodo por rotación de la cimentación
 h_c Altura al centro de masas del edificio
 M Masa por metro lineal ($M=W/g$)
 K_θ Parámetro de la deformación angular del suelo

y el amortiguamiento crítico del suelo (Zeevaert 1987) con la expresión II.20.

$$\zeta_c = 1 - \beta \quad \text{II.20}$$

Donde: ζ_c Amortiguamiento crítico del suelo
 β Factor dado por la relación M_{ez}/M_{cx} que define la anisotropía del subsuelo, M_{ez} que es el módulo de deformación unitaria de respuesta en sentido vertical por la compresión en sentido horizontal y M_{cx} que es el módulo de deformación unitaria de compresión por la acción de la onda en sentido horizontal, estos módulos se obtienen de ensayos realizados en la cámara holandesa modificada por Zeevaert (1987)

Datos de la estructura que son necesarios conocer y que deben ser proporcionados por el ingeniero estructurista son el periodo del edificio (T_e) y amortiguamiento crítico del edificio (ζ_e), con los cuales

de puede determinar el periodo acoplado (T_0) y el amortiguamiento crítico equivalente (ζ_0) con las expresiones II.21 y II.22 respectivamente (Zeevaert 1987).

$$T_0 = \sqrt{T_c^2 + T_e^2} \quad \text{II.21}$$

$$\zeta_0^2 = (\zeta_c^2 T_c^2 + \zeta_e^2 T_e^2) / (T_c^2 + T_e^2) \quad \text{II.22}$$

Donde: T_c Periodo por rotación de la cimentación
 T_e Periodo del edificio
 T_0 Periodo acoplado
 ζ_0 Amortiguamiento crítico equivalente
 ζ_c Amortiguamiento crítico del suelo
 ζ_e Amortiguamiento crítico del edificio

Con la relación de periodos T_0/T_s , y amortiguamiento crítico equivalente (ζ_0) se entra al "DAES", que no es otra cosa que el espectro envolvente de diseño sísmico, es decir, el espectro envolvente de respuesta sísmica de un elemento de un grado de libertad con respecto a la relación de periodos T_0/T_s . De él se obtiene la respuesta de aceleración con respecto a la historia de aceleración del sismo, en el centro de masa con respecto a la relación de periodos T_0/T_s . En otras palabras el factor de amplificación de la aceleración al centro de masas (f_a), de donde la fuerza sísmica de inercia (Zeevaert 1987) es:

$$F_{cm} = f_a * A_{bc} * M \quad \text{II.23}$$

Donde: F_{cm} Fuerza sísmica de inercia al centro de masa
 f_a Factor de amplificación de la aceleración al centro de masas
 A_{bc} Aceleración en la base de la cimentación
 M Masa por metro lineal ($M=W/g$)

La aceleración en el nivel de desplante de la cimentación es algo menor que la que se asigna a la superficie del suelo (A_0) con relación a la acción máxima de una onda en el tren de ondas sísmicas, ésta aceleración se determina del análisis de la onda que sea más importante, la metodología se presenta en el capítulo III.

Ya con estos datos se calcula el momento total de volteo de la estructura inducido por el sismo resultando

$$O_T = F_{cm} * h_c \quad \text{II.24}$$

Donde: O_T Momento total de volteo sísmico
 F_{cm} Fuerza sísmica de inercia al centro de masa
 h_c Altura al centro de masas del edificio

En la figura II.5 se presenta el DAES deducido por Zeevaert (1983), en él se observa que cuando la relación $T_0/T_s = 1$ los movimientos de la estructura son amplificados en forma importante por la vibración de la estructura, de manera que las aceleraciones que se presentan en ella, llegan a ser varias veces superiores a las de la base de la estructura, Cuando $T_0/T_s > 1$ la amplificación de los movimientos se va reduciendo hasta llegar un momento en que esta relación es tan grande que el movimiento de la estructura es menor que el del suelo, en el caso que $T_0/T_s < 1$ la amplificación prácticamente se conserva entre el rango de $0.3 < T_0/T_s < 1$ para posteriormente disminuir tendiendo a

que el movimiento de la estructura sea igual al del suelo. El grado de amplificación depende del amortiguamiento propio de la edificación y de la relación entre periodo acoplado de la estructura y el periodo dominante del suelo (T_0/T_1). De esta manera, cuando los movimientos del suelo son bruscos con predominio de ondas de periodo corto, resultan más afectadas las construcciones rígidas y pequeñas. Cuando el movimiento del suelo es lento, con periodos dominantes largos, es en las estructuras altas donde se amplifican las vibraciones y se generan aceleraciones más elevadas y por ende fuerzas de inercia mayores.

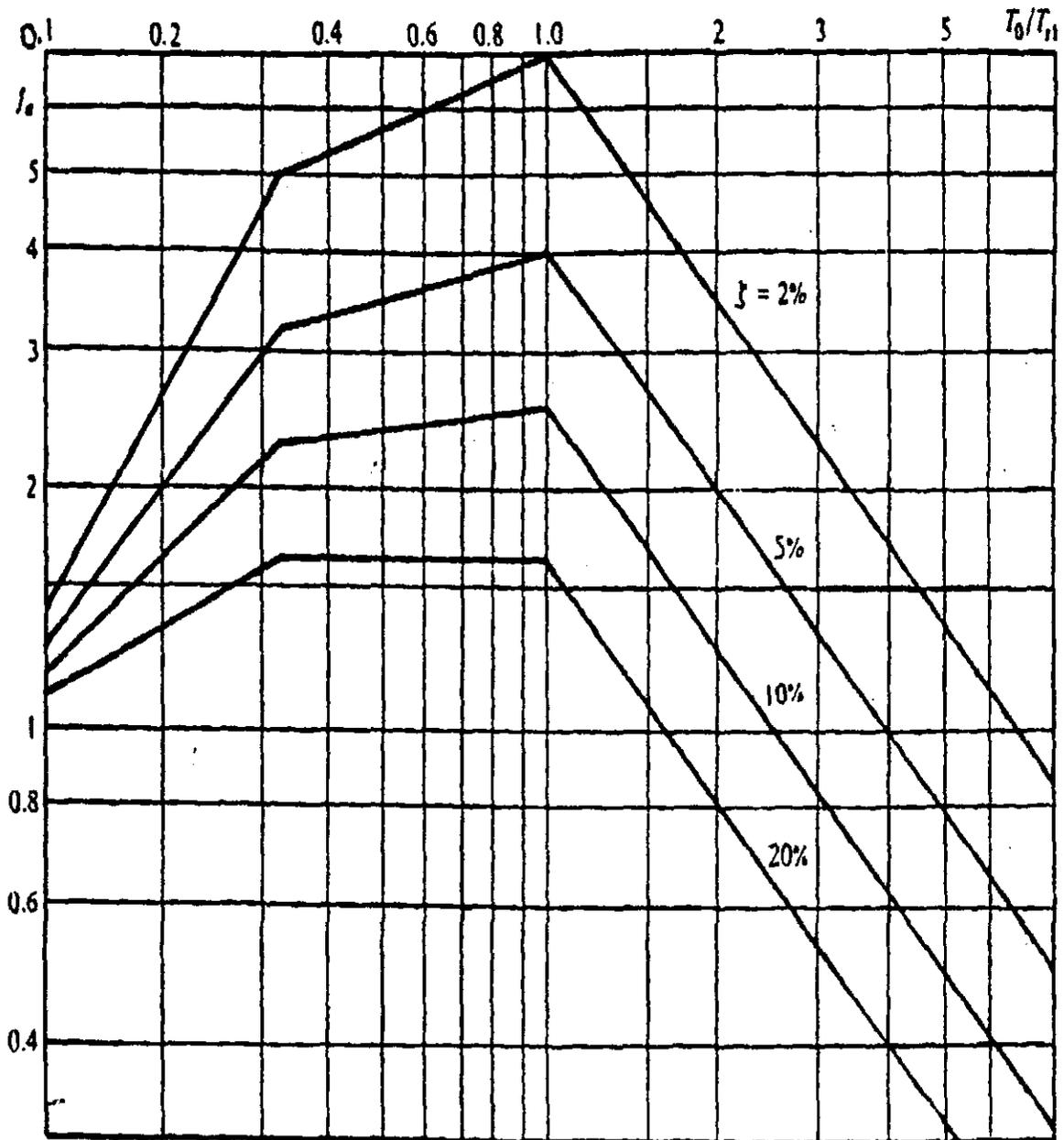


Figura II.5 Espectro Envolvente para Diseño Sísmico (DAES, tomado de Zeevaert 1983)

En el caso de la acción del viento, según Fleming (1930), considera que la distribución de las presiones sobre edificios altos coincide toscamente con una distribución de forma parabólica, en donde en la parte que está a nivel del terreno tiene un valor mínimo de 0 (cero) y en la parte más alta del edificio la distribución es máxima con un valor que se determina con la expresión empírica II.25, ver figura II.6.

$$P_{\max} = 5.18 \cdot 10^{-6} \cdot V^2 \quad \text{II.25}$$

Donde: P_{\max} Presión máxima en la parte superior de la parábola en t/m²
 V Velocidad máxima de diseño en km/h

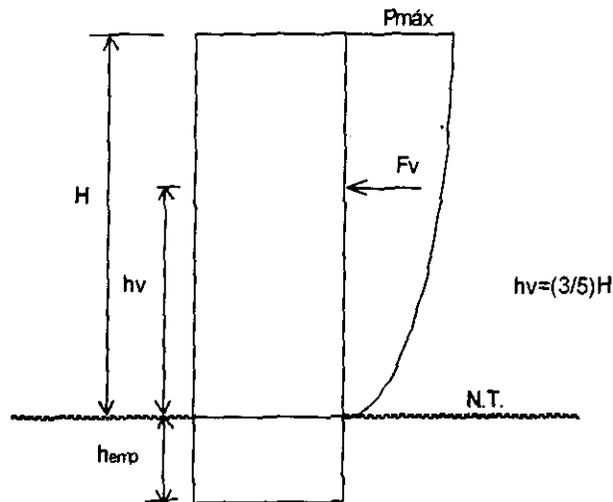


Figura II.6 Distribución de las presiones en edificios altos (Fleming 1930).

Ya conocida la distribución aproximada de presiones se estima el momento que produce ésta con la expresión II.26.

$$O_{TV} = \left(\frac{2}{3} \cdot P_{\max} \cdot H \right) \cdot \left(\frac{3}{5} \cdot H + h_{emp} \right) \quad \text{II.26}$$

Donde: P_{\max} Presión máxima en la parte superior de la parábola en t/m²
 h_{emp} Altura de empotramiento del edificio en el suelo (altura de cimentación + sótano)
 H Altura libre del edificio

Ya conocido el momento de volteo total O_T inducido por la fuerza de sísmica o bien por una fuerte ráfaga de viento se puede dividir en dos: el momento que toman los muros de retención O_{TW} y la fracción del momento de volteo que toma la base de la cimentación O_{TB} de tal manera que

$$O_T = O_{TW} + O_{TB} \quad \text{II.27}$$

Así también por definición

$$O_T = \theta K_{\theta}, \quad O_{TW} = \theta K_{\theta W} \quad \text{y} \quad O_{TB} = \theta K_{\theta B} \quad \text{II.28}$$

En donde θ es la amplitud máxima por balanceo o rotación de la caja rígida de la cimentación, por lo tanto:

$$K_{\theta} = K_{\theta W} + K_{\theta B} \quad \text{II.29}$$

El problema consiste en valuar los parámetros de deformación angular del suelo $K_{\theta W}$ y $K_{\theta B}$. Para calcular el valor de K_{θ} .

En el caso del parámetro de deformación angular del suelo adyacente al muro se puede considerar en forma aproximada que la reacción sobre el muro se distribuye uniformemente cuando el muro giró en un plano comprimiendo al suelo en sentido horizontal, figura II.7 (Zeevaert 1991), por lo tanto

$$R_h = \Delta p \cdot d \quad \text{II.30}$$

Se encuentra además, que el desplazamiento horizontal del muro desde el desplante de la cimentación puede expresarse por

$$\frac{\delta_y}{y} = M_e \cdot \Delta p \quad \text{II.31}$$

Donde: M_e Módulo elástico de deformación unitaria en sentido horizontal del suelo en contacto con el muro

Δp Incremento de presión unitaria máxima ejercida sobre el suelo por el muro durante el fenómeno de rotación

resultando

$$M_e \cdot \Delta p = \theta \quad \text{II.32}$$

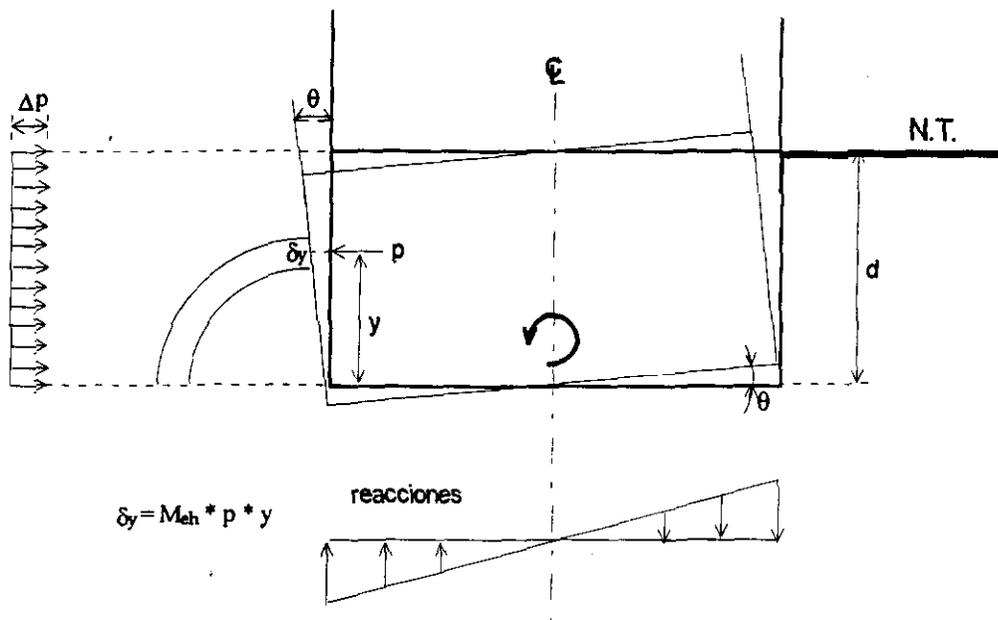


Figura II.7 Incremento de reacciones durante la rotación

En términos del módulo dinámico de cortante μ se tiene

$$M_e = \frac{1}{2(1+\nu)\mu} \quad \text{II.33}$$

Por lo tanto

$$O_{TE} = \frac{1}{2} \Delta p \cdot d^2 \quad \text{II.34}$$

sustituyendo la expresión II.28 se obtiene el parámetro de deformación angular del suelo adyacente al muro $K_{\theta w}$ por unidad de longitud.

$$K_{\theta w} = (1+\nu) \cdot \mu \cdot d^2 \quad \text{II.35}$$

Donde: ν Relación de Poisson, $\nu = 0.25$ por ser arena
 d Altura de empotramiento (altura de cimentación + altura de sótano)
 μ Promedio pesado del módulo de rigidez al esfuerzo cortante que existe en los estratos de suelo contiguos al muro

Para el cálculo del parámetro de deformación angular del suelo adyacente a la base $K_{\theta B}$ se procede de forma análoga al caso estático, pero con diferente modalidad por lo que respecta al módulo dinámico de rigidez al cortante del suelo (μ) para cada uno de los estratos considerados. Los parámetros de la ley fenomenológica del módulo de rigidez al cortante de cada estrato se obtienen de pruebas en el péndulo de torsión de vibración libre de Zeevaert (PTVL), en probetas de suelo inalterado (en caso que el suelo no cuente con cohesión, ver apéndice D). Con el valor de μ que resulte de la ley fenomenológica, para el nivel de esfuerzos en cuestión se calcula para cada estrato del subsuelo el módulo dinámico de deformación unitaria (Zeevaert 1991), esto es:

$$M_d = \frac{1}{2(1+\nu)\mu} \quad \text{II.33}$$

De forma análoga a la expresión II.14, resulta para el caso geodinámico

$$|\delta_i| = [\bar{\delta}_{\mu}]_{\mu}^T \cdot |\Delta q_i| \quad \text{II.36}$$

Donde: $|\delta_i|$ Vector columna de desplazamientos verticales geodinámicos
 $[\bar{\delta}_{\mu}]_{\mu}^T$ Matriz de desplazamientos verticales geodinámicos unitarios, determinada con los parámetros dinámicos del subsuelo (μ)
 $|\Delta q_i|$ Vector columna de incrementos de esfuerzos inducidos por el balanceo de la cimentación en presencia de algún fenómeno dinámico.

Los momentos de volteo inducidos por las condiciones de carga son asimétricos, tal y como se puede ver en la figura II.7, tal que:

$$\Delta q_1 = -\Delta q_n, \quad \Delta q_2 = -\Delta q_{n-1}, \quad \Delta q_i = -\Delta q_j, \quad \text{II.37}$$

y

$$\begin{aligned} \delta_1 &= \theta x_1 & \delta_j &= -\theta x_j \\ \delta_2 &= \theta x_2 & \delta_{n-1} &= -\theta x_{n-1} \\ \delta_{i1} &= \theta x_i & \delta_n &= -\theta x_n \end{aligned} \quad \text{II.38}$$

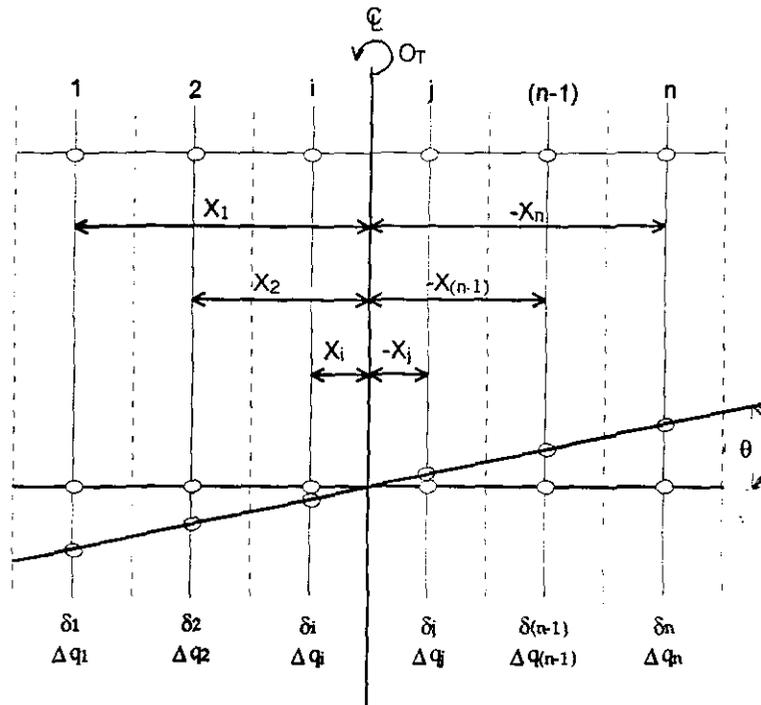


Figura II.8 Rotación de cimentación rígida en presencia de algún fenómeno dinámico

Debido a la antisimetría de rotación el valor de la matriz $[\bar{\delta}_{ji}]_{\mu}^T = [\bar{\delta}_{ij}]$ puede reducirse a la mitad. Por lo tanto el cálculo se reduce considerablemente.

Sustituyendo II.37 y II.38 En II.36 se tiene:

$$|\theta x_i| = [\bar{\delta}_{ji}]_{\mu}^T \cdot |\Delta q_i| \quad \text{II.39}$$

o bien

$$|x_i| = [\bar{\delta}_{ji}]_{\mu}^T \cdot \left| \left(\frac{\Delta q_i}{\theta} \right) \right| \quad \text{II.40}$$

De la expresión anterior se obtienen los valores desconocidos $\left(\frac{\Delta q_i}{\theta} \right)$ con la siguiente expresión.

$$\left| \frac{\Delta q_i}{\theta} \right| = [\bar{\delta}_{ij}]_{ASIM}^{-1} \cdot |x_i| \quad \text{II.41}$$

Y de ésta el momento de volteo

$$O_T = \bar{a} \sum_1^n \left(\frac{\Delta q_i}{\theta} \right) \theta \cdot x_i \quad \text{II.42}$$

Usando la expresión II.28 se obtiene el parámetro de la deformación angular del suelo subyacente a la base de la cimentación, tal que:

$$K_{\theta\theta} = \bar{a} \cdot \sum_1^n \left(\frac{\Delta q_i}{\theta} \right) \cdot x_i \quad \text{II.43}$$

El incremento de reacciones por la acción sísmica en la interface de la estructura de la cimentación con el suelo se calcula con

$$|\Delta q_i| = \left| \frac{\Delta q_i}{\theta} \right| \cdot \theta \quad \text{II.44}$$

Las reacciones provocadas por el sismo o bien por una ráfaga de viento se suman a las estáticas antes determinadas, para examinar las reacciones máximas en las orillas de la cimentación y que éstas no sobrepasen las resistencias admisibles del suelo, de lo contrario será necesario reducir la masa del edificio, ampliar la base de la cimentación, o llevar a cabo un ajuste en ambos para lograr la estabilidad de la cimentación.

CAPÍTULO III SISMO-GEODINÁMICA

III.1 IMPORTANCIA DEL FENÓMENO SÍSMICO EN LA INGENIERÍA DE CIMENTACIONES

Los más importantes sismos desde el punto de vista de la ingeniería, son ocasionados principalmente por el desplazamiento relativo y repentino entre dos zonas de la corteza terrestre y en aquellos lugares donde se encuentran fallas importantes o bien desplazamientos entre placas tectónicas, aunque también pueden ser provocados por actividad volcánica, deslizamientos, derrumbe de cavernas subterráneas, explosiones, etc. En el caso de los sismos de origen tectónico, primeramente se origina una distorsión con la consiguiente acumulación de energía potencial, al vencerse la resistencia, la energía potencial se convierte en energía cinética, a la liberación de esta energía se produce el disparo sísmico y las rocas quedan liberadas momentáneamente de altos esfuerzos.

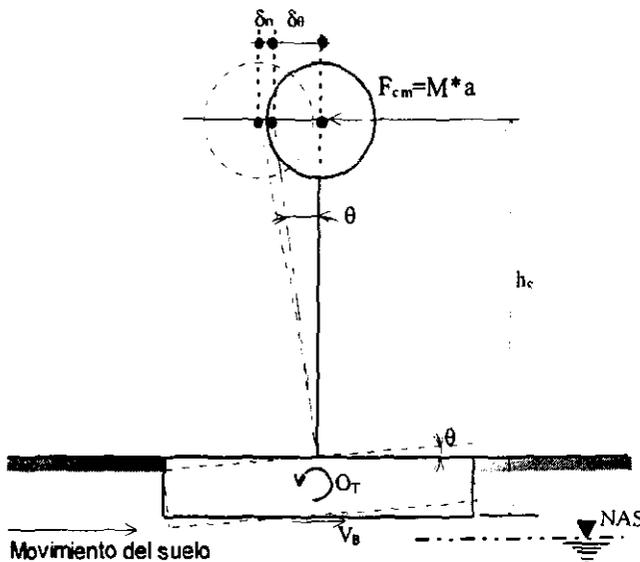
A partir del foco donde se verifica el sismo producido por la liberación de energía acumulada se producen vibraciones que se transmiten radialmente. La energía potencial se disipa en la corteza terrestre con la distancia, registrándose zonas de diferentes intensidades sísmicas que están relacionadas con la cantidad de energía liberada en la zona donde se produce el disparo sísmico, esta relación se mide por la aceleración producida en cada lugar en específico y puede correlacionarse con la intensidad, según Cancani-Sieberg y Richter (Zeevaert 1983). Para fines de ingeniería, lo que más nos interesa es conocer la aceleración que tiene la masa del suelo durante el sismo a medida que se aleja del foco, esta aceleración se mide como una porción de la aceleración de la gravedad o bien en cm/s^2 , en donde $1 \text{ gal} = 1 \text{ cm/s}^2$. Conociendo la aceleración máxima posible en la superficie del suelo se puede calcular la respuesta de la cimentación, sin embargo, conocer la aceleración no es suficiente información para el diseño sísmico, dado que durante un sismo se generan diferentes tipos de ondas (de cuerpo - irrotacionales, equivolumétricas - y de superficie), estas ondas sísmicas ocasionan en el suelo fuerzas dinámicas que producen mal comportamiento de las obras civiles que se apoyan sobre o dentro del suelo.

- Onda irrotacional (P). Viajan por el cuerpo de la corteza terrestre y con ello las partículas de ésta, experimentan una oscilación en la dirección en que se propaga la excitación, produciendo esfuerzos normales de compresión y dilatación.
- Onda equivolumétrica (S). Viajan por el cuerpo de la corteza terrestre y con ello las partículas experimentan una oscilación perpendicular a la dirección en que se propaga la excitación, produciendo esfuerzos cortantes.
- Ondas de superficie. Se originan por reflexiones y refracciones de las ondas de cuerpo cuando estas llegan a la superficie o a una interface entre estratos, viajan por la superficie produciendo esfuerzos de dilatación y compresión (onda Rayleigh "R").

El movimiento del suelo consta de vibraciones horizontales y verticales producidas por las ondas ya mencionadas, la onda de cortante induce un movimiento del suelo oscilatorio mientras que la onda "P" produce un movimiento vertical o trepidatorio. La acción de las diferentes ondas se puede analizar separadamente en forma simple para conocer el orden de magnitud de su respuesta, para este fin se considera la acción independiente de cada onda simple. El resultado obtenido del comportamiento dinámico para cada onda sísmica se usa como criterio, desde el punto de vista de la ingeniería práctica, para pronosticar el comportamiento probable del subsuelo y su acción sobre la cimentación del

edificio. Las ondas más importantes que producen daños en la estructura y la superficie del suelo, es la componente horizontal de la onda de superficie y la onda de cortante, más sin embargo, en este planteamiento solamente se considerará la componente horizontal de la onda de superficie, dado que por la distancia que existe a las zonas de generación de sismos fuertes, es ésta la que más influye. No hay que perder de vista que para cualquier otro problema se tiene que investigar, cual es la onda más importante, ya que por ejemplo en la ciudad de San Salvador las ondas más importantes son: la onda de cortante y la irrotacional, dado que la zona en donde se originan éstas se localiza cerca de la ciudad, en la orilla del lago Ilopango.

El movimiento del suelo provocado por el sismo es transmitido al edificio que se apoya sobre éste, la base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, es decir, el suelo arrastra el edificio, mientras que por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base, generándose entonces fuerzas de inercia que producen un momento de volteo sísmico. Una apreciación aproximada de la respuesta sísmica de una estructura se tiene al estudiar un modelo simple con un grado de libertad, constituido por una masa concentrada y un elemento resistente con cierta rigidez lateral y cierto amortiguamiento, tal y como se puede ver en la figura III.1.



Donde:

- V_B es la fuerza cortante en la base
- F_{cm} es la fuerza de inercia inducida por el sismo
- θ es el ángulo de giro de la cimentación
- h_c es el brazo de palanca
- O_T es el momento de volteo $F_{cm} \cdot h_c$
- δ_θ es la deformación ocasionada por el giro de la cimentación
- δ_n es la deformación ocasionada en el péndulo por la fuerza sísmica

Figura III.1 Balanceo de la cimentación ocasionado por las fuerzas de inercia inducidas por el sismo.

La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que éste vibre de forma distinta a la del suelo mismo. Las fuerzas que inducen en la estructura no son función solamente de la intensidad del movimiento del suelo, sino dependen en forma preponderante de las propiedades dinámicas de la estructura misma.

III.2 ANÁLISIS SISMO-GEODINÁMICO DEL SUBSUELO

Se entiende por sismo-geodinámica a la disciplina que investiga los efectos físicos que se inducen en la masa del suelo por las ondas sísmicas, lo cual se estima por medio de la aplicación de los parámetros dinámicos, como el módulo dinámico de rigidez, la masa unitaria y los módulos dinámicos de compresión y respuesta del suelo.

En el caso de movimientos sismo-geodinámico, las ondas pueden transmitirse en la masa del suelo únicamente por la respuesta elástica que el material sea capaz de proporcionar, ya que si el material es idealmente plástico no podrá transmitir ondas de vibración; así pues, la parte correspondiente a los elementos plásticos producirán una disipación de energía cinética por el efecto de la deformación plástica no recuperable, es decir, la vibración de los elementos elásticos será amortiguada por los elementos plasto-viscosos. Por esta razón, para el estudio de problemas relativos al comportamiento del subsuelo durante sismos requiere del conocimiento de las propiedades elásticas de respuesta del subsuelo.

Para comprender la forma en que las propiedades elásticas del material del subsuelo están relacionadas con estos problemas, examinemos las ecuaciones del movimiento de un elemento diferencial en la masa. Supongamos un elemento como el de la figura III.2 que está sujeto a esfuerzos normales $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ esfuerzos cortantes $\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$ y correspondientes deformaciones unitarias normales $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ y distorsiones por esfuerzo cortante $\gamma_{xy}, \gamma_{xz}, \gamma_{yz}$. la masa unitaria es ρ y los desplazamientos a lo largo de los tres ejes coordenadas x, y, z son respectivamente u, v y w ; bajo estas condiciones, las ecuaciones de movimiento de la teoría de Elasticidad (Zeevaert 1988) son:

$$\begin{aligned} (\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial x} + \mu \nabla^2 u &= \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \\ (\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial y} + \mu \nabla^2 v &= \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \\ (\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial z} + \mu \nabla^2 w &= \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \end{aligned} \quad \text{III.1}$$

en estas ecuaciones el símbolo ∇^2 representa la operación

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \quad \text{III.2}$$

y

$$\theta = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \quad \text{III.3}$$

Los parámetros elásticos son:

$$\text{Parámetro de Lamé } \lambda = \frac{\nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} E \quad \text{III.4}$$

$$\text{Módulo de elasticidad } E = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \epsilon} \quad \text{III.5}$$

$$\text{Módulo dinámico al esfuerzo cortante } \mu = \frac{\Delta \tau}{\Delta \gamma} \quad \text{III.6}$$

Relación de Poisson ν

De las ecuaciones arriba citadas pueden reconocerse dos tipos importantes de movimiento de la masa del suelo; el primero, es producido por las ondas de compresión y dilatación en cuyo caso no se origina esfuerzos cortantes; el segundo, es cuando las ondas son exclusivamente de esfuerzo cortante y

no actúan esfuerzos normales, por lo tanto, únicamente se obtendrán distorsiones por esfuerzo cortante.

El primer caso (**ondas irrotacionales**) las rotaciones son nulas y queda representado por la siguiente expresión

$$\frac{\partial \theta}{\partial x} = \nabla^2 u, \quad \frac{\partial \theta}{\partial y} = \nabla^2 v, \quad \frac{\partial \theta}{\partial z} = \nabla^2 w, \quad \text{III.7}$$

y por lo tanto, las ecuaciones de movimiento (expresiones III.1) quedan de la siguiente forma

$$\begin{aligned} (\lambda + 2\mu)\nabla^2 u &= \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \\ (\lambda + 2\mu)\nabla^2 v &= \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \\ (\lambda + 2\mu)\nabla^2 w &= \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \end{aligned} \quad \text{III.8}$$

Las ondas representadas por las expresiones anteriores se conocen como ondas irrotacionales, éstas requieren que el material sea compresible, por lo tanto, también son conocidas como ondas de dilatación y compresión, la celeridad de estas ondas es:

$$C_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad \text{III.9}$$

El segundo caso, cuando solamente se presentan ondas de esfuerzo cortante (**ondas equivolumétricas**), requiere, como su nombre lo indica, que no haya cambio de volumen, es decir:

$$\frac{\partial \theta}{\partial x} = \frac{\partial \theta}{\partial y} = \frac{\partial \theta}{\partial z} = 0 \quad \text{III.10}$$

Esto es, que durante el movimiento vibratorio el suelo no cambia de volumen, el material sufre solamente distorsiones debido a los esfuerzos cortantes. Las ecuaciones que gobiernan este movimiento son:

$$\begin{aligned} \mu \nabla^2 u &= \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \\ \mu \nabla^2 v &= \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \\ \mu \nabla^2 w &= \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \end{aligned} \quad \text{III.11}$$

Estas ondas se conocen como ondas de esfuerzo cortante o equivolumétricas y viajan con la siguiente celeridad:

$$C_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$$

III.12

En los registros en la superficie del suelo, los registros muestran más importante acción de las ondas de cortante, viajando directamente de suelo firme a la superficie. Cuando estas ondas se reflejan o refractan en la interface de estratos o bien en núcleos duros como promontorios de roca se generan ondas superficiales de compresión y dilatación, estas viajan a lo largo de la superficie del suelo atenuándose con la profundidad. Este tipo de ondas puede reconocerse como ondas tipo Rayleigh (R) que se propagan con una celeridad en la superficie del suelo muy cercana a la celeridad de la onda de cortante, es decir:

$$C_r = \alpha \cdot C_s$$

III.13

en donde los valores del coeficiente α y el factor de atenuación $a(v)$, son función de la relación de Poisson, la relación que existe entre estos parámetros se presenta en la tabla III.1

v	α	a(v)
0.25	0.919	0.847
0.30	0.927	0.869
0.35	0.934	0.894
0.40	0.941	0.923
0.45	0.948	0.958
0.50	0.955	1.000

Tabla III.1 Coeficiente α y factor de atenuación de la onda de superficie "R", deducidos en el apéndice I de Zeevaert 1988

De la breve explicación que arriba se cita, se puede reconocer que para resolver el problema relacionado con movimientos del suelo es necesario conocer los valores de las celeridades. La celeridad de la onda equivolumétrica es difícil de determinar en el laboratorio, ya que está en función de E y v, la determinación de E se dificulta por los cambios de volumen en la probeta que requiere una determinación precisa de la presión de poro y además la relación de Poisson puede influir de forma importante. Por otro lado puede notarse que la determinación del valor de la celeridad de las ondas de esfuerzo cortante como función del módulo de rigidez al esfuerzo cortante y como no implica cambio de volumen, no está ligada con la relación de Poisson, por lo tanto, esta cantidad puede determinarse en laboratorio, con ayuda del péndulo de torsión de vibración libre (PTVL) según se indica en el apéndice D.

El conocimiento del comportamiento geodinámico es muy importante en zonas que están expuestas a fenómenos sísmicos, para poder realizar un análisis se tiene que tener conocimiento del periodo fundamental de vibración del depósito de suelo, la amplitud de los desplazamientos sísmicos en la masa del suelo, amplitud de esfuerzos inducidos en los sedimentos del suelo, la aceleración máxima de la superficie del suelo y el espectro de diseño sísmico.

Los primeros tres conceptos se pueden encontrar a partir del módulo dinámico de rigidez al cortante, los dos conceptos siguientes se pueden conocer por medio de registros de sismos ocurridos en la zona en estudio o pueden estimarse aproximadamente a partir de la experiencia adquirida del comportamiento de estructuras durante temblores fuertes en la región por medio de instrumentación.

El periodo fundamental de vibración del depósito de suelo, se puede estimar aproximadamente por el método de las celeridades, y después ajustarse para encontrar el periodo que se adapta de mejor forma a las condiciones de frontera que reinan en la masa de suelo en estudio, a través del método de las distorsiones. La amplitud de los desplazamientos y esfuerzos que induce la onda son función del tipo de onda que se analice, para este caso se considera que la onda de superficie es la más importante por la distancia que existe a las zonas de generación de sismos fuertes y por lo tanto es la que se analiza en este trabajo. La aceleración máxima en la superficie para el proyecto en cuestión fue asignada por el asesor de este trabajo y tiene un valor de 100 gals.

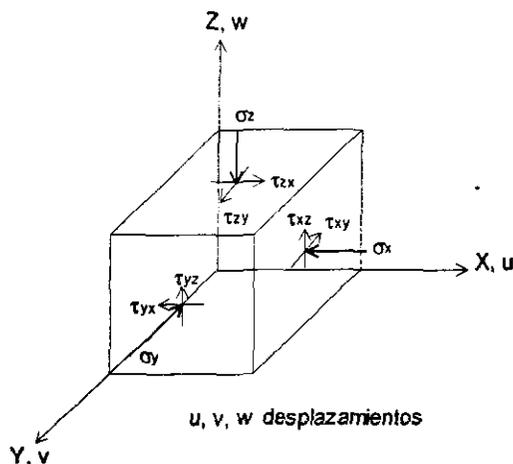


Figura III.2 Estado de esfuerzos de un punto

III.2.1 ESTIMACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DEL SUBSUELO POR EL MÉTODO DE LAS CELERIDADES (Zeevaert 1983)

El periodo fundamental de vibración del suelo, puede estimarse aproximadamente por medio del método de las celeridades, basado en las celeridades de la onda de cortante de cuerpo para cada estrato C_{si} de espesor d_i esto es

$$T_s = 4 \sum_1^n \frac{d_i}{C_{si}} \quad \text{III.14}$$

En donde, d_i/C_{si} representa el tiempo que toma la onda de cortante para atravesar el estrato i , por consiguiente la suma de los tiempos para n estratos, desde la superficie del suelo hasta la base firme será $1/4$ del periodo dominante del depósito de suelo. El valor de la celeridad de la onda de cortante de cada estrato del subsuelo se determina a través del módulo dinámico de rigidez (μ) y la masa unitaria del suelo, tal que $C_s = \sqrt{\mu/\rho}$.

Este método es aproximado, dado que no tiene ninguna restricción dada por las fronteras de la masa estratificada, más sin embargo, nos da una idea muy clara del periodo del suelo, que posteriormente es ajustado por el método de las distorsiones.

Se hace notar que generalmente el periodo estimado por este método es ligeramente mayor que el ajustado por el método de las distorsiones, esto se debe fundamentalmente a que el método de las distorsiones desprecia todo lo que se localiza por abajo del estrato resistente.

III.2.2 AJUSTE DEL PERIODO FUNDAMENTAL POR EL MÉTODO DE LAS DISTORSIONES (Zeevaert 1983)

Este método considera que el desplazamiento del estrato resistente es prácticamente nulo en comparación con el desplazamiento de los estratos granulares en estado semicompacto, es por ello que se tienen las siguientes restricciones en las fronteras de la masa estratificada que deben ser verificadas para validar el método.

- El desplazamiento en la superficie es $\delta_s = A_0/P_s^2$ y $\tau = 0$
- El desplazamiento en la frontera con el estrato resistente es cero y τ es máximo

Para calcular las distorsiones relativas y esfuerzos cortantes en el subsuelo producidos por cierta aceleración sísmica en la superficie se utiliza el método de las distorsiones, el cual establece las expresiones paramétricas del movimiento sísmico para el caso de ondas de esfuerzo cortante que viajan desde el estrato firme hacia la superficie.

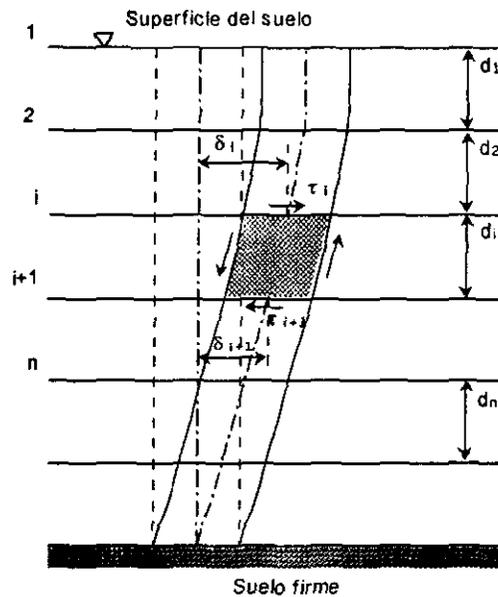


Figura III.3 Columna de suelo sujeta a movimiento sísmico

En la figura III.3 se establece el equilibrio de un elemento de suelo a la profundidad z_i como sigue.

1. Equilibrio dinámico del elemento (Newton, fuerza de inercia $F=m \cdot a$)

$$(\tau_{i+1} - \tau_i) = (\rho d_i) \frac{1}{2} (\delta_i + \delta_{i+1}) p_i^2 \quad \text{III.15}$$

2. Distorsión del elemento (Hooke $\tau = \gamma \mu$)

$$\frac{\delta_i - \delta_{i+1}}{d_i} = \frac{\tau_i + \tau_{i+1}}{2\mu} \quad \text{III.16}$$

De las expresiones anteriores se encuentra el algoritmo para el cálculo de δ , τ y P_s a saber

$$\delta_{i+1} = A_i \delta_i - B_i \tau_i \quad \text{y} \quad \tau_{i+1} = C_i (\delta_i + \delta_{i+1}) + \tau_i \quad \text{III.17}$$

En donde los coeficientes A_i , B_i y C_i tienen los siguientes valores:

$$N_i = \frac{\rho_i d_i}{4\mu_i} P_s^2, \quad A_i = \frac{1 - N_i}{1 + N_i}, \quad B_i = \frac{1}{1 + N_i} \left(\frac{d_i}{\mu_i} \right) \quad \text{y} \quad C_i = \frac{1}{2} \rho_i d_i P_s^2 \quad \text{III.18}$$

- En donde:
- P_s Frecuencia circular
 - μ_i Rigidez dinámica al esfuerzo cortante del estrato i
 - ρ_i Masa unitaria del estrato i
 - d_i Espesor del estrato i

Conociendo la aceleración máxima (A_0) asignada a la superficie del suelo se calcula la amplitud del desplazamiento horizontal correspondiente: $\delta_0 = A_0 / p_s^2$, en donde p_s es la frecuencia circular de la masa del subsuelo desde la superficie hasta la base firme. En la superficie del suelo el esfuerzo cortante $\tau_i=0$, con el valor de p_s obtenido por el método de las celeridades se determina A_i , B_i y C_i y se calcula el valor siguiente del desplazamiento horizontal δ_{i+1} y luego el valor de τ_{i+1} . Con estos valores se entra nuevamente a las expresiones III.17 y se calcula el próximo valor de δ_{i+2} y τ_{i+2} . En esta forma, paso a paso, se integran las expresiones III.17 hasta llegar a la base firme donde $\delta_{sb}=0$ y τ_{sb} es máximo. Si $\delta_{sb}=0$ no se cumple al llegar a la base firme se rectifica el valor de p_s y se repite el cálculo hasta satisfacer la frontera.

Para complementar el cálculo se determinan los desplazamientos relativos (δ_{yz}), esfuerzos cortantes en el plano vertical normal a la dirección de propagación de la onda de cortante (τ_{yz}) y los esfuerzos cortantes en el plano horizontal paralelo a la dirección de propagación de la onda (τ_{yx}) $\tau_{yx} = \rho_i C_i A_i / p_s$. Con la frecuencia circular ajustada se determina el periodo de la masa del suelo $T_s=2\pi/p_s$.

III.2.3 ANÁLISIS DE LA ONDA DE SUPERFICIE EN LA MASA ESTRATIFICADA DE SUELO (Zeevaert 1996)

En el caso de la onda plana superficial de compresión y dilatación, las presiones se originan en un plano vertical normal al sentido de propagación de la onda. La teoría indica que la velocidad orbital se atenúa con la profundidad según la siguiente relación.

$$V_z = \pm V_0 e^{-rz} \quad \text{III.19}$$

- Donde :
- V_0 Velocidad orbital en la superficie del suelo
 - V_z Velocidad orbital en la profundidad z
 - r Parámetro de atenuación función de la frecuencia circular de la onda (p_s) y de la celeridad (C_s) de ésta en cada estrato.

El parámetro de atenuación se determina con la siguiente expresión.

$$r_z = \frac{p_s \cdot a(v)}{C_s} \quad \text{III.20}$$

Aquí $a(v)$ es función de la relación de Poisson, su valor varía de 0.85 para $v=0.25$ y tiene a 1.0 cuando v tiende a 0.5; para nuestro caso por tratarse de una arena fina se tomará un valor de $v=0.25$ y por lo tanto $a(v)=0.85$ (ver tabla III.1).

El módulo de deformación dinámico es función de la celeridad de la onda

$$M_{xz} = \frac{(1-v)}{2\rho C_{sz}^2} \quad \text{III.21}$$

Donde : M_{xz} Módulo dinámico de deformación unitaria
 ρ Masa unitaria
 v Relación de Poisson
 C_{sz} Celeridad de onda de cada estrato

Deformación unitaria máxima en la interface de dos estratos

$$\Delta \varepsilon_{xn} = \left(\frac{V_0}{C_0} \right) e^{-\sum_1^n r_i d_i} \quad \text{III.22}$$

Donde : V_0 velocidad orbital
 C_0 celeridad de la onda en la superficie
 n número de estratos de espesor d_i

La distribución de la presión con la profundidad se obtiene al multiplicar el valor de la deformación unitaria por el recíproco del módulo dinámico de deformación

$$(\Delta p_x)_n = \pm \frac{2\rho C_{sn}^2}{(1-v)} \cdot \left(\frac{V_0}{C_0} \right) e^{-\sum_1^n r_i d_i} = \frac{\Delta \varepsilon_{xn}}{M_{xz}} \quad \text{III.23}$$

y la aceleración

$$(A_x)_n = A_{x0} \cdot e^{-\sum_1^n r_i d_i} \quad \text{III.24}$$

Donde : A_{x0} Aceleración en la superficie
 $(A_x)_n$ Aceleración en el estrato n
 d_i Espesor del estrato i

Los esfuerzos efectivos pueden ser calculados, conociendo la presión sísmica de poro ($\Delta\omega$) generada por la componente horizontal de la onda de superficie en cada estrato de suelo, por lo tanto se tiene:

$$\sigma_{xn} = \Delta p_{xn} - \Delta \omega_z = \Delta p_{xn} - \frac{1}{1 + \beta_{cx}} \Delta p_{xn} = \Delta p_{xn} \left(\frac{\beta_{cx}}{1 + \beta_{cx}} \right) \quad \text{III.25}$$

Donde β_x , es la relación que define la anisotropía por medio de los módulos de deformación unitarios del suelo M_{ez}/M_{cx} (Zeevaert 1987). El de respuesta en sentido vertical M_{ez} por la compresión en sentido horizontal y el de compresión M_{cx} por la acción de la onda en sentido horizontal

III.2.4 PRESIÓN SÍSMICA DEL AGUA DE PORO Y DETERMINACIÓN DEL ÁNGULO APARENTE DE FRICCIÓN INTERNA SÍSMICO (Zeevaert 1998)

El ángulo aparente de fricción interna sísmico puede estudiarse racionalmente por medio de la ley de resistencia de "Coulomb".

$$s = c + \sigma_{oct} \tan \phi_n \quad \text{III.26}$$

En donde:
 c Adherencia de la arcilla (cohesión)
 σ_{oct} Esfuerzo octaédrico al que se encuentra sujeto el suelo
 ϕ_n Ángulo de fricción interna nominal

El primer término (cohesión) no se ve afectado por la generación de "presión sísmica en el agua de poro" debido a la acción del sismo, sin embargo, el segundo término dado por la fricción, se ve afectado, ya que al aumentar la presión en el agua de poro del suelo ($\Delta\omega$), se disminuye este término quedando.

$$s = c + (\sigma_{oct} - \Delta\omega) \tan \phi_n = c + \sigma_{oct} \left(1 - \frac{\Delta\omega}{\sigma_{oct}} \right) \tan \phi_n \quad \text{III.27}$$

Si

$$\tan \phi_{sis} = \left(1 - \frac{\Delta\omega}{\sigma_{oct}} \right) \tan \phi_n, \quad \text{III.28}$$

Se tiene que

$$\phi_{sis} = \text{Angtan} \left\{ \tan \phi_n \left(1 - \frac{\Delta\omega}{\sigma_{oct}} \right) \right\} \quad \text{III.29}$$

El valor de ϕ_{sis} depende de la intensidad con que se presente el aumento en la presión en el agua de poro del suelo. El límite se alcanza cuando $\Delta\omega/\sigma_{oct}=1$, perdiendo el término de la fricción mecánica, aunque no el de cohesión.

El fenómeno que se presenta en el agua de poro por vibraciones sísmicas, ocasiona básicamente la reducción de los esfuerzos volumétricos a los que se encuentra confinado el suelo, hasta poder llegar a ocurrir la pérdida total de la resistencia mecánica del suelo cuando $\Delta\omega/\sigma_{oct}=1$ (en el caso de arenas o limos sin cohesión), esto es, el ángulo aparente de fricción interna sísmico se reduce a cero y se pierde el término de resistencia friccionante, esta situación origina la falla del suelo, entrando en un estado de

flujo plástico e inclusive fluido, conocido como licuación. Sin embargo, la estratigrafía y anisotropía del suelo es muy importante, ya que no todas las ondas actúan en igual forma, a saber, las ondas en suelos saturados generan las presiones en el agua de poro que aparecen en la tabla III.2.

En esta tabla, β_x , es la relación que define la anisotropía por medio de los módulos de deformación unitarios del suelo M_{ez}/M_{cx} (Zeevaert 1987). El de respuesta en sentido vertical M_{ez} por la compresión en sentido horizontal y el de compresión M_{cx} por la acción de la onda en sentido horizontal. Es importante recordar de expresión II.2, como se relaciona el esfuerzo vertical con el esfuerzo octaédrico.

$$\sigma_{oc} = \frac{\sigma_z}{3} \left(\frac{1+\nu}{1-\nu} \right) \quad \text{II.2}$$

	<p>Componente vertical de onda irrotacional $\Delta \varepsilon_v = 0$ $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$ $\Delta \omega = \pm \Delta p_z$</p>
	<p>Onda equivolúmica o de cortante $\Delta \varepsilon_v = 0, \quad \varepsilon_z \neq 0$ $M_c(\tau - \omega) - M_e(\tau + \omega) - M_e \omega = 0$ $\omega = \frac{1 - M_e/M_c}{1 + 2M_e/M_c} \cdot \tau_{xy}$ $\Delta \omega = \pm \frac{1 - \beta_x}{1 + 2\beta_x} \tau_{xy}$</p>
	<p>Componente horizontal la onda de superficie $\Delta \varepsilon_v = 0, \quad \varepsilon_y = 0$ $M_c(p_x - \omega) - M_e \omega = 0$ $\omega = \frac{M_c}{M_c + M_e} \cdot p_x$ $\Delta \omega = \pm \frac{1}{1 + \beta_x} \Delta p_x$</p>

Tabla III.2 Presión del agua de poro inducida por ondas sísmicas en suelo saturado (Zeevaert 1990).

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE ISE EN CONDICIONES ESTÁTICAS Y CONSIDERANDO LA SISMO-GEODINÁMICA PARA EL EDIFICIO DE CINCO PISOS

El objetivo fundamental del presente trabajo, es como ya se mencionó en el capítulo I, desarrollar un procedimiento de ISE para suelos granulares finos, el cual ya fue planteado en el capítulo II, más sin embargo se juzga necesario hacer aplicación de éste al problema planteado por el asesor de este trabajo para demostrar su fácil aplicación y presentar así la secuela de cálculo para llevar a buen término tal procedimiento.

El problema planteado por el asesor no solo consiste en aplicar exclusivamente el método, sino en realizar un diagnóstico del mayor y mejor uso de la capacidad del suelo, sin perder de vista la seguridad y estabilidad de la cimentación, es decir, primeramente se aplicará la metodología señalada en el capítulo II Y III para obtener la solución del nivel de esfuerzos producidos por la estructura original (edificio de cinco pisos) en condiciones estáticas y adicionando la acción del sismo o bien de una fuerte ráfaga de viento, este primer cálculo del nivel de esfuerzos es algo grueso pero lo suficiente para poder estimar si hay la posibilidad de incrementar pisos al edificio y en caso de ser posible, estimar el número de pisos que se pueden incrementar, dado que precisamente la configuración de cargas estáticas sobre la losa va creciendo de forma proporcional según los esfuerzos que induce el incremento de pisos superiores a la estructura y además el incremento de esfuerzos por el balanceo sísmico de la cimentación crece de manera proporcional a la masa unitaria del edificio y a la relación de periodos T_0/T_s .

El límite de pisos que es posible incrementar al edificio esta dado por el número de pisos que produzcan un esfuerzo tal en la esquina de la cimentación que sea aproximadamente $1/2$ de la capacidad de carga sísmica del suelo contra la falla local de la cimentación, es decir, el límite de pisos se alcanza cuando el factor de seguridad contra la falla local en presencia de sismo es de aproximadamente 2, para que de esta forma se cubran de forma segura las posibles deficiencias de la teoría empleada y principalmente la precisión de los parámetros que operan en ella.

De lo anterior se resume que en éste capítulo se busca diagnosticar la posibilidad de incrementar pisos al proyecto original, en caso de ser posible, estimar aproximadamente el número, para de esta forma aprovechar al máximo la capacidad del suelo, sin perder de vista la seguridad de la edificación; para ello se procede a realizar un primer cálculo del nivel de esfuerzos en la interface suelo-estructura de cimentación que produce la edificación. La secuencia de cálculo aproximada es la siguiente:

- Estimación de los esfuerzos de alivio originados por la excavación, que es necesaria para que aloje la estructura de cimentación y el sótano.
- Estimación de los esfuerzos por recarga inducidos por el edificio.
- Cálculo del módulo de deformación unitaria a partir de la ley fenomenológica de comportamiento, considerando los esfuerzos verticales en la masa estratificada de suelo granular.
- Cálculo del nivel de esfuerzos para condiciones estáticas, haciendo uso del procedimiento de ISE.
- Cálculo del módulo dinámico de rigidez al cortante a partir de la ley fenomenológica de comportamiento, según el esfuerzo vertical en condiciones estático que obra en la masa de suelo a largo plazo

- Estimación de los esfuerzos producidos por el balanceo de la cimentación, producto de la acción de una ráfaga de viento de 250 km/h, haciendo uso del procedimiento de ISE.
- Estimación de los esfuerzos producidos por el balanceo de la cimentación, producto de la acción de un sismo que pueda producir una aceleración máxima en la superficie de 100 gals, haciendo uso del procedimiento de ISE y de la sismo-geodinámica.
- Estimación de la capacidad de carga local en condiciones estáticas y en presencia de sismo, así como la determinación de sus respectivos factores de seguridad.
- Análisis de la posibilidad de incrementar pisos al proyecto original

Se hace notar que para realizar adecuadamente la consideración del sismo en la cimentación se tiene que realizar un análisis previo de la sismo-geodinámica del subsuelo en campo libre, el cual incluye: Estimación del módulo dinámico de rigidez al cortante para condiciones de campo, estimación del periodo fundamental de vibración del subsuelo por el método de las celeridades, ajuste del periodo fundamental por el método de las distorsiones, análisis de la onda de superficie en la masa estratificada de suelo, determinación del ángulo aparente de fricción interna sísmico; la metodología para hacer esto ya se desarrolló en el capítulo III.

La memoria de cálculo completa para dar solución al problema del edificio de cinco pisos se presenta en el anexo A y el análisis previo de la sismo geodinámica del subsuelo en campo libre se presenta en el apéndice C.

IV.1 ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO GRANULAR

El análisis del cambio de esfuerzos efectivos inducido en la masa de suelo granular debido al alivio de esfuerzos por excavación y a la recarga debida al edificio se realiza para el centro de cada uno de los elementos rectangulares finitos, a través de soluciones aproximadas de la teoría de elasticidad que presento Flöhlich, considerando el factor de concentración, según el tipo de depósito que se trate, para nuestro caso por tratarse de un suelo granular fino, estratificado y cuya compresibilidad se reduce con la profundidad es adecuado usar un valor de $\chi=4$ (Zeevaert 1983).

IV.1.1 ESFUERZOS DE ALIVIO INDUCIDOS POR LA EXCAVACIÓN

Para realizar ésta estimación, se toma la distribución de franjas y substratos que se indican en la figura II.2, para ello, se considera que es retirado un esfuerzo efectivo uniforme de 0.68 kg/cm², dado que es el esfuerzo efectivo que existe a 4.0 metros de profundidad, después de abatir el nivel de aguas superficiales para realizar la excavación¹.

Para determinar los esfuerzos de alivio que se originan en la masa del suelo por la excavación, se procede a determinar el alivio de esfuerzos verticales en el elemento finito rectangular j del estrato N, que tiene un espesor d inducido por un alivio de carga en la franja i, dado que la descarga en i actúa

¹ Se considera a 4.0 metros dado que es necesario realizar la excavación en dos etapas, la primera etapa de excavación se realizará hasta ésta profundidad, retirando el material de manera alternada, mientras que la segunda etapa que es a partir de los 4.0 metros hasta los 6.0 metros se realizará por sustitución, es decir, se van excavando las zanjas que alojarán los diafragmas de la cimentación, el peso del suelo excavado es progresivamente reemplazado por el peso del propio diafragma, una vez que se hayan construido los diafragmas se procede a excavar los bloques de suelo que hay entre los diafragmas con un programa alternado, cuyo peso de los bloques es sustituido por el peso de la losa inferior de la cimentación y por lastre si es necesario para equilibrar el peso. Se recomienda este procedimiento básicamente para evitar cambios bruscos en los esfuerzos efectivos.

sobre toda la masa de suelo, se producen esfuerzos de alivio en todos los estratos, para determinar el alivio total en cada elemento rectangular se va variando de vez en vez la franja que se va descargando determinado su influencia en cada uno de los elementos finitos rectangulares para después sumar éstas influencias y determinar así el alivio total en cada elemento finito. Los resultados objeto de ésta estimación se presentan en la tabla A.2.b para el sentido longitudinal y en tabla A.3.b para el sentido transversal.

IV.1.2 ESFUERZOS DE RECARGA INDUCIDOS POR EL EDIFICIO

El análisis del cambio de esfuerzos efectivos por el incremento de carga, al igual que en el inciso anterior, se realizan para el centro de cada elemento finito rectangular que forman los subestratos con las franjas de la losa (figura II.2), la estimación se realiza de forma análoga al alivio de esfuerzos, pero ahora se va variando de vez en vez la franja que se va cargando ($q_i = +1$) determinado su influencia en cada uno de los elementos finitos rectangulares para después sumar éstas influencias y determinar así el incremento de esfuerzo total en cada elemento finito. Los resultados objeto de ésta estimación se presentan en la tabla A.4.b para el sentido longitudinal y en tabla A.5.b para el sentido transversal.

IV.2 MATRIZ DE MÓDULOS DE DEFORMACIÓN UNITARIA

De las pruebas hechas en el laboratorio, el asesor del presente trabajo, proporcionó los valores de los parámetros que intervienen en la ley fenomenológica (ver expresión II.1), para determinar el módulo de deformación unitaria para cada elemento rectangular finito. El nivel de esfuerzos para el cual se realiza la estimación de los módulos es el que corresponde a los esfuerzos que obran en la masa estratificada de suelo, es decir, se considera el esfuerzo efectivo de campo inicial modificado por el alivio de esfuerzos debidos a la excavación y por el incremento de esfuerzos por la recarga del edificio.

Los módulos son determinados para esfuerzos medios en cada subestrato, es decir, para el esfuerzo que existe a la profundidad media de cada subestrato se presentan en la tabla A.4.d para el sentido longitudinal y en la tabla A.5.d para el sentido transversal.

Con el valor del módulo de deformación unitaria M_u , se calcula la compresibilidad volumétrica de cada subestrato que no es otra cosa que el producto del espesor del subestrato y el módulo de deformación unitaria. Estos valores serán necesarios para realizar la ISE.

IV.3 ISE EN CONDICIONES ESTÁTICAS

Una vez ya estimada la compresibilidad volumétrica de cada subestrato (α^N), se procede a establecer la compatibilidad de deformaciones entre suelo y cimentación a través de la ISE, cuya idea física consiste básicamente en aplicar una carga unitaria en el centro de cada una de las áreas tributarias de tiempo en tiempo hasta obtener la matriz de flexibilidad que está definida por la expresión II.10 (tabla A.6.b) y que nos representa el desplazamiento vertical unitario del suelo, haciendo uso del álgebra matricial y conociendo el nivel de esfuerzos efectivos que actúa en la masa estratificada de subsuelo, se determinan los desplazamientos verticales si la estructura de cimentación fuese totalmente flexible con la expresión II.14 (tabla A.6.c), pero por tratarse de una cimentación rígida, la flexión de la losa de cimentación es despreciable en comparación a los desplazamientos verticales producidos por la

deformación del suelo, por lo tanto, la losa de cimentación rígida origina un asentamiento uniforme, el cual se obtiene de la media de los desplazamientos verticales calculados para cuando la reacción de la losa es constante, ya conocido el desplazamiento y la matriz de flexibilidad del suelo, es posible determinar los esfuerzos de contacto para la cimentación rígida con ayuda del álgebra matricial y cuyos resultados aparecen a continuación (de tabla A.7.e).

ESFUERZOS EN EL SUELO EN 1/4 DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN kg/cm²

		qm	Factor qm/qa	F ₁ 0.725	F ₂ 0.561	F ₃ 0.558	F ₄ 0.556	Sentido larg. kg/cm ²
Sentido corto	F1	0.168	1.269	0.921	0.713	0.708	0.705	0.762
	F2	0.116	0.875	0.635	0.491	0.488	0.486	0.525
	F3	0.113	0.856	0.621	0.480	0.477	0.475	0.513
	qa	0.132				<i>media</i>	0.600	kg/cm ²

Los resultados presentados son únicamente para una cuarta parte de la cimentación, en donde el 0.921 corresponde al esfuerzo medio de interacción que se presentan en la esquina, pero dado la simetría que existe en ambos sentidos, estos valores son validos para el resto de la cimentación.

IV.4 MATRIZ DE MÓDULOS DINÁMICOS DE RIGIDEZ AL CORTANTE

De las pruebas hechas en el laboratorio, el asesor del presente trabajo, proporcionó los valores de los parámetros que intervienen en la ley fenomenológica (ver expresión II.18), para determinar el módulo de rigidez al cortante para cada estrato. El nivel de esfuerzos para el cual se realiza la estimación de los módulos es el que corresponde a los esfuerzos que obran en la masa estratificada de suelo, al considerar los esfuerzos de interacción resultantes de la ISE en condiciones estáticas.

Al igual que para el módulo de deformación unitaria, este módulo dinámico es determinado para *esfuerzos medios en cada subestrato y además únicamente se determina para cuando el movimiento se produce en el sentido transversal de la cimentación, por ser el más crítico.* Los resultados de esta estimación se presentan en la tabla A.8.d

Con el valor del módulo dinámico de rigidez al cortante (μ) obtenido, se calcula para cada subestrato del subsuelo el módulo dinámico de deformación unitaria $M_d = 1 / \{2(1+\nu)\mu\}$, y la compresibilidad volumétrica de cada subestrato que no es otra cosa que el producto del espesor del subestrato y el módulo de deformación unitaria dinámico. Estos valores serán necesarios para realizar la ISE cuando se presenta balanceo de la cimentación por alguna condición dinámica.

IV.5 ISE CONSIDERANDO EL BALANCEO POR VIENTO

Una vez ya determinado el nivel de esfuerzos producidos por el edificio de cinco pisos en condiciones estáticas, es necesario conocer cual puede ser el incremento de esfuerzos inducidos por una fuerte ráfaga de viento, para de esta forma estimar los esfuerzos totales que se pueden generar en la interface suelo-estructura de cimentación y verificar la estabilidad de todo el edificio. Del análisis de ISE considerando el balanceo por viento hecho en el apéndice A (tabla A.9.e) se concluye que los esfuerzos medios inducidos por un viento de 250 km/h en cada franja longitudinal del edificio son los siguientes:

Xi (m)	5.00	3.00	1.00	-1.00	-3.00	-5.00
Δq (kg/cm ²)	0.182	0.053	0.017	-0.017	-0.053	-0.182

IV.6 ISE CONSIDERANDO EL BALANCEO POR SISMO Y APLICANDO LA SISMO-GEODINÁMICA

Una vez ya determinado el nivel de esfuerzos producidos por el edificio de cinco pisos en condiciones estáticas y haber estimado el incremento de esfuerzos por el balanceo provocado por una fuerte ráfaga de viento, también es necesario conocer cual puede ser el incremento de esfuerzos inducidos por el fenómeno sísmico, para de esta forma estimar los esfuerzos totales que se pueden generar en la interface suelo-estructura de cimentación y verificar la estabilidad de todo el edificio. Del análisis de ISE considerando el balanceo por sismo y haciendo uso de la sismo-geodinámica (tabla A.10.e) se concluye que los esfuerzos medios inducidos por un sismo que induce una aceleración en la superficie de 100 gals, son en cada franja longitudinal del edificio, los siguientes:

Xl	(m)	5.00	3.00	1.00	-1.00	-3.00	-5.00
Δq	(kg/cm ²)	0.331	0.097	0.032	-0.032	-0.097	-0.331

A simple vista se observa que los esfuerzos inducidos por el sismo son más importantes que los que origina el viento, aproximadamente un 80%; el sismo incrementa los esfuerzos medios en la interface suelo-estructura de cimentación en aproximadamente un 43% de donde se ve la importancia que toman estos conceptos en la ingeniería de cimentaciones y de los riesgos que se toman cuando no se consideran.

IV.7 CAPACIDAD DE CARGA LOCAL EN CONDICIONES ESTÁTICAS, EN PRESENCIA DE SISMO Y FACTOR DE SEGURIDAD

Primeramente se determinan las reacciones unitarias que actúan en la interface suelo-estructura de cimentación considerando primeramente el afecto estático de donde resulta.

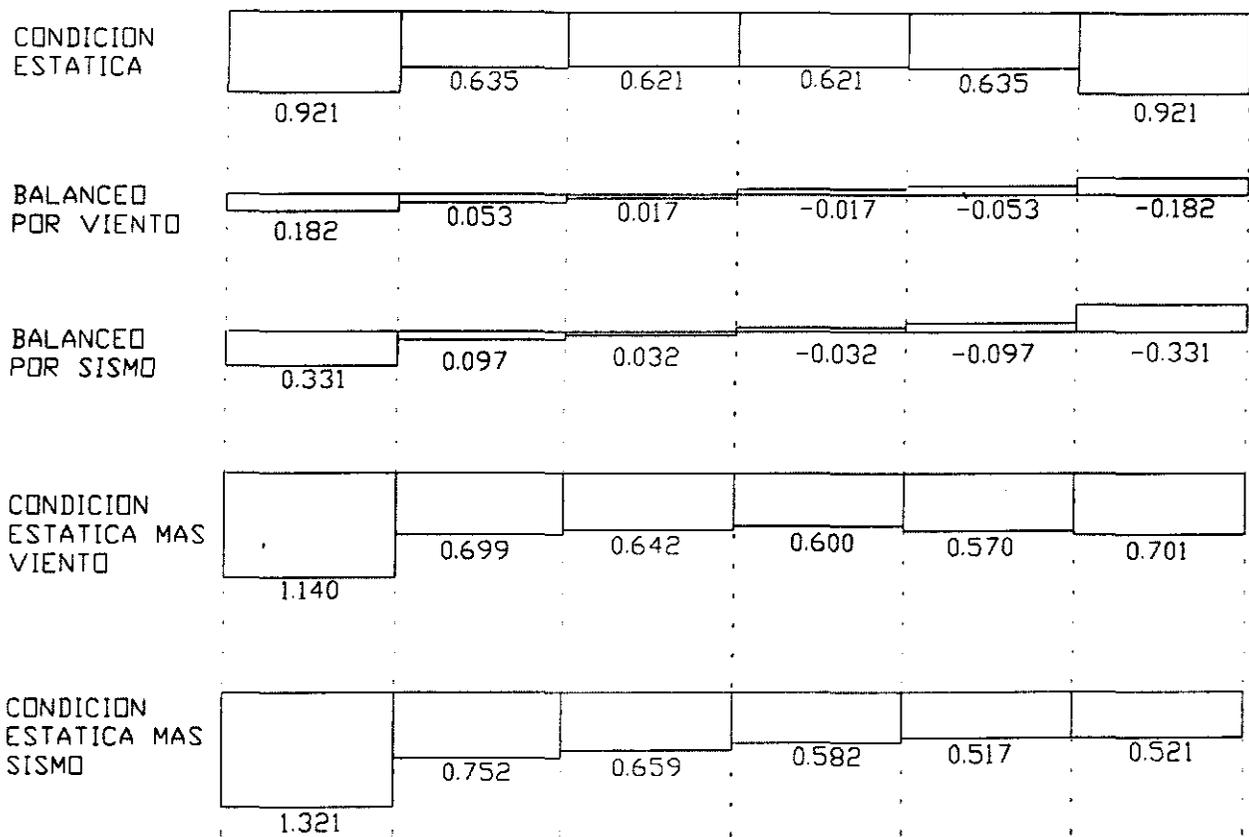
(de tabla A.11.a)

0.921	0.713	0.708	0.705
0.635	0.491	0.488	0.486
0.621	0.480	0.477	0.475
0.621	0.480	0.477	0.475
0.635	0.491	0.488	0.486
0.921	0.713	0.708	0.705

Los resultados presentados son únicamente para la mitad de la cimentación, en donde el 0.921 corresponde al esfuerzo medio de interacción que se presentan en la esquina, pero dado la simetría que existe, estos valores son validos para la otra mitad de la cimentación.

Es importante señalar que cuando se realiza la ISE para considerar el balanceo de la estructura de cimentación por sismo o bien por viento, el análisis se realiza en el sentido transversal de la cimentación por ser el más crítico y por metro de ancho, resultando valores medios para cada franja en cuestión, sin embargo es necesario estimar el efecto que da la cimentación rígida en estas reacciones, para ello es necesario encontrar los factores longitudinales de distribución de las reacciones producidas por el balanceo de la cimentación, para lo cual se procede de la siguiente forma: se determina la reacción media de la primera banda longitudinal de la cimentación del caso estático, posteriormente se determina este factor al dividir la reacción en cada dovela de la franja uno entre la reacción media y finalmente al multiplicar las reacciones medias del balanceo por estos factores se determina la planta de reacciones en la losa de cimentación. Una vez echo esto se adicionan las reacciones que son provocadas por el balanceo de la cimentación ocasionado por una fuerte ráfaga de viento de 250 km/h, resultando los siguientes valores.

Figura N°. IV.1 Esfuerzos de contacto en la franja de la orilla y en el sentido transversal para el edificio de cinco pisos



(de tabla A.11.c)

SUMA DE CARGA ESTÁTICA MAS VIENTO					kg/cm ²
Banda	1	2	3	4	C.L.
1	1.140	0.883	0.877	0.874	
2	0.699	0.541	0.537	0.535	
3	C.L.	0.642	0.497	0.493	
4	0.600	0.464	0.461	0.459	
5	0.570	0.441	0.438	0.437	
6	0.701	0.543	0.539	0.537	

Posteriormente, de forma análoga, se considera el efecto estático adicionado por las reacciones que son provocadas por el balanceo sísmico de la estructura de cimentación para una aceleración máxima en la superficie de 100 gals, resultando los valores siguientes.

(de tabla A.11.e).

SUMA DE CARGA ESTÁTICA MAS					kg/cm ²
Banda	1	2	3	4	C.L.
1	1.321	1.023	1.015	1.012	
2	0.752	0.582	0.578	0.576	
3	C.L.	0.659	0.510	0.507	
4	0.582	0.451	0.448	0.446	
5	0.517	0.400	0.398	0.396	
6	0.521	0.403	0.400	0.399	

Ahora bien, ya conociendo la reacciones unitarias en cada caso, se procede a estima el factor de seguridad contra la falla local de la cimentación, en la esquina y en la orilla.

El factor de seguridad esta dado por la relación que existe entre la resistencia máxima posible que puede soportar el suelo y las cargas unitarias que actúan sobre éste, su magnitud depende básicamente de la confianza que se tenga en los parámetros usados en la teoría empleada y en su interpretación, como en este caso los valores de los parámetros empleados fueron determinados con mucho cuidado en el laboratorio, se consideran lo suficientemente precisos como para considerar un factor de seguridad de 2, contra la falla local de la cimentación.

La resistencia máxima que puede soportar el suelo, es decir, la resistencia necesaria para que se produzca el deslizamiento a través de la superficie potencial de deslizamiento esta dada por Terzaghi (Zeevaert 1983), expresión IV.1, en donde los coeficientes alpha (α) son factores de forma, los cuales fueron investigados por el profesor Brinch Hansen (Zeevaert 1983) y pueden tomar diferentes valores, porque dependen de la forma del cimiento, por ejemplo si se trata de un cimiento continuo, como en nuestro caso, estos factores tienen un valor igual a la unidad, pero cuando se trata de un cimiento cuadrado α_1 puede llegar hasta 1.3, α_1' hasta 1.2 y α_2 hasta 0.6, esto se debe a que la superficie potencial de deslizamiento no se puede considerar como de deformación plana, sino que se expande lateralmente, volviéndose más complicada la superficie de falla. Los coeficientes N_c , N_q y N_γ son factores de capacidad de carga que están en función del ángulo de fricción interna y se pueden determinar de la figura IV.1 dada por Terzaghi.

$$q_d = \alpha_1 c N_c + \alpha_1' \sigma_z N_q + \alpha_2 \gamma B N_\gamma \quad \text{IV.1}$$

Ésta expresión, sin embargo esta basada en la hipótesis que tiene que movilizarse totalmente la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento, para que esto

suceda el material tiene que ser incompresible, sin embargo es compresible, y para tomar esto en cuenta, multiplicamos la expresión por $(Dr+0.1)$ según Zeevaert (1983), en donde Dr representa la densidad relativa del material.

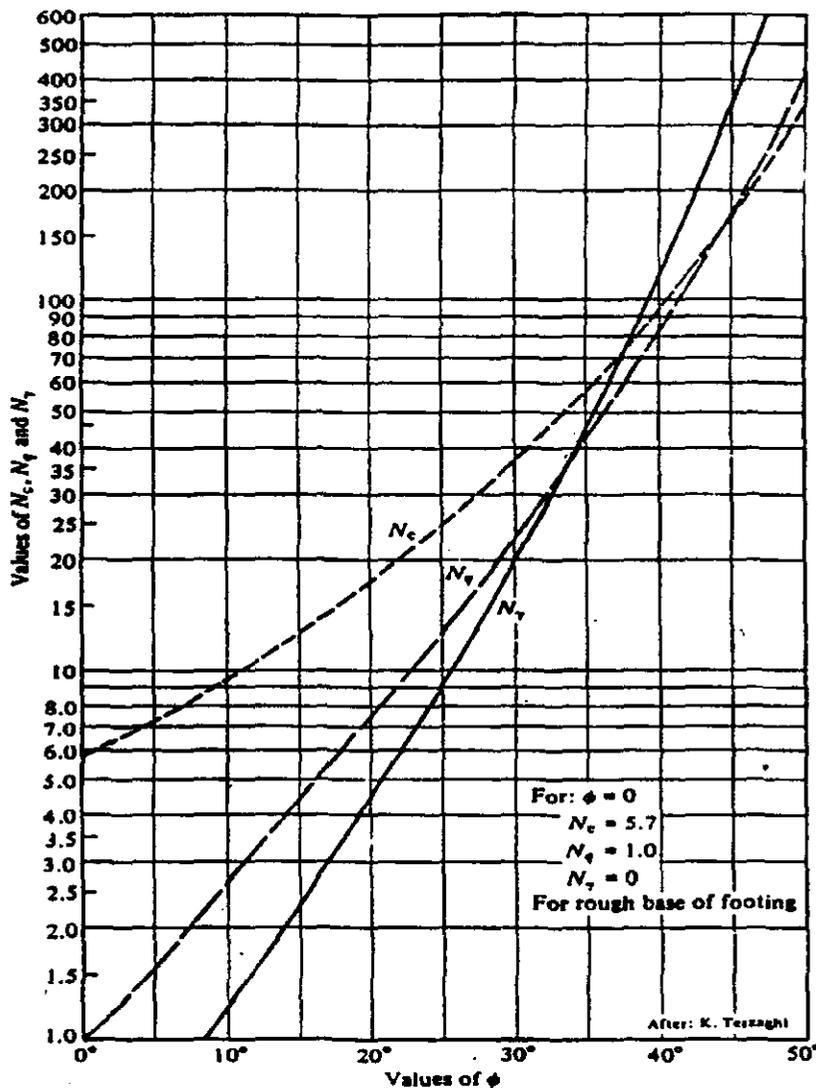


Figura IV.2 Factores de capacidad de carga para cimentaciones superficiales según Terzaghi (tomada de Zeevaert 1983).

Ahora bien, lo que nos interesa es que la estructura de cimentación no presente una falla total de la cimentación y además que no haya desplome de la estructura por falla local en la orilla o esquina, es por ello que el caso más crítico es la falla local, para lo cual únicamente se considera el segundo término, resultando expresión IV.2 para determinar la capacidad de carga local, dado que el primer término se nulifica por no contar con cohesión el material y el tercer término únicamente se considera en casos en donde se desea estimar la capacidad de carga contra la falla general, resultando:

$$q_d = \sigma_z \cdot N_q \cdot (Dr + 0.1) \quad \text{IV.2}$$

Por otro lado, la superficie potencial de deslizamiento que se debe producir para que se genere la falla local, corta el estrato de arena denominado 2c y por lo tanto se considera precisamente al ángulo de fricción interna que caracterice a este estrato para determinar el factor de capacidad de carga N_q , aunque, es importante señalar que la capacidad de carga en condiciones sísmicas se ve reducida por el efecto de la “presión sísmica en el agua de poro” que se genera por las ondas sísmicas, esta presión de poro reduce la presión entre grano y grano del material reduciendo el ángulo de fricción interna, tal y como se explica anteriormente en el subcapítulo III.2.4, es por ello que se tienen que determinar los factores de capacidad de carga para ambas condiciones, estática y sísmica, los cuales se obtienen de la figura IV.1

Una vez ya estimada la capacidad de carga en condiciones estáticas y sísmicas se pueden evaluar los factores de seguridad según lo escrito anteriormente y cuyos resultados se presentan a continuación.

(de tabla B.18)

FACTORES DE SEGURIDAD CONTRA FALLA LOCAL		
Factor de seguridad en condiciones estáticas	Orilla	45.5
	Esquina	35.2
Factor de seguridad en condiciones estáticas más viento	Orilla	36.8
	Esquina	28.4
Factor de seguridad en condiciones estáticas más sismo <i>Considerando una aceleración máxima en la superficie de 100 gals</i>	Orilla	10.6
	Esquina	8.2

IV.8 ANÁLISIS DE LA POSIBILIDAD DE INCREMENTAR PISOS AL EDIFICIO

Los factores de seguridad estimados son muy altos para el caso de un edificio de cinco pisos, aún en caso de sismo, por lo tanto se ve la posibilidad de incrementar algunos pisos al edificio y de esta forma hacer un mayor y mejor uso de la capacidad del suelo, sin perder de vista la seguridad de la estructura, para ello se realizó un análisis tomando de forma proporcional los esfuerzos aplicados en el edificio de cinco pisos para encontrar un estimado del número de pisos, de lo cual se concluye que aproximadamente se le pueden agregar 12 pisos al edificio, lo anterior será confirmado al analizar completamente esta posibilidad en el capítulo V.

En el análisis realizado se tomó en cuenta lo siguiente: a). La capacidad de carga sísmica que es de 108.15 t/m²; b). El factor de seguridad permisible que es de 2; c). Si se aumentan pisos a la estructura traerá como consecuencia que los primeros pisos sean más pesados por requerir estructuras más robustas para soportar las cargas; aquí es importante señalar que el periodo fundamental del suelo sigue teniendo el mismo valor mientras que el periodo fundamental de la estructura crece dando una relación de periodos (T_o/T_s) mayor a 2 y el amortiguamiento crítico equivalente es aproximadamente de un 10% según datos proporcionados por el estructurista, por lo tanto el factor de amplificación en el centro de masas que se obtiene del DAES resulta menor a uno, pero visto desde el punto de vista práctico y de la seguridad se tomará uno (representa la mitad del factor de amplificación considerado para el edificio de cinco pisos).

CAPÍTULO V

ANÁLISIS DE ISE EN CONDICIONES ESTÁTICAS Y CONSIDERANDO LA SISMO-GEODINÁMICA PARA EL EDIFICIO DE DIECISIETE PISOS

Del análisis realizado en el subcapítulo IV.8 se determinó que se pueden incrementar aproximadamente 12 piso más al proyecto original, a continuación se procederá a realizar el análisis del edificio considerando ya los 17 pisos totales, para ello nos auxiliaremos de los esfuerzos de interacción determinados para el edificio de cinco pisos, es decir, se determina de forma proporcional los esfuerzos en condiciones estáticas que le corresponden al edificio de diecisiete pisos, la metodología que se seguirá es la presentada en el subcapítulo II.2 y II.3, con ello se obtendrán los esfuerzos de contacto que verifican la compatibilidad de deformaciones y se confirmará si el factor de seguridad es el adecuado. La secuencia de cálculo aproximada es la siguiente:

- Determinación de la matriz de esfuerzos por recarga inducidos por el edificio de diecisiete pisos
- Cálculo de la matriz de módulos de deformación unitaria a partir de la ley fenomenológica de comportamiento, considerando los esfuerzos verticales efectivos en la masa estratificada de suelo granular.
- Cálculo del nivel de esfuerzos para condiciones estáticas, haciendo uso del procedimiento de ISE, este cálculo es iterativo, por lo tanto se tiene que repetir tantas veces como sea necesario para establecer la compatibilidad de deformaciones.
- Cálculo del módulo dinámico de rigidez al cortante a partir de la ley fenomenológica de comportamiento, según el esfuerzo vertical en condiciones estáticas que obra en la masa de suelo a largo plazo.
- Estimación de los esfuerzos producidos por el balanceo de la cimentación, producto de la acción de una ráfaga de viento de 250 km/h, haciendo uso del procedimiento de ISE.
- Estimación de los esfuerzos producidos por el balanceo de la cimentación, producto de la acción de un sismo que pueda producir una aceleración máxima en la superficie de 100 gals, haciendo uso del procedimiento de ISE y de la sismo-geodinámica.
- Determinación de factores de seguridad

Los análisis de sismo-geodinámica que se obtuvieron en el apéndice C también serán usados en éste capítulo. El cálculo completo para el edificio de diecisiete pisos se presenta en el apéndice B.

V.1 ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO GRANULAR

De manera análoga al edificio de cinco pisos, se sabe que antes que se incrementen los esfuerzos en la masa del suelo por la edificación, existen esfuerzos de sobrecarga, los cuales se ven modificados por la excavación que es necesaria para alojar el sótano y la cimentación y posteriormente por la carga del edificio, es decir, a largo plazo tenemos que tomar en cuenta esto, para determinar los esfuerzos en la masa del suelo, resultando que el estado de esfuerzos final esta dado por la expresión II.4, la cual debe ser calculada para la parte central de cada elemento finito rectangular definido en la figura II.2, formando así la matriz de esfuerzos bajo la cimentación. Los resultados de este cálculo se presentan en la tabla B.2.c para el sentido longitudinal y en tabla B.3.c para el sentido transversal.

V.2 MATRIZ DE MÓDULOS DE DEFORMACIÓN UNITARIA

Una vez hecho esto y ya contando con las matrices de esfuerzos de la masa de suelo se procede a estimar los módulos de deformación unitaria con ayuda de la ley fenomenológica II.1, con los valores del módulo de deformación unitaria resultantes, se calcula la compresibilidad volumétrica de cada sustrato que no es otra cosa que el producto del espesor del sustrato y el módulo de deformación unitaria. Con los valores resultantes se procede a realizar la ISE en condiciones estáticas de donde se obtiene un nuevo nivel de esfuerzos para la masa del suelo, esto produce que la matriz de módulos de deformación cambie, y por lo tanto se debe de repetir la ISE hasta lograr que se verifique la compatibilidad de deformaciones y que el módulo de deformación unitario corresponde con el nivel de esfuerzos inducidos, después de tres iteraciones se observa que prácticamente converge el método y se obtienen los resultados que se muestran en la tabla B.10 para el sentido longitudinal y tabla B.11 para el sentido transversal. Los cuales son considerados como definitivos, desde el punto de vista de la ingeniería de cimentaciones práctica.

V.3 ISE EN CONDICIONES ESTÁTICAS

Una vez ya estimada la compresibilidad volumétrica de cada elemento rectangular (α^N), se procede a realizar la compatibilidad de deformaciones entre suelo y cimentación a través de la ISE, y cuyo procedimiento ya se explicó en el subcapítulo II.2. Como ya se dijo es un procedimiento iterativo, razón por la cual es necesario hacer un primer cálculo con la primera matriz de compresibilidades volumétricas y con el nivel de esfuerzos que se obtiene proporcionalmente del edificio de cinco pisos, al terminarse éste primer análisis se ve modificado el nivel de esfuerzos y automáticamente cambia la matriz de compresibilidad volumétrica, teniendo que estimarla nuevamente y volver a repetir el procedimiento de ISE, así se continúa hasta que se verifique la compatibilidad de deformaciones y la compresibilidad volumétrica sea coherente con el nivel de esfuerzos en la masa de suelo. Al ir realizando más iteraciones se mejoran aun más los resultados, aunque sin embargo, después de la tercera aproximación los cambios ya no son muy significativos.

La precisión de los desplazamientos verticales y los esfuerzos de interacción entre suelo y estructura son función de la precisión que tenga el módulo de deformación unitaria, que a su vez, los valores dependen de los estados de esfuerzos originados en la interface suelo estructura, esto se puede observar claramente en el cálculo ya que a medida que se avanza en la precisión de los esfuerzos de contacto, en cada una de las iteraciones, disminuye la diferencia que existe entre los desplazamientos verticales resultantes al considerar una cimentación completamente flexible, es decir, poco a poco va convergiendo el método. Desde el punto de vista práctico, como ya se había mencionado, no son necesarias más de tres iteraciones. Después de tres iteraciones nos resultan los siguientes esfuerzos de contacto para condiciones estáticas.

(de tabla B.13.e)

ESFUERZOS EN EL SUELO EN 1/4 DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN						kg/cm ²		
	Factor qm	Factor qm/qa	F1	F2	F3	F4	Sentido larg:	
			2.771	1.824	1.858	1.848	kg/cm ²	
Sentido corto	F1	0.325	1.409	3.904	2.569	2.617	2.603	2.923
	F2	0.183	0.794	2.201	1.448	1.475	1.468	1.648
	F3	0.184	0.797	2.208	1.453	1.480	1.473	1.654
	qa	0.231			media	2.075	kg/cm ²	

V.4 MATRIZ DE MÓDULOS DINÁMICOS DE RIGIDEZ AL CORTANTE

Los valores de los parámetros que intervienen en la ley fenomenológica que sirve para determinar el módulo de rigidez al cortante de cada estrato ya fueron proporcionados por el asesor de este trabajo, la única incógnita que existe es el nivel de esfuerzos efectivos. El nivel de esfuerzos para el cual se realiza la estimación de los módulos es el que corresponde a los esfuerzos que obran en la masa estratificada de suelo, al considerar los esfuerzos resultantes de la ISE en condiciones estáticas de la última iteración.

Al igual que para el módulo de deformación unitaria, este módulo dinámico es determinado para esfuerzos medios en cada subestrato y además únicamente se determina para cuando el movimiento se produce en el sentido transversal de la cimentación, por ser el más crítico. Los valores determinados a considerar del módulo dinámico de rigidez al cortante se presentan en la tabla B.14.d.

Con el valor del módulo dinámico de rigidez al cortante (μ) obtenido, se calcula para cada subestrato del subsuelo el módulo dinámico de deformación unitaria $M_d=1/\{2(1+\nu)\mu\}$, y la compresibilidad volumétrica dinámica de cada subestrato y el módulo de deformación unitaria dinámico. Estos valores serán necesarios para realizar la ISE en condiciones dinámicas.

V.5 ISE CONSIDERANDO EL BALANCEO POR VIENTO

Después de determinar los esfuerzos que se generan en la interface suelo-estructura de cimentación por el propio peso de ésta, es necesario conocer los esfuerzos producidos por el balanceo de la cimentación en presencia de una fuerte ráfaga de viento que alcanza velocidades de 250 km/h, la metodología seguida es la que aparece en el subcapítulo II.3 y los resultados se muestran a continuación (de tabla B.15.e).

Xl	(m)	5.00	3.00	1.00	-1.00	-3.00	-5.00
Δq	(kg/cm ²)	1.781	0.403	0.142	-0.142	-0.403	-1.781

V.6 ISE CONSIDERANDO EL BALANCEO POR SISMO Y APLICANDO LA SISMO-GEODINÁMICA

Una vez ya determinado el nivel de esfuerzos producidos por el edificio de diecisiete pisos en condiciones estáticas y haber estimado el incremento de esfuerzos por el balanceo provocado por una fuerte ráfaga de viento, también es necesario conocer cual puede ser el incremento de esfuerzos inducidos por el fenómeno sísmico, para de esta forma estimar los esfuerzos totales que se pueden generar en la interface suelo-estructura de cimentación y verificar la estabilidad de todo el edificio. Del análisis de ISE considerando el balanceo por sismo y haciendo uso de la sismo-geodinámica (tabla B.16.e) se concluye que los esfuerzos medios inducidos por un sismo que induce una aceleración en la superficie de 100 gals, son en cada franja longitudinal del edificio, los siguientes:

Xl	(m)	5.00	3.00	1.00	-1.00	-3.00	-5.00
Δq	(kg/cm ²)	1.369	0.310	0.109	-0.109	-0.310	-1.369

A simple vista se observa que los esfuerzos inducidos por el sismo son menores que los que origina el viento, aproximadamente un 25%; aunque el sismo es más importante, dado que la capacidad de carga estática, que es con la que se determina el factor de seguridad al considerar el viento, es casi 3 veces mayor que la capacidad de carga sísmica. Es importante hacer notar que el sismo incrementa los esfuerzos medios en la interface suelo-estructura de cimentación en aproximadamente un 45% de

Figura N°. V.1 Esfuerzos de contacto en la franja de la orilla y en el sentido transversal para el edificio de diecisiete pisos

CONDICION ESTATICA	3.904	2.201	2.208	2.208	2.201	3.904
BALANCED POR VIENTO	1.781	0.403	0.142	-0.142	-0.403	-1.781
BALANCED POR SISMO	1.369	0.310	0.109	-0.109	-0.310	-1.369
CONDICION ESTATICA MAS VIENTO	6.282	2.739	2.398	2.019	1.663	1.526
CONDICION ESTATICA MAS SISMO	5.732	2.615	2.354	2.063	1.787	2.076

donde se ve la importancia que toma este concepto en la ingeniería de cimentaciones y de los riesgos que se toman cuando no es considerado.

IV.7 CAPACIDAD DE CARGA LOCAL Y FACTOR DE SEGURIDAD

Primeramente se determinan las reacciones unitarias que actúan en la interface suelo-estructura de cimentación considerando primeramente el afecto estático de donde resulta.

(de tabla B.17.a)

3.904	2.569	2.617	2.603
2.201	1.448	1.475	1.468
2.208	1.453	1.480	1.473
2.208	1.453	1.480	1.473
2.201	1.448	1.475	1.468
3.904	2.569	2.617	2.603

Una vez hecho esto se adicionan las reacciones que son provocadas por el balanceo de la cimentación ocasionado por una fuerte ráfaga de viento de 250 km/h, resultando los siguientes valores.

(de tabla B.17.c)

SUMA DE CARGA ESTÁTICA MAS VIENTO					kg/cm ²
Banda	1	2	3	4	
1	6.282	4.134	4.211	4.190	C.L.
2	2.739	1.802	1.836	1.827	
3	C.L.	2.398	1.578	1.599	
4	2.019	1.328	1.353	1.346	
5	1.663	1.094	1.115	1.109	
6	1.526	1.004	1.023	1.017	

Posteriormente, de forma análoga, se considera el efecto estático adicionado por las reacciones que son provocadas por el balanceo sísmico de la estructura de cimentación para una aceleración máxima en la superficie de 100 gals, resultando los valores siguientes.

(de tabla B.17.e).

SUMA DE CARGA ESTÁTICA MAS SISMO					kg/cm ²
Banda	1	2	3	4	
1	5.732	3.772	3.842	3.823	C.L.
2	2.615	1.721	1.753	1.744	
3	C.L.	2.354	1.549	1.570	
4	2.063	1.357	1.383	1.376	
5	1.787	1.176	1.198	1.192	
6	2.076	1.366	1.391	1.384	

Ahora bien, ya conociendo las reacciones unitarias en cada caso, se procede a estimar el factor de seguridad contra la falla local de la cimentación, en la esquina y en la orilla.

Una vez ya estimada la capacidad de carga en condiciones estáticas y sísmicas se pueden evaluar los factores de seguridad según lo escrito anteriormente y cuyos resultados se presentan a continuación.

(de tabla B.18)

FACTORES DE SEGURIDAD CONTRA FALLA LOCAL		
Factor de seguridad en condiciones estáticas	Orilla	12.63
	Esquina	8.31
Factor de seguridad en condiciones estáticas más viento	Orilla	7.85
	Esquina	5.16
Factor de seguridad en condiciones estáticas más sismo <i>Considerando una aceleración máxima en la superficie de 100 gals</i>	Orilla	3.06
	Esquina	2.01

Del análisis realizado se determina que es posible construir un edificio hasta de 17 pisos, bajo condiciones permisibles de seguridad.

Del análisis hecho se determina que la relación que se guarda entre el periodo equivalente de la estructura (T_0) y el periodo dominante del suelo (T_s), es menor en el edificio de cinco pisos ($T_0/T_s=1.41$) que con el edificio de diecisiete pisos ($T_0/T_s=4.13$), esto trae como consecuencia que el efecto dinámico del sismo sea más desfavorable en el edificio de cinco pisos, ya que éste tiene un factor de amplificación sísmico de 2, mientras que para el edificio de diecisiete pisos se obtiene un factor de amplificación sísmico de 1, es decir, la fuerza sísmica del edificio de diecisiete pisos es proporcionalmente a su carga, un medio del de cinco pisos, por lo tanto el sismo lo afecta menos, en otras palabras puede decirse que el momento de volteo total es menos importante que para el edificio de cinco pisos. Resumiendo, mientras que T_0/T_s se aproxime más a la unidad, mayor es la amplificación de la respuesta, es por ello que en este tipo de suelos los edificios más altos y más flexibles son más resistentes desde el punto de vista sísmico

IV.8 IMPORTANCIA DE LA PRESIÓN SÍSMICA DE PORO Y SU INFLUENCIA EN LAS PRESIONES DE CONTACTO

La determinación de los módulos dinámicos de rigidez al cortante, son función del nivel de esfuerzos efectivos a que esta sometida la masa de suelo, cuando se presenta el fenómeno sísmico se observa que inmediatamente se genera una presión sísmica en el agua de poro que disminuye el esfuerzo efectivo ($\sigma_{sis} = \sigma_{est} - \omega_{sis}$) y en consecuencia también disminuyen los módulos dinámicos de rigidez al cortante, quedando la expresión II.18 de la siguiente forma:

$$\mu_z = C_d \cdot (\sigma_z - \omega_{sis})^{n_d} \quad \text{IV.3}$$

Esta expresión es válida siempre y cuando el tiempo que requiera el subsuelo para aliviar esta presión en exceso sea mayor que la duración del sismo, en el material granular que se está estudiando se consideró que el alivio de esta presión es inmediato y por lo tanto no es aplicable esta expresión, más sin embargo, en el caso que fuera aplicable resulta que sería favorable, debido a que disminuyen ligeramente los esfuerzos de contacto en la orilla de cimentación y se incrementa ligeramente en el centro de ésta, trayendo como consecuencia que el factor de seguridad que se obtenga sea ligeramente mayor.

Para demostrar lo anterior se presenta a continuación la matriz de módulo dinámicos de rigidez al cortante en donde se demuestra que estos disminuyeron importantemente con respecto a los

considerados en el subcapítulo V.4, al considerar la presión de poro sísmica. Los resultados de la estimación de los módulos dinámicos de rigidez para el sentido transversal se muestran en la tabla E.1.d. Y los esfuerzos de contacto originados por el balanceo sísmico son los siguientes (de tabla B.20.e).

X_i (m)	5.00	3.00	1.00	-1.00	-3.00	-5.00
Δq (kg/cm ²)	1.293	0.196	0.071	-0.071	-0.196	-1.293

Después de este breve análisis se puede concluir que aún tratándose de suelo granular cuya granulometría no permita que la disipación de la presión sísmica del agua de poro sea inmediata, lo más razonable es siempre considerar la expresión II.18 y no la IV.3, dado que esta condición es más crítica, aunque desde el punto de vista práctico no vale la pena realizar este refinamiento dado que los niveles de esfuerzos prácticamente se conservan iguales, su diferencia no es mayor de un 5 a 6% en términos generales.

CAPÍTULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Una vez ya presentado el método de análisis de ISE para suelos granulares finos considerando condiciones estáticas y la aplicación de la sismo-geodinámica para analizar el balanceo de la cimentación por sismo o una fuerte ráfaga de viento, se hizo aplicación de éste para demostrar su sencillez en la práctica profesional, de donde se llega a las siguientes conclusiones y recomendaciones.

- El comportamiento físico del subsuelo en campo libre cuando se propagan ondas sísmicas es estudiado por la sismo-geodinámica, para ello contamos con las propiedades dinámicas del subsuelo, las cuales tienen que ser adaptadas al sismo para poder interpretar satisfactoriamente sus consecuencias. Primeramente se estima el periodo fundamental del suelo por medio del método de las celeridades, pero debido a que no tiene ninguna restricción tiene que ajustarse por el método de las distorsiones que establece condiciones de frontera que deben cumplirse para satisfacer el procedimiento, posteriormente se continúa con el análisis de la onda que interese (la onda de cortante, la componente horizontal de la onda de superficie o la onda irrotacional), según el problema que se tenga, de donde se determina la amplitud de desplazamientos sísmicos en la masa de suelo, la amplitud de esfuerzos en la masa de suelo, la presión sísmica en el agua de poro y finalmente la aceleración del subsuelo con respecto a la profundidad. Véase la importancia de esto, por lo cual se recomienda obtener los parámetros dinámicos de cada estrato del suelo, de probetas inalteradas, además de que se realice bajo las condiciones que predominan en el campo de esfuerzo octahédrico y contenido de humedad..
- La presión sísmica del agua de poro que se induce, reduce la presión de contacto entre grano y grano del material granular, ocasionando que disminuya el ángulo aparente de fricción interna, lo cual trae como consecuencia que disminuya la capacidad de carga del suelo dado que los factores de capacidad de carga se encuentran en función del ángulo de fricción interna, para estimar el ángulo de fricción interna sísmico se requiere conocer la presión sísmica del agua de poro que se genera y que se puede determinar con el análisis de la sismo-geodinámica del subsuelo; es ésta una razón más para considerar indispensable el análisis de la sismogeodinámica, dado que de esta forma se puede llevar a cabo el cálculo de capacidad de carga sísmica y del factor de seguridad en presencia de sismo.
- Al realizar el cálculo de la primera iteración para el edificio de cinco pisos se observa que no se considera necesario continuar con el cálculo por el alto margen de seguridad que existe, el factor de seguridad que resulta para la condición más crítica es de 8.7 que corresponde a cuando existe la presencia de sismo, dado lo anterior, yo recomendaría que se incrementen algunos pisos para de esta forma aprovechar de mejor y mayor forma las capacidades del suelo y además que el edificio sea más redituable económicamente y disminuya el costo de la cimentación con respecto al costo total de la obra, dado que prácticamente la cimentación no cambia sustancialmente para los dos edificios.
- El proyecto inicial consistía en un edificio de cinco pisos, más sin embargo se determinó, que se le pueden agregar 12 pisos más, es decir, que el edificio en cuestión puede tener hasta 17 pisos, considerando un factor de seguridad de 2 en condiciones sísmicas, para una aceleración máxima en la superficie de 100 gals.
- El módulo de deformación unitaria (M_z) que representa los parámetros estáticos de deformación se va aumentando ligeramente en cada iteración que se realiza provocando que se disminuya la compresibilidad del material, lo cual es benéfico para la ISE, dado que se observa que la tendencia de distribución de esfuerzos en la cimentación, tiene una mayor concentración en la orilla de la

cimentación que en el centro, esto implica que se pueden determinar las flexiones reales y cortantes en la estructura de cimentación, para de esta forma colocar el acero de refuerzo en la posición correcta.

- El módulo dinámico de rigidez (μ), que representa el parámetro dinámico de deformación, va aumentando en cada iteración que se realiza, lo cual indica deformaciones menores a medida que aumenta la distribución de esfuerzos, es decir, el subsuelo se encuentra más confinado, esto provoca que exista una mayor concentración de esfuerzos en las franjas de la orilla de la cimentación y principalmente en las esquinas.
- La situación de iterar es muy convergente, se concluye que con tres iteraciones se satisface la compatibilidad de deformaciones desde el punto de vista de la ingeniería práctica, aclarando que para cada iteración se deben determinar los parámetros de deformación (módulo de deformación unitario) correspondientes al nivel de esfuerzos a que está sometida la masa de suelo granular, es decir, calcular la matriz de flexibilidad para los nuevos niveles de esfuerzos que resultan de la iteración anterior, esto es realmente rápido si se hace uso de la computadora.
- Del análisis hecho se determina que la relación que se guarda entre el periodo equivalente de la estructura (T_0) y el periodo dominante del suelo (T_s), es menor en el edificio de cinco pisos ($T_0/T_s=1.41$) que con el edificio de diecisiete pisos ($T_0/T_s=4.13$), esto trae como consecuencia que la respuesta de aceleración con respecto a la aceleración máxima del suelo sea más desfavorable en el edificio de cinco pisos, ya que éste tiene un factor de amplificación sísmico de 2, mientras que para el edificio de diecisiete pisos se obtiene un factor de amplificación sísmico de 1, es decir, la fuerza sísmica del edificio de diecisiete pisos es proporcionalmente a su carga, un medio del de cinco pisos, por lo tanto el sismo lo afecta menos, en otras palabras puede decirse que el momento de volteo total es menos importante que para el edificio de cinco pisos. Resumiendo, mientras que T_0/T_s se aproxime más a la unidad, mayor es la amplificación de la respuesta, es por ello que en este tipo de suelos los edificios más altos y con flexibilidad controlada son más resistentes desde el punto de vista sísmico
- Los depósitos granulares finos son más favorables para la cimentación de edificios, sin embargo, se ve claramente que los mayores problemas en estos suelos son de carácter sismo-geodinámico, es decir, están relacionados con la reducción de la capacidad de carga debido a la presión sísmica en el agua de poro (fenómeno de licuación) y no con problemas de asentamientos y capacidad de carga ante sollicitaciones estáticas, esto queda demostrado por los factores de seguridad tan altos que se obtuvieron tanto para el edificio de cinco pisos como para el de diecisiete en condiciones estáticas.

Además de lo anterior se juzga necesario hacer las siguientes recomendaciones para facilitar la aplicación del método.

- Entre mayor sea el número de franjas supuestas "n" en que es dividida la estructura de cimentación y menor sea el espesor de los subestratos analizados que forman cada elemento finito se obtiene mayor precisión en los resultados, sin embargo, se considera que es suficiente desde el punto de vista de la ingeniería práctica que: a) "n" sea un número par y no menor de 8 en el sentido largo y 6 en el sentido corto; b) cuando menos considerar cada estrato de la estratigrafía y en caso de que alguno de estos sea mayor de 4 metros de espesor, dividirlo en subestratos, ajustando los parámetros a las condiciones de campo; c) el ancho de cada franja "n" debe ser igual, d) el análisis se realice hasta un estrato resistente; las indicaciones anteriores nos ayudan a aprovechar la simetría de la cimentación y facilitar el cálculo.

- Para verificar la bondad de la teoría propuesta, se juzga necesario realizar una instrumentación permanente del comportamiento de la estructura como de la masa de suelo granular, haciendo uso de piezómetros electrónicos, celdas de presión, acelerómetros en cada estrato sincronizados con un acelerógrafo en la superficie y nivelaciones de la cimentación y estructura, durante la construcción, después de ésta y cuando se presenten fenómenos sísmicos importantes, para saber como varía la aceleración y la velocidad orbital a través de los diferentes estratos del subsuelo, así también es necesario en edificaciones ya construidas para llevar el registro de desplazamientos verticales y si acaso horizontales a lo largo de la vida del edificio y poder conocer los desplazamientos originados por el sismo.
- La problemática fundamental del ingeniero para aplicar estas técnicas, es la de poder asignar los parámetros más adecuados o bien los más cercanos a la realidad y poder visualizar las incertidumbres que en estos existen para asignar factores de seguridad razonables. Es importante resaltar que en zonas en donde hay la posibilidad de que se presenten sismos destructores existe la necesidad de investigar profundamente los parámetros dinámicos del subsuelo, así como su aplicación técnica y práctica al diseño de cimentaciones y de esta forma realizar edificaciones más seguras y económicas, tal y como se ha procurado hacer en este trabajo de investigación.

REFERENCIAS

- Barden, L. (1962). Distribution of Contact Pressure Under Foundations. *Geotechnique*. Vol. XII. p. 181.
- Borowicka, H. (1936). Influence of Rigidity of a Circular Foundation Slan on the Distribution of Pressures over the Contact Surface. *Proc. I ICOSOMEF*. Vol. II, pp. 144-149. Cambridge, Mass.
- Chamecki, S. (1956). Structural Rygidity in Calculating Settlements. *Journal Soils Mechanics an Foundation División, Proceedings ASCE* Vol. 82, N°. SM1, Paper 865.
- De Beer, E. E. (1957). The influence of the Width of a Foundation Raft on the Longitudinal Distribution of the Soil Reactions. *Proc. IV ICOSOMEF*, Vol. I, p. 269, London.
- Fleming, R. (1930). *Wind Stresses in Buildings*. John Wiley and Sons, Nueva York.
- Grasshoff, H. (1957). Influence of Flexural Rigidity of Superstructure on the Distribution of Contact Pressure and Bending Moments of an Elastic Combined Footing. *Proc. IV ICOSOMEF*, Vol. I, pp. 300-306, London.
- Heil, H. (1969). Studies on the Structural Rigidity of Reinforced Concrete Building Frames on Clay, *Proc. VII ICOSOMEF*, Vol. II, pp. 115, México.
- Hetenyi, M. (1964). *Beams on Elastic Foundations*. University of Michigan Press, 7ª. Reimpresión.
- Schultze, E. and Kotzias, P. (1961-1). Geotechnical Properties of Lower Thine Silt. *Proc. V ICOSOMEF*, pp 329-333, París, Francia
- Schultze, E. and Moussa, A. (1961-2). Factors Affecting the Compressibility of Sand. *Proc. V ICOSOMEF*, pp 335-340, París, Francia
- Schultze, E. (1961-3). Distribution of Stress Beneath a Rigid Foundation. *Proc. V ICOSOMEF*, pp 807-813, París, Francia
- Sommer, H. (1965). A Method for the Calculation of Settlements, Contact Pressures and Bending Moments in a Foundation Including the Influence of the Flexural Rigidity of the Superstructure. *Proc. VI ICOSOMEF*, Vol. II, pp. 197-201, Canadá.
- Winkler, E. (1967). *Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit*, p 182, Prague Verlag.
- Withiam, J. L. and Christiano P. P. (1982). Predicting Settlements of Mat Foundations on Sandy Soils. *Proc. X ICOSOMEF*, pp 273-276.
- Zeevaert, L. (1982). Soil-Structure Interaction of a Rigid Foundation Subject to a Dynamic Overturning Moment. Volume honoring Professor E. E. De Beer, Edited by Jules Ducolot S.A. á Gembloux, pp. 297-301, Belgium.
- Zeevaert, L. (1983). *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, 2ª. Edition, Van Nostrand Reinhold Co., Nueva York.

- Zeevaert, L. (1987). Seismo-Soil Dynamics Response of the Ground Surface and Building Foundations in México City Earthquake, September 19, 1985. THE TWENTY-THIRD TERZAGHI LECTURE, October 27, 1987. (Publ.) American Society of Civil Engineers, Geotechnical Engineering Division, Vol. 117, N°. 3, Mar. 1991.
- Zeevaert, L. (1988). Sismo-Geodinámica de la Superficie del Suelo, Impresora Internacional, México D.F.
- Zeevaert, L. (1990). Conceptos básicos en el Diseño de Cimentaciones Compensadas sin y con Pilotes, SMMS, DEPMI, UNAM, México D.F.
- Zeevaert, L. (1991). Interacción Suelo-Estructura de Cimentación, 2ª. Edición . Limusa, México D.F.
- Zeevaert, L. (1993). Teoría y Practica del Péndulo de Torsión (FTP), 2ª. Reimpresión, DEPMI, UNAM, México D.F.
- Zeevaert, L. (1996). The Seismic-Geodynamics in the Design of Foundation in Difficult Subsoil Conditions. 3rd International Symposium on Environmental Geotechnology, Vol. I, Edited by Hsai-Yang Fang and Hilary I. Inyang, San Diego, U.S.A.
- Zeevaert, L. (1998). Análisis Físico sobre Licuación en Mecánica y Dinámica de suelos, DEPMI, UNAM, México D.F.
- Zienkiewicz, O.C. y Taylor, R.L. (1995). El Método de los Elementos Finitos, Vol. I y II, Mc Graw Hill, 4ª. Edición, Barcelona España.

APÉNDICE A

CÁLCULO PARA EL EDIFICIO DE CINCO PISOS

A lo largo de este apéndice se presenta el cálculo del edificio de cinco pisos, considerando la parte estática y el balanceo por una fuerte ráfaga de viento o bien por la acción sísmica. El apéndice está dividido en tablas, de las cuales cada una de ellas está dedicada a un cálculo específico, a continuación se indica que tipo de cálculo se realiza en cada una de ellas.

CONDICIONES ESTÁTICAS

Tabla A.1, Resumen de las características de carga y altura del proyecto original (edificio de cinco pisos)

Tabla A.2, Cálculo de matriz de esfuerzos de alivio por excavación, en el sentido longitudinal

Tabla A.3, Cálculo de matriz de esfuerzos de alivio por excavación, en el sentido transversal

Tabla A.4, Cálculo de matriz de módulos de deformación en sentido longitudinal

Tabla A.5, Cálculo de matriz de módulos de deformación en sentido transversal

Tabla A.6, Interacción suelo estructura sentido longitudinal, condiciones estáticas

Tabla A.7, Interacción suelo estructura sentido transversal, condiciones estáticas

CONDICIONES DINÁMICAS

Tabla A.8, Cálculo de matriz de módulos dinámicos de rigidez en sentido transversal

Tabla A.9, Interacción Suelo-Estructura en sentido transversal (balanceo por viento)

Tabla A.10, Interacción Suelo-Estructura en sentido transversal (balanceo por sismo)

CONCLUSIONES DEL CÁLCULO DEL EDIFICIO DE 5 PISOS

Tabla A.11, Planta de cargas en un medio de la losa de cimentación

Tabla A.12, Análisis de capacidad estática y sísmica, además de factores de seguridad

CONDICIONES ESTÁTICAS

Tabla A.1 Características del edificio de 5 pisos

Cimentación de edificio	ancho	12.00	m	
	largo	24.00	m	
Peso del edificio				
Peso de la cimentación y muros				3.0 t/m ²
Peso planta baja				1.5 t/m ²
Peso de pisos superiores	4 pisos	1.1	t/m ² c/u	4.4 t/m ²
Peso de azotea				1.1 t/m ²
				10.0 t/m ²
Altura del edificio				
Altura de pisos superiores y azotea	3.2 m		4 tramos	12.8 m
Altura planta baja				3.5 m
Altura de sótano y cimentación				6.0 m
			Total	22.3 m
Centro de masas (análisis por m²)				
		t	m	t-m
		Peso	Altura	Momento
Sótano y cimentación		3.0	1.5	4.50
Planta baja		1.5	6.0	9.00
Pisos superiores	1ro	1.1	9.5	10.45
	2do	1.1	12.7	13.97
	3ro	1.1	15.9	17.49
	4ro	1.1	19.1	21.01
Azotea	5to	1.1	22.3	24.53
	Total	10.0		100.95
	Altura centro de masas	10.095	metros	
	Masa por metro lineal	12.232	t*s²/m	
	Altura libre para viento	16.300	m	

Tabla A.2 Cálculo de matriz de esfuerzos de alivio por excavación, en el sentido longitudinal

σ_{exc}

Desplante cimentación 600 cm
 Esfuerzo efectivo por alivio de excavación -0.68 kg/cm²

NOTA: Este esfuerzo efectivo es el que corresponde a 4.0 m de profundidad después de bajar el NAS, no considero la excavación de 4.0 a 6.0 m de profundidad, dado que estos 2.0 m faltantes se excavarán por sustitución.

Datos de la banda largo 2B = 1200 cm
 B = 600 cm
 λ = 300 cm

ESFUERZOS EN FAJA 1 Y 8

1	2	Argumentos angulares para $\gamma = 4$				7	8
		α_0	ψ_1	ψ_2	$(I)_i$		
100	0.00	1.406	0.983	-0.983	0.960	-0.680	-0.653
100	300.00	1.086	1.352	0.983	0.019	-0.680	-0.013
100	600.00	0.779	1.438	1.352	0.000	-0.680	0.000
100	900.00	0.585	1.476	1.438	0.000	-0.680	0.000
100	1200.00	0.462	1.497	1.476	0.000	-0.680	0.000
100	1500.00	0.380	1.510	1.497	0.000	-0.680	0.000
100	1800.00	0.321	1.520	1.510	0.000	-0.680	0.000
100	2100.00	0.278	1.526	1.520	0.000	-0.680	0.000
$\sigma_{exc} =$							-0.666

Los términos α_0 , ψ_1 y ψ_2 son argumentos angulares necesarios para estimar el valor de la influencia (I)_i para cuando el factor de concentración (γ) de Fröhlich tiene un valor de 4, que es el que le corresponde a suelo homogéneo en donde la compresibilidad se reduce con la profundidad, tal es el caso de las arenas, ver página 220 de referencia Zeevaert (1991). Se hace notar que en los cálculos siguientes, que se requiera estimar el cambio de esfuerzos verticales en la masa de suelo, se usará esta misma metodología

En la columna 7 se indican los q_i , que representa el alivio de esfuerzos a nivel de la base de la cimentación

MATRIZ DE ESFUERZOS DE ALIVIO POR EXCAVACIÓN

σ_{exc}

Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm ²	Faja 2 kg/cm ²	Faja 3 kg/cm ²	Faja 4 kg/cm ²	Faja 5 kg/cm ²	Faja 6 kg/cm ²	Faja 7 kg/cm ²	Faja 8 kg/cm ²
Arena 2c	100	-0.666	-0.679	-0.680	-0.680	-0.680	-0.680	-0.679	-0.666
Arena 2d	300	-0.545	-0.656	-0.666	-0.667	-0.667	-0.666	-0.656	-0.545
Arena 3a	500	-0.450	-0.588	-0.618	-0.624	-0.624	-0.618	-0.588	-0.450
Arena 3b	700	-0.378	-0.501	-0.546	-0.558	-0.558	-0.546	-0.501	-0.378
Arena 3c	900	-0.319	-0.420	-0.469	-0.487	-0.487	-0.469	-0.420	-0.319

Simbología usada para denotar los cambios de esfuerzo vertical

- σ_{exc} Esfuerzo de alivio debido a la excavación
- σ_{oz} Esfuerzo de sobrecarga de campo ("in situ")
- σ Esfuerza por recarga debido al edificio

Tabla A.3 Cálculo de matriz de esfuerzos de alivio por excavación, en el sentido transversal

Desplante cimentación	600	cm
Esfuerzo efectivo por alivio de excavación	-0.68	kg/cm ²

NOTA: Este esfuerzo efectivo de alivio por excavación es el que corresponde a 4.0 m de profundidad después de bajar el NAS, no considero la excavación de 4.0 a 6.0 m de profundidad, dado que estos 2.0 m se excavarán por sustitución.

Datos de la banda	largo 2B =	2400	cm
	B =	1200	cm
	λ =	200	cm

ESFUERZOS EN FAJA 1 Y 6

Prof. media cm	Distancia cm	Argumentos angulares para $\gamma = 4$				q_i carga kg/cm ²	$\Delta\sigma_{exc}$ esfuerzo kg/cm ²
		α_0	ψ_1	ψ_2	(I) _i kg/cm ²		
a) 100	0.00	1.488	0.785	-0.785	0.884	-0.680	-0.601
100	200.00	1.387	1.249	0.785	0.056	-0.680	-0.038
100	400.00	1.240	1.373	1.249	0.002	-0.680	-0.001
100	600.00	1.102	1.429	1.373	0.000	-0.680	0.000
100	800.00	0.979	1.460	1.429	0.000	-0.680	0.000
100	1000.00	0.874	1.480	1.460	0.000	-0.680	0.000
$\sigma_{exc} =$							-0.641

Las consideraciones hechas en la tabla A.2 son válidas para este caso también.

MATRIZ DE ESFUERZOS DE ALIVIO POR EXCAVACIÓN

Estrato	Prof. media cm	σ_{exc}					
		Faja 1 kg/cm ²	Faja 2 kg/cm ²	Faja 3 kg/cm ²	Faja 4 kg/cm ²	Faja 5 kg/cm ²	Faja 6 kg/cm ²
b) Arena 2c	100	-0.641	-0.679	-0.680	-0.680	-0.679	-0.641
Arena 2d	300	-0.495	-0.639	-0.666	-0.666	-0.639	-0.495
Arena 3a	500	-0.432	-0.568	-0.621	-0.621	-0.568	-0.432
Arena 3b	700	-0.392	-0.501	-0.554	-0.554	-0.501	-0.392
Arena 3c	900	-0.356	-0.439	-0.483	-0.483	-0.439	-0.356

Tabla A.4 Cálculo de matriz de módulos de deformación en sentido longitudinal

Para edificio de 5 pisos

Desplante cimentación		600 cm									
Datos de la banda		largo 2B = 1200 cm									
		B = 600 cm									
		λ = 300 cm									
ESFUERZOS EN FAJA 1 Y 8											
Prof. media cm	Distancia cm	Argumentos angulares para $\gamma = 4$				qi carga kg/cm ²	σ esfuerzo kg/cm ²				
		α ₀	ψ ₁	ψ ₂	(l) _i kg/cm ²						
a)	100	0.00	1.406	0.983	-0.983	0.960	0.600	0.576			
	100	300.00	1.086	1.352	0.983	0.019	0.600	0.012			
	100	600.00	0.779	1.438	1.352	0.000	0.600	0.000			
	100	900.00	0.585	1.476	1.438	0.000	0.600	0.000			
	100	1200.00	0.462	1.497	1.476	0.000	0.600	0.000			
	100	1500.00	0.380	1.510	1.497	0.000	0.600	0.000			
	100	1800.00	0.321	1.520	1.510	0.000	0.600	0.000			
	100	2100.00	0.278	1.526	1.520	0.000	0.600	0.000			
							0.588				
MATRIZ DE ESFUERZOS POR EDIFICIO										Esfuerzos de sobrecarga σ _{oz} kg/cm ²	
Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm ²	Faja 2 kg/cm ²	Faja 3 kg/cm ²	Faja 4 kg/cm ²	Faja 5 kg/cm ²	Faja 6 kg/cm ²	Faja 7 kg/cm ²	Faja 8 kg/cm ²		
b)	Arena 2c	100	0.588	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.588	0.705
	Arena 2d	300	0.481	0.579	0.588	0.589	0.589	0.588	0.579	0.481	0.855
	Arena 3a	500	0.397	0.518	0.546	0.551	0.551	0.546	0.518	0.397	1.010
	Arena 3b	700	0.333	0.442	0.482	0.493	0.493	0.482	0.442	0.333	1.170
	Arena 3c	900	0.282	0.371	0.414	0.429	0.429	0.414	0.371	0.282	1.330
MATRIZ DE ESFUERZOS (σ _{oz} +σ _{exc} +σ)										Ley fenomenológica	
Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm ²	Faja 2 kg/cm ²	Faja 3 kg/cm ²	Faja 4 kg/cm ²	Faja 5 kg/cm ²	Faja 6 kg/cm ²	Faja 7 kg/cm ²	Faja 8 kg/cm ²	Cs + (1+κ _v)	ns
c)	Arena 2c	100	0.627	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.627	0.0104	0.55
	Arena 2d	300	0.791	0.778	0.777	0.776	0.776	0.777	0.778	0.0104	0.55
	Arena 3a	500	0.957	0.941	0.937	0.937	0.937	0.937	0.941	0.0073	0.52
	Arena 3b	700	1.126	1.111	1.106	1.104	1.104	1.106	1.111	0.0073	0.52
	Arena 3c	900	1.292	1.281	1.275	1.273	1.273	1.275	1.281	0.0073	0.52
MATRIZ DE MÓDULOS DE DEFORMACIÓN UNITARIA										$M_z = C_s \cdot \sigma_z^{-n_s} (1 + \kappa_v)$	
Estrato	Prof. media	Faja 1 Mz	Faja 2 Mz	Faja 3 Mz	Faja 4 Mz	Faja 5 Mz	Faja 6 Mz	Faja 7 Mz	Faja 8 Mz		
d)	Arena 2c	100	0.01344	0.01346	0.01346	0.01346	0.01346	0.01346	0.01346	0.01344	
	Arena 2d	300	0.01183	0.01194	0.01195	0.01195	0.01195	0.01195	0.01194	0.01183	
	Arena 3a	500	0.00745	0.00751	0.00753	0.00753	0.00753	0.00753	0.00751	0.00745	
	Arena 3b	700	0.00685	0.00689	0.00691	0.00691	0.00691	0.00691	0.00689	0.00685	
	Arena 3c	900	0.00637	0.00640	0.00642	0.00642	0.00642	0.00642	0.00640	0.00637	

Tabla A.5 Cálculo de matriz de módulos de deformación en sentido transversal
Para edificio de 5 pisos

Desplante cimentación		600	cm							
Datos de la banda		largo 2B =	2400	cm						
		B =	1200	cm						
		λ =	200	cm						
ESFUERZOS EN FAJA		1 Y 6								
Prof. media cm	Distancia cm	Argumentos angulares para $\gamma = 4$				q_i carga kg/cm ²	σ esfuerzo kg/cm ²			
		α_0	ψ_1	ψ_2	(l) _i kg/cm ²					
a)	100	0.00	1.488	0.785	-0.785	0.884	0.600	0.530		
	100	200.00	1.387	1.249	0.785	0.056	0.600	0.034		
	100	400.00	1.240	1.373	1.249	0.002	0.600	0.001		
	100	600.00	1.102	1.429	1.373	0.000	0.600	0.000		
	100	800.00	0.979	1.460	1.429	0.000	0.600	0.000		
	100	1000.00	0.874	1.480	1.460	0.000	0.600	0.000		
							0.565			
MATRIZ DE ESFUERZOS POR EDIFICIO								σ	Esfuerzos de sobrecarga σ_{sz} kg/cm ²	
Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm ²	Faja 2 kg/cm ²	Faja 3 kg/cm ²	Faja 4 kg/cm ²	Faja 5 kg/cm ²	Faja 6 kg/cm ²			
b)	Arena 2c	100	0.565	0.599	0.600	0.600	0.599	0.565	0.705	
	Arena 2d	300	0.437	0.564	0.588	0.588	0.564	0.437	0.855	
	Arena 3a	500	0.381	0.502	0.548	0.548	0.502	0.381	1.010	
	Arena 3b	700	0.346	0.442	0.489	0.489	0.442	0.346	1.170	
	Arena 3c	900	0.314	0.387	0.426	0.426	0.387	0.314	1.330	
MATRIZ DE ESFUERZOS								$(\sigma_{sz} + \sigma_{exc} + \sigma)$		
Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm ²	Faja 2 kg/cm ²	Faja 3 kg/cm ²	Faja 4 kg/cm ²	Faja 5 kg/cm ²	Faja 6 kg/cm ²	Ley fenomenológica		
								$C_s \cdot (1 + \kappa_v)$	ns	
c)	Arena 2c	100	0.630	0.625	0.625	0.625	0.625	0.630	0.0104	0.55
	Arena 2d	300	0.797	0.780	0.777	0.777	0.780	0.797	0.0104	0.55
	Arena 3a	500	0.959	0.943	0.937	0.937	0.943	0.959	0.0073	0.52
	Arena 3b	700	1.124	1.111	1.105	1.105	1.111	1.124	0.0073	0.52
	Arena 3c	900	1.288	1.278	1.273	1.273	1.278	1.288	0.0073	0.52
MATRIZ DE MÓDULOS DE DEFORMACIÓN UNITARIA								$M_z = C_s \cdot \sigma_z^{-n} (1 + \kappa_v)$		
Estrato	Prof. media	Faja 1 Mz	Faja 2 Mz	Faja 3 Mz	Faja 4 Mz	Faja 5 Mz	Faja 6 Mz			
d)	Arena 2c	100	0.01341	0.01346	0.01346	0.01346	0.01346	0.01341		
	Arena 2d	300	0.01178	0.01192	0.01195	0.01195	0.01192	0.01178		
	Arena 3a	500	0.00744	0.00751	0.00753	0.00753	0.00751	0.00744		
	Arena 3b	700	0.00685	0.00689	0.00691	0.00691	0.00689	0.00685		
	Arena 3c	900	0.00638	0.00641	0.00642	0.00642	0.00641	0.00638		

**Tabla A.6 Interacción suelo estructura sentido longitudinal
Para edificio de 5 pisos**

Desplante cimentación		600.00 cm							
Datos de la banda		largo 2B = 1200.00 cm							
		B = 600.00 cm							
		$\lambda = 300.00$ cm							
PARA FAJA		1 Y 8							
Coordenada al centro dovela (x) en cm		0							
Estrato	Prof. media cm	H cm	Argumentos angulares para $\chi = 4$				Mz cm ² /kg	(Alpha) α cm ² /kg	Despla. unitario corregido
			α_0	ψ_1	ψ_2	(I) _i kg/cm ²			
a) Arena 2c	100	200	1.406	0.983	-0.983	0.960	0.0134	2.688	2.581
Arena 2d	300	200	1.107	0.464	-0.464	0.622	0.0118	2.365	1.471
Arena 3a	500	200	0.876	0.291	-0.291	0.401	0.0074	1.490	0.597
Arena 3b	700	200	0.709	0.211	-0.211	0.275	0.0068	1.369	0.376
Arena 3c	900	200	0.588	0.165	-0.165	0.196	0.0064	1.274	0.250
		1000	OK				OK		5.276

MATRIZ DE FLEXIBILIDAD TRANSPUESTA DEL SUELO								[δ_{ij}]	cm ² /Kg
	0	300	600	900	1200	1500	1800	2100	
	Faja 1	Faja 2	Faja 3	Faja 4	Faja 5	Faja 6	Faja 7	Faja 8	
b) F1	5.276	1.187	0.292	0.087	0.029	0.011	0.005	0.002	
F2	1.178	5.302	1.189	0.292	0.087	0.029	0.011	0.005	
F3	0.289	1.187	5.306	1.189	0.292	0.087	0.029	0.011	
F4	0.086	0.291	1.189	5.307	1.189	0.292	0.087	0.029	
F5	0.029	0.087	0.292	1.189	5.307	1.189	0.291	0.086	
F6	0.011	0.029	0.087	0.292	1.189	5.306	1.187	0.289	
F7	0.005	0.011	0.029	0.087	0.292	1.189	5.302	1.178	
F8	0.002	0.005	0.011	0.029	0.087	0.292	1.187	5.276	

MATRIZ REDUCIDA POR SIMETRÍA				q _i	DESPLAZAMIENTO VERTICAL	
	[δ_{ij}]			kg/cm ²	cm	
	C1	C2	C3	C4		
c) F1	5.278	1.192	0.303	0.117	0.600	4.134
F2	1.183	5.313	1.218	0.379	0.600	= 4.856
F3	0.300	1.216	5.393	1.482	0.600	5.035
F4	0.116	0.378	1.481	6.496	0.600	5.083
			Valor medio	0.600		4.777

MATRIZ INVERSA				[δ_{ij}] ⁻¹ kg/cm ²	CIMENTACIÓN RÍGIDA			
	C1	C2	C3	C4	δ' cm	q' _i kg/cm ²	corrección q' _i /q' _{i medio}	q _i kg/cm ²
d) F1	0.200	-0.044	-0.001	-0.001	4.777	0.732	1.209	0.725
F2	-0.044	0.208	-0.044	-0.001	4.777	0.567	0.936	0.561
F3	-0.001	-0.044	0.208	-0.045	4.777	0.563	0.929	0.558
F4	-0.001	-0.001	-0.045	0.164	4.777	0.561	0.926	0.556
			Valores medios		0.606	1.000		0.600

Tabla A.7 Interacción suelo estructura sentido transversal
Para edificio de 5 pisos

Desplante cimentación		600.00 cm							
Datos de la banda		largo 2B = 2400.00 cm							
		B = 1200.00 cm							
		$\lambda = 200.00$ cm							
PARA FAJA 1 Y 6									
Coordenada al centro dovela (x) en cm 0									
Estrato	Prof. media cm	H cm	Argumentos angulares para $\gamma = 4$				Mz cm ² /kg	(Alpha) α cm ² /kg	Despla. unitario corregido
			α_0	ψ_1	ψ_2	(I) kg/cm ²			
a) Arena 2c	100	200	1.488	0.785	-0.785	0.884	0.0134	2.681	2.370
Arena 2d	300	200	1.326	0.322	-0.322	0.458	0.0118	2.356	1.080
Arena 3a	500	200	1.176	0.197	-0.197	0.290	0.0074	1.488	0.431
Arena 3b	700	200	1.043	0.142	-0.142	0.208	0.0069	1.370	0.285
Arena 3c	900	200	0.927	0.111	-0.111	0.160	0.0064	1.276	0.204
		1000	OK				OK		4.370

MATRIZ DE FLEXIBILIDAD TRANSPUESTA DEL SUELO							$[\delta_{ij}]$	cm ² /Kg
		0	200	400	600	800	1000	
		Faja	Faja	Faja	Faja	Faja	Faja	
		1	2	3	4	5	6	
b)	F ₁	4.370	1.386	0.518	0.228	0.108	0.053	
	F ₂	1.374	4.398	1.389	0.518	0.228	0.107	
	F ₃	0.513	1.386	4.404	1.389	0.517	0.226	
	F ₄	0.226	0.517	1.389	4.404	1.386	0.513	
	F ₅	0.107	0.228	0.518	1.389	4.398	1.374	
	F ₆	0.053	0.108	0.228	0.518	1.386	4.370	

MATRIZ REDUCIDA POR SIMETRÍA				$[\delta_{ij}]$	cm ² /kg
		C ₁	C ₂	C ₃	
c)	F ₁	4.423	1.493	0.746	
	F ₂	1.481	4.626	1.907	
	F ₃	0.739	1.902	5.793	

MATRIZ INVERSA			$[\delta_{ij}]^{-1}$ kg/cm ²	$\delta' = +1$	CONFIGURACIÓN TRANSVERSAL	relación	
		C ₁	C ₂	C ₃	cm	kg/cm ²	qm/qa
d)	F ₁	0.254	-0.079	-0.007	1.000	0.168	qm 1.269
	F ₂	-0.079	0.275	-0.080	1.000	0.116	0.875
	F ₃	-0.007	-0.080	0.200	1.000	0.113	0.856
Valores promedios						0.132	qa 1.000
							relació

ESFUERZOS EN EL SUELO EN 1/4 DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN							kg/cm ²		
			Factor	F ₁	F ₂	F ₃	F ₄	Sentido largo	
		qm	qm/qa	0.725	0.561	0.558	0.556	kg/cm ²	
e)	Sentido corto	F ₁	0.168	1.269	0.921	0.713	0.708	0.705	0.762
		F ₂	0.116	0.875	0.635	0.491	0.488	0.486	0.525
		F ₃	0.113	0.856	0.621	0.480	0.477	0.475	0.513
		qa	0.132			media	0.600	kg/cm ²	

CONDICIONES DINÁMICAS

Tabla A.8 Cálculo de matriz de módulos dinámicos de rigidez en sentido transversal Para edificio de 5 pisos

Desplante cimentación		600	cm							
Datos de la banda		largo 2B =	2400	cm						
		B =	1200	cm						
		λ =	200	cm						
ESFUERZOS EN FAJA		1 Y 6								
Prof. media cm	Distancia cm	Argumentos angulares para γ = 4				qi carga kg/cm²	σ esfuerzo kg/cm²			
		α0	ψ1	ψ2	(I)i kg/cm²					
a)	100	0.00	1.488	0.785	-0.785	0.884	0.762	0.673		
	100	200.00	1.387	1.249	0.785	0.056	0.525	0.029		
	100	400.00	1.240	1.373	1.249	0.002	0.513	0.001		
	100	600.00	1.102	1.429	1.373	0.000	0.513	0.000		
	100	800.00	0.979	1.460	1.429	0.000	0.525	0.000		
	100	1000.00	0.874	1.480	1.460	0.000	0.762	0.000		
							0.704			
MATRIZ DE ESFUERZOS POR EDIFICIO								σ		
Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm²	Faja 2 kg/cm²	Faja 3 kg/cm²	Faja 4 kg/cm²	Faja 5 kg/cm²	Faja 6 kg/cm²	Esfuerzos de sobrecarga σoz kg/cm²		
b)	Arena 2c	100	0.704	0.537	0.514	0.514	0.537	0.704	0.705	
	Arena 2d	300	0.490	0.541	0.519	0.519	0.541	0.490	0.855	
	Arena 3a	500	0.402	0.487	0.502	0.502	0.487	0.402	1.010	
	Arena 3b	700	0.353	0.430	0.461	0.461	0.430	0.353	1.170	
	Arena 3c	900	0.316	0.378	0.409	0.409	0.378	0.316	1.330	
MATRIZ DE ESFUERZOS								σoz+σexc+σ		
Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm²	Faja 2 kg/cm²	Faja 3 kg/cm²	Faja 4 kg/cm²	Faja 5 kg/cm²	Faja 6 kg/cm²	Ley fenomenológica		
								Cd	nd	
c)	Arena 2c	100	0.768	0.563	0.540	0.540	0.563	0.768	285	0.76
	Arena 2d	300	0.850	0.757	0.708	0.708	0.757	0.850	285	0.76
	Arena 3a	500	0.980	0.929	0.892	0.892	0.929	0.980	350	0.52
	Arena 3b	700	1.131	1.100	1.077	1.077	1.100	1.131	350	0.52
	Arena 3c	900	1.290	1.269	1.255	1.255	1.269	1.290	350	0.52
MATRIZ DE MÓDULOS DINÁMICOS DE RIGIDEZ								kg/cm²		
Estrato	Prof. media	Faja 1 μz	Faja 2 μz	Faja 3 μz	Faja 4 μz	Faja 5 μz	Faja 6 μz	$\mu_z = C_d \cdot \sigma_z^{n_d}$		
d)	Arena 2c	100	233.23	184.14	178.33	178.33	184.14	233.23		
	Arena 2d	300	251.95	230.74	219.19	219.19	230.74	251.95		
	Arena 3a	500	346.31	336.78	329.75	329.75	336.78	346.31		
	Arena 3b	700	373.14	367.70	363.69	363.69	367.70	373.14		
	Arena 3c	900	399.48	396.21	393.95	393.95	396.21	399.48		
MATRIZ DE MÓDULOS DINÁMICOS DE DEFORMACIÓN UNITARIA								cm²/kg		
Estrato	Prof. media	v	Faja 1 Md	Faja 2 Md	Faja 3 Md	Faja 4 Md	Faja 5 Md	Faja 6 Md	$Md = 1/\{2(1+\nu)\mu\}$	
e)	Arena 2c	100	0.25	0.0017	0.0022	0.0022	0.0022	0.0022	0.0017	
	Arena 2d	300	0.25	0.0016	0.0017	0.0018	0.0018	0.0017	0.0016	
	Arena 3a	500	0.25	0.0012	0.0012	0.0012	0.0012	0.0012	0.0012	
	Arena 3b	700	0.25	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	
	Arena 3c	900	0.25	0.0010	0.0010	0.0010	0.0010	0.0010	0.0010	

Tabla A.9 Interacción Suelo-Estructura en sentido transversal (balanceo por viento)
Para edificio de 5 pisos

Desplante cimentación		600.00 cm								
Datos de la banda		largo 2B = 2400.00 cm								
		B = 1200.00 cm								
		λ = 200.00 cm								
PARA FAJA 1 Y 6										
Coordenada al centro dovela (x) en cm 0										
Estrato	Prof. media cm	H cm	Argumentos angulares para γ = 4				Ma cm ² /kg	(Alpha) α cm ² /kg	Despla. unitario corregido	
			α ₀	ψ ₁	ψ ₂	(I) _i kg/cm ²				
a)	Arena 2c	100	200	1.488	0.785	-0.785	0.884	0.0017	0.343	0.303
	Arena 2d	300	200	1.326	0.322	-0.322	0.458	0.0016	0.318	0.146
	Arena 3a	500	200	1.176	0.197	-0.197	0.290	0.0012	0.231	0.067
	Arena 3b	700	200	1.043	0.142	-0.142	0.208	0.0011	0.214	0.045
	Arena 3c	900	200	0.927	0.111	-0.111	0.160	0.0010	0.200	0.032
		1000		OK				OK		0.593

MATRIZ DE FLEXIBILIDAD TRANSPUESTA cm ² /Kg							MATRIZ ANTI-SIMÉTRICA REDUCIDA cm ² /Kg				
b)		0	200	400	600	800	1000		C ₁	C ₂	C ₃
		Faja 1	Faja 2	Faja 3	Faja 4	Faja 5	Faja 6		F ₁	F ₂	F ₃
	F ₁	0.593	0.213	0.082	0.036	0.017	0.008		0.584	0.196	0.046
	F ₂	0.200	0.689	0.219	0.082	0.036	0.017		0.183	0.654	0.137
	F ₃	0.078	0.213	0.712	0.219	0.080	0.035		0.043	0.133	0.493
	F ₄	0.035	0.080	0.219	0.712	0.213	0.078				
	F ₅	0.017	0.036	0.082	0.219	0.689	0.200				
	F ₆	0.008	0.017	0.036	0.082	0.213	0.593				

MATRIZ INVERSA Kg/cm ²			CONFIGURACIÓN TRANSVERSAL						
c)		C ₁	C ₂	C ₃	X _i cm	Δq _i /θ kg/cm ² -rd	Δq _i /θ t/m ² -rd	X _i m	K _{ob} t/m-rd
		F ₁	1.889	-0.563	-0.018	500	773.66	7,736.61	5.00
	F ₂	-0.524	1.778	-0.447	300	226.67	2,266.72	3.00	6,800
	F ₃	-0.023	-0.430	2.151	100	74.40	743.98	1.00	744
									46,227

Parámetro de deformación angular por giro en la base **K_b = 184,909**
 Parámetro de deformación angular por giro del muro **K_w = 57,504**
PARÁMETRO DE DEFORMACIÓN ANGULAR POR GIRO TOTAL K_b + K_w = 242,413

$$K_w = d^2 * (1 + \nu) * \mu$$

Valor medio en 6.0 m de muro		μ = 1277.9 t/m ²
		d = 6.00 m
		L = 1.00 m
		ν = 0.25 Relación de Poisson
d) Momento de Volteo	Ovt = (K _b + K _w) * θ	
Altura de edificio a partir del nivel del suelo	H = 16.30 m	μ = (577.9 + 1433.9 + 1821.8) / 3 t/m ²
Superficie de fachada	S = 16.30 m ² /m	Presión del viento P = 5.18 * 10 ⁻⁶ * V ²
Presión del viento	P = 0.324 t/m ²	V = velocidad del viento en km/h
Momento	Ovt = 56.95 t-m	V = 250 km/h
Giro	θ = 0.0002 rad	P = 0.324 t/m ²

e)		O t-m/m	Dov m	Δq/θ t/m ² -rd	Δq t/m ²	Δq kg/cm ²	Ovb t-m/m	
		Losa cimentación	Ovb 43.44	5.00	7,736.6	1.82	0.182	18.18
		Muro de cimentación	Ovw 13.51	3.00	2,266.7	0.53	0.053	3.20
		Suma	Ovt 56.95	1.00	744.0	0.17	0.017	0.35
		Esfuerzo uniforme en muro		-1.00	-744.0	-0.17	-0.017	43.44
		P = 0.75 t/m ²		-3.00	-2,266.7	-0.53	-0.053	OK
			-5.00	-7,736.6	-1.82	-0.182		

Tabla A.10 Interacción Suelo-Estructura en sentido transversal (balanceo por sismo)
Para edificio de 5 pisos

Desplante cimentación		600.00 cm							
Datos de la banda		largo 2B = 2400.00 cm							
		B = 1200.00 cm							
		λ = 200.00 cm							
PARA FAJA 1 Y 6									
Coordenada al centro dovela (x) en cm									
Estrato	Prof. media cm	H cm	Argumentos angulares para γ = 4				M _d cm ² /kg	(Alpha) α cm ² /kg	Desplia. unitario corregido
			α ^o	ψ ¹	ψ ²	(I) ¹ kg/cm ²			
a) Arena 2c	100	200	1.488	0.785	-0.785	0.884	0.0017	0.343	0.303
Arena 2d	300	200	1.326	0.322	-0.322	0.458	0.0016	0.318	0.146
Arena 3a	500	200	1.176	0.197	-0.197	0.290	0.0012	0.231	0.067
Arena 3b	700	200	1.043	0.142	-0.142	0.208	0.0011	0.214	0.045
Arena 3c	900	200	0.927	0.111	-0.111	0.160	0.0010	0.200	0.032
		1000	OK				OK	0.593	

MATRIZ DE FLEXIBILIDAD TRANSPUESTA cm ² /Kg							MATRIZ ANTI-SIMÉTRICA REDUCIDA cm ² /Kg				
b)		0	200	400	600	800	1000	F ₁	C ₁	C ₂	C ₃
	Faja	Faja	Faja	Faja	Faja	Faja	Faja				
	1	2	3	4	5	6		F ₁	0.584	0.196	0.046
	F ₁	0.593	0.213	0.082	0.036	0.017	0.008	F ₂	0.183	0.654	0.137
	F ₂	0.200	0.689	0.219	0.082	0.036	0.017	F ₃	0.043	0.133	0.493
	F ₃	0.078	0.213	0.712	0.219	0.080	0.035				
	F ₄	0.035	0.080	0.219	0.712	0.213	0.078				
	F ₅	0.017	0.036	0.082	0.219	0.689	0.200				
	F ₆	0.008	0.017	0.036	0.082	0.213	0.593				

MATRIZ INVERSA Kg/cm ²				CONFIGURACIÓN TRANSVERSAL					
c)		C ₁	C ₂	C ₃	X _i	Δq/θ	Δq/θ	X _i	K _{eb}
					cm	kg/cm ² -rd	t/m ² -rd	m	t/m-rd
	F ₁	1.889	-0.563	-0.018	500	773.66	7,736.61	5.00	38,683
	F ₂	-0.524	1.778	-0.447	300	226.67	2,266.72	3.00	6,800
	F ₃	-0.023	-0.430	2.151	100	74.40	743.98	1.00	744
									46,227

Parámetro de deformación angular por giro en la base Kb = **184,909**

Parámetro de deformación angular por giro del muro Kw = **57,504**

PARÁMETRO DE DEFORMACIÓN ANGULAR POR GIRO TOTAL Kb + Kw = **242,413**

$K_w = d^2 * (1 + \nu) * \mu$

Valor medio en 6.0 m de muro				μ = 1277.87 t/m ²	
Momento de Volteo $Ovt = (K_b + K_w) * \theta$				d = 6.00 m	Relación de Poisson
Centro de masa	hc	10.10	m	L = 1.00 m	ν = 0.25
Masa por metro lineal	M	12.23	t*seg ² /m	μ = (577.9+1433.9+1821.8)/3 t/m ²	
Periodo por rotación cimentación	Tc	0.451	seg	ANÁLISIS DINÁMICO DEL SUELO	
Periodo del edificio	Te	0.540	seg	Frecuencia circular	12.566
Periodo acoplado	To	0.703	seg	Periodo Ts en seg	0.500
Relación de periodos	To/Ts	1.407			
d) Amortiguamiento crítico cimentación	ζc	0.120			
Amortiguamiento crítico edificio	ζε	0.050			
Amortiguamiento crítico equivalente	ζo	0.086			
Factor de aceleración centro de masas	Fo	2.000	Obtenido de "DAES"		
Aceleración asignada a la superficie	As	1.000	m/seg ²		
Aceleración a 6.0 m de profundidad	Abc	0.420	m/seg ²		
Aceleración en el centro de masa	Acm	0.840	m/seg ²		
Momento de volteo	Ost = M*Acm*hc			Momento	Ost = 103.73 t-m
				Giro	θ = 0.0004 rad

e)		O	Dov	Δq/θ	Δq	Δq	Ovb	
		t-m/m	m	t/m ² -rd	t/m ²	kg/cm ²	t-m/m	
		Losa cimentación	Ovb	5.00	7,736.6	3.31	0.331	33.10
		Muro de cimentación	Ovw	3.00	2,266.7	0.97	0.097	5.82
		Suma	Ovt	1.00	744.0	0.32	0.032	0.64
		Esfuerzo uniforme en muro		-1.00	-744.0	-0.32	-0.032	79.12
	P = 1.37 t/m ²		-3.00	-2,266.7	-0.97	-0.097	OK	
			-5.00	-7,736.6	-3.31	-0.331		

CONCLUSIONES DEL CÁLCULO DEL EDIFICIO DE 5 PISOS

**Tabla A.11 Planta de cargas en 1/2 de la losa de cimentación
Para edificio de 5 pisos**

CONCLUSIONES DE ESFUERZOS DE INTERACCIÓN EN CONDICIONES ESTÁTICAS CON VIENTO Y SISMO

De tabla A.7.e

ESTÁTICAS		CARGAS UNITARIAS MEDIAS EN TONELADAS				carga media por banda
Bandas	Relación	0.725	0.561	0.558	0.556	
a) 1	1.269	0.921	0.713	0.708	0.705	0.762
2	0.875	0.635	0.491	0.488	0.486	0.525
3	0.856	0.621	0.480	0.477	0.475	0.513
4	0.856	0.621	0.480	0.477	0.475	0.513
5	0.875	0.635	0.491	0.488	0.486	0.525
6	1.269	0.921	0.713	0.708	0.705	0.762
		media		0.600		kg/cm ²

De tabla a.9.e

VIENTO		Relación				kg/cm ²
Bandas	Cargas	1.209	0.936	0.929	0.926	
b) 1	0.182	0.220	0.170	0.169	0.168	kg/cm ²
2	0.053	0.064	0.050	0.049	0.049	
3	0.017	0.021	0.016	0.016	0.016	
4	-0.017	-0.021	-0.016	-0.016	-0.016	
5	-0.053	-0.064	-0.050	-0.049	-0.049	
6	-0.182	-0.220	-0.170	-0.169	-0.168	
		media		0.000		

SUMA DE CARGA ESTÁTICA MAS VIENTO kg/cm²

Banda	1	2	3	4	C.L.
c) 1	1.140	0.883	0.877	0.874	C.L.
2	0.699	0.541	0.537	0.535	
3	C.L.	0.642	0.497	0.493	
4	0.600	0.464	0.461	0.459	
5	0.570	0.441	0.438	0.437	
6	0.701	0.543	0.539	0.537	

De tabla a.10.e

SISMO		Relación				kg/cm ²
Bandas	Cargas	1.209	0.936	0.929	0.926	
d) 1	0.331	0.400	0.310	0.308	0.307	kg/cm ²
2	0.097	0.117	0.091	0.090	0.090	
3	0.032	0.038	0.030	0.030	0.029	
4	-0.032	-0.038	-0.030	-0.030	-0.029	
5	-0.097	-0.117	-0.091	-0.090	-0.090	
6	-0.331	-0.400	-0.310	-0.308	-0.307	
TON		media		0.000		

SUMA DE CARGA ESTÁTICA MAS SISMO kg/cm²

Banda	1	2	3	4	C.L.
e) 1	1.321	1.023	1.015	1.012	C.L.
2	0.752	0.582	0.578	0.576	
3	C.L.	0.659	0.510	0.507	
4	0.582	0.451	0.448	0.446	
5	0.517	0.400	0.398	0.396	
6	0.521	0.403	0.400	0.399	

Tabla A.12 Análisis de capacidad de carga estática y sísmica, además factores de seguridad para el edificio de cinco pisos

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA		
<p>La superficie potencial de deslizamiento corta el estrato de arena 2c, que posee un ángulo de fricción de 36°, razón por la que se considera el siguiente factor de capacidad de carga, para condiciones estáticas y adicionando el viento (de figura IV.1):</p>		
	N_q	= 45
<p>Sin embargo, el ángulo de fricción interna de 36° se ve reducido por la presión sísmica del agua de poro, obteniendo el ángulo de fricción interna sísmico de 27.1°, razón por la que se considera el siguiente factores de capacidad de carga para condiciones sísmicas (de figura IV.1):</p>		
	N_{qsis}	= 16
<p>Además de lo anterior se requieren los siguientes datos, para determinar la capacidad de carga en ambos casos:</p>		
Presión total de sobrecarga a 6.0 m de profundidad	10.30 t/m ²	
Densidad relativa del suelo del estrato 2c	0.6	
CAPACIDAD DE CARGA		
Capacidad de carga en condiciones estáticas	$q_d = \sigma_z \cdot N_q \cdot (Dr + 0.1)$	q_d = 324.45 t/m²
Capacidad de carga en condiciones sísmicas	$q_{d-sis} = \sigma_z \cdot N_{q-sis} \cdot (Dr + 0.1)$	q_{d(sis)} = 115.36 t/m²
CONDICION DE ESFUERZOS		
CONDICIONES ESTÁTICAS		
Esfuerzo en orilla de cimentación		7.13 t/m²
Esfuerzo en esquina		9.21 t/m²
CONDICIONES ESTÁTICAS MAS VIENTO		
Esfuerzo en orilla de cimentación		8.83 t/m²
Esfuerzo en esquina		11.40 t/m²
CONDICIONES ESTÁTICAS MAS SISMO		
Esfuerzo en orilla de cimentación		10.23 t/m²
Esfuerzo en esquina		13.21 t/m²
FACTORES DE SEGURIDAD CONTRA FALLA LOCAL		
Factor de seguridad en condiciones estáticas		
	Orilla	45.5
	Esquina	35.2
Factor de seguridad en condiciones estáticas mas viento		
	Orilla	36.8
	Esquina	28.4
Factor de seguridad en condiciones estáticas mas sismo		
<i>Considerando una aceleración máxima en la superficie de 100 gals</i>		
	Orilla	11.3
	Esquina	8.7

APÉNDICE B**CÁLCULO COMPLETO PARA EL EDIFICIO DE DIECISIETE PISOS**

A lo largo de este apéndice se presenta el cálculo del edificio de diecisiete pisos, considerando la parte estática y el balanceo por una fuerte ráfaga de viento o bien por la acción sísmica. El apéndice está dividido en tablas, de las cuales cada una de ellas está dedicada a un cálculo específico, a continuación se indica que tipo de cálculo se realiza en cada una de ellas.

CONDICIONES ESTÁTICAS

Tabla B.1, Características de carga y altura para el edificio de 17 pisos

Tabla B.2, Cálculo de matriz de módulos de deformación en el sentido longitudinal (1a. iteración)

Tabla B.3, Cálculo de matriz de módulos de deformación en sentido transversal (1a. iteración)

Tabla B.4, Interacción suelo estructura sentido longitudinal (1a. iteración)

Tabla B.5, Interacción suelo estructura en el sentido transversal (1a. iteración)

Tabla B.6, Cálculo de matriz de módulos de deformación en el sentido longitudinal (2a. iteración)

Tabla B.7, Cálculo de matriz de módulos de deformación en sentido transversal (2a. iteración)

Tabla B.8, Interacción suelo estructura sentido longitudinal (2a. iteración)

Tabla B.9, Interacción suelo estructura en el sentido transversal (2a. iteración)

Tabla B.10, Cálculo de matriz de módulos de deformación en el sentido longitudinal (3a. iteración)

Tabla B.11, Cálculo de matriz de módulos de deformación en sentido transversal (3a. iteración)

Tabla B.12, Interacción suelo estructura sentido longitudinal (3a. iteración)

Tabla B.13, Interacción suelo estructura en el sentido transversal (3a. iteración)

CONDICIONES DINÁMICAS

Tabla B.14, Cálculo de matriz de módulos dinámicos de rigidez en sentido transversal

Tabla B.15, Interacción Suelo-Estructura en sentido transversal (balanceo por viento)

Tabla B.16, Interacción Suelo-Estructura en sentido transversal (balanceo por sismo)

CONCLUSIONES DEL EDIFICIO DE 17 PISOS

Tabla B.17, Planta de cargas en un medio de la losa de cimentación

Tabla B.18, Análisis de capacidad estática y sísmica, además de factores de seguridad

CONDICIONES ESTÁTICAS

Tabla B.1 Características de carga y altura para el edificio de 17 pisos

Cimentación de edificio	ancho	12.00	m	
	largo	24.00	m	
Peso del edificio				t/m ²
Peso de la cimentación y muros				3.00
Peso planta baja				1.50
Peso de pisos superiores	3.0 losas	1.30	t/m ² c/u	3.90
	7.0 losas	1.20	t/m ² c/u	8.40
	5.0 losas	1.15	t/m ² c/u	5.75
	2.0 losas	1.10	t/m ² c/u	2.20
				24.75
Altura del edificio				m
Altura de pisos superiores y azotea	3.2 m	16 tramos		51.20
Altura planta baja				3.50
Altura de sótano y cimentación				6.00
		Total		60.70
Centro de masas (análisis por m²)				
		t	m	t-m
		Peso	Altura	Momento
Sótano y cimentación		3.00	1.5	4.50
Planta baja		1.50	6.0	9.00
Pisos superiores	1o	1.30	9.5	12.35
	2o	1.30	12.7	16.51
	3o	1.30	15.9	20.67
	4o	1.20	19.1	22.92
	5o	1.20	22.3	26.76
	6o	1.20	25.5	30.60
	7o	1.20	28.7	34.44
	8o	1.20	31.9	38.28
	9o	1.20	35.1	42.12
	10o	1.20	38.3	45.96
	11o	1.15	41.5	47.73
	12o	1.15	44.7	51.41
	13o	1.15	47.9	55.09
	14o	1.15	51.1	58.77
	15o	1.15	54.3	62.45
	16o	1.10	57.5	63.25
Azotea	17o	1.10	60.7	66.77
	Total	24.75		709.56
	Altura centro de masas	28.67	metros	
	Masa por metro lineal	30.28	t*s²/m	
	Altura libre para viento	54.70	m	

Tabla B.2 Cálculo de matriz de módulos de deformación en el sentido longitudinal
Para edificio de 17 pisos

1a. iteración

Desplante cimentación		600 cm					
Datos de la banda		largo 2B = 1200 cm					
		B = 600 cm					
		λ = 300 cm					
ESFUERZOS EN FAJA							
1 Y 8							
Prof. media cm	Distancia cm	Argumentos angulares para $\chi = 4$				qi carga kg/cm ²	σ esfuerzo kg/cm ²
		α0	ψ1	ψ2	(I) ² kg/cm ²		
100	0.00	1.406	0.983	-0.983	0.960	2.508	2.408
100	300.00	1.086	1.352	0.983	0.019	1.942	0.038
100	600.00	0.779	1.438	1.352	0.000	1.928	0.001
100	900.00	0.585	1.476	1.438	0.000	1.921	0.000
100	1200.00	0.462	1.497	1.476	0.000	1.921	0.000
100	1500.00	0.380	1.510	1.497	0.000	1.928	0.000
100	1800.00	0.321	1.520	1.510	0.000	1.942	0.000
100	2100.00	0.278	1.526	1.520	0.000	2.508	0.000
							2.447

MATRIZ DE ESFUERZOS POR EDIFICIO										Esfuerzos de sobrecarga σ _{sz} kg/cm ²
Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm ²	Faja 2 kg/cm ²	Faja 3 kg/cm ²	Faja 4 kg/cm ²	Faja 5 kg/cm ²	Faja 6 kg/cm ²	Faja 7 kg/cm ²	Faja 8 kg/cm ²	
b) Arena 2c	100	2.447	1.951	1.928	1.921	1.921	1.928	1.951	2.447	0.705
Arena 2d	300	1.910	1.963	1.898	1.889	1.889	1.898	1.963	1.910	0.855
Arena 3a	500	1.512	1.789	1.781	1.774	1.774	1.781	1.789	1.512	1.010
Arena 3b	700	1.232	1.530	1.590	1.598	1.598	1.590	1.530	1.232	1.170
Arena 3c	900	1.022	1.282	1.378	1.403	1.403	1.378	1.282	1.022	1.330

MATRIZ DE ESFUERZOS (σ _{sz} +σ _{szc} +σ)											
Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm ²	Faja 2 kg/cm ²	Faja 3 kg/cm ²	Faja 4 kg/cm ²	Faja 5 kg/cm ²	Faja 6 kg/cm ²	Faja 7 kg/cm ²	Faja 8 kg/cm ²	Ley fenomenológica	
										Cs * (1+κ _v)	ns
c) Arena 2c	100	2.485	1.976	1.953	1.946	1.946	1.953	1.976	2.485	0.0104	0.5500
Arena 2d	300	2.219	2.162	2.087	2.076	2.076	2.087	2.162	2.219	0.0104	0.5500
Arena 3a	500	2.072	2.211	2.173	2.160	2.160	2.173	2.211	2.072	0.0073	0.5200
Arena 3b	700	2.025	2.199	2.214	2.209	2.209	2.214	2.199	2.025	0.0073	0.5200
Arena 3c	900	2.033	2.192	2.238	2.246	2.246	2.238	2.192	2.033	0.0073	0.5200

MATRIZ DE MÓDULOS DE DEFORMACIÓN UNITARIA										$M_x = C_x \cdot \sigma_x^{-n} (1 + \kappa_v)$	
Estrato	Prof. media	Faja 1 Mz	Faja 2 Mz	Faja 3 Mz	Faja 4 Mz	Faja 5 Mz	Faja 6 Mz	Faja 7 Mz	Faja 8 Mz	cm ² /kg	
										Cs * (1+κ _v)	ns
d) Arena 2c	100	0.00630	0.00715	0.00719	0.00721	0.00721	0.00719	0.00715	0.00630	0.0104	0.5500
Arena 2d	300	0.00671	0.00680	0.00694	0.00696	0.00696	0.00694	0.00680	0.00671	0.0104	0.5500
Arena 3a	500	0.00498	0.00482	0.00486	0.00488	0.00488	0.00486	0.00482	0.00498	0.0073	0.5200
Arena 3b	700	0.00504	0.00483	0.00482	0.00482	0.00482	0.00482	0.00483	0.00504	0.0073	0.5200
Arena 3c	900	0.00503	0.00484	0.00479	0.00478	0.00478	0.00479	0.00484	0.00503	0.0073	0.5200

Tabla B.3 Cálculo de matriz de módulos de deformación en sentido transversal
Para edificio de 17 pisos

1a. iteración

Desplante cimentación		600	cm					
Datos de la banda		largo 2B =	2400 cm					
		B =	1200 cm					
		λ =	200 cm					
ESFUERZOS EN FAJA		1 Y 6						
Prof. media cm	Distancia cm	Argumentos angulares para $\chi = 4$				qi carga kg/cm ²	σ esfuerzo kg/cm ²	
		α0	ψ1	ψ2	(I) _i kg/cm ²			
a)	100	0.00	1.488	0.785	-0.785	0.884	2.634	2.328
	100	200.00	1.387	1.249	0.785	0.056	1.815	0.102
	100	400.00	1.240	1.373	1.249	0.002	1.776	0.003
	100	600.00	1.102	1.429	1.373	0.000	1.776	0.000
	100	800.00	0.979	1.460	1.429	0.000	1.815	0.000
	100	1000.00	0.874	1.480	1.460	0.000	2.634	0.000
							2.433	

MATRIZ DE ESFUERZOS POR EDIFICIO								Esfuerzos de sobrecarga σ _{sz} kg/cm ²	
Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm ²	Faja 2 kg/cm ²	Faja 3 kg/cm ²	Faja 4 kg/cm ²	Faja 5 kg/cm ²	Faja 6 kg/cm ²		
b)	Arena 2c	100	2.433	1.855	1.779	1.779	1.855	2.433	0.705
	Arena 2d	300	1.695	1.871	1.796	1.796	1.871	1.695	0.855
	Arena 3a	500	1.390	1.685	1.737	1.737	1.685	1.390	1.010
	Arena 3b	700	1.221	1.488	1.593	1.593	1.488	1.221	1.170
	Arena 3c	900	1.091	1.307	1.414	1.414	1.307	1.091	1.330

MATRIZ DE ESFUERZOS (σ _{sz} +σ _{exc} +σ)										
Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm ²	Faja 2 kg/cm ²	Faja 3 kg/cm ²	Faja 4 kg/cm ²	Faja 5 kg/cm ²	Faja 6 kg/cm ²	Ley fenomenológica		
								C _s * (1+κ _v)	ns	
c)	Arena 2c	100	2.498	1.882	1.804	1.804	1.882	2.498	0.0104	0.55
	Arena 2d	300	2.055	2.087	1.984	1.984	2.087	2.055	0.0104	0.55
	Arena 3a	500	1.968	2.126	2.127	2.127	2.126	1.968	0.0073	0.52
	Arena 3b	700	1.999	2.157	2.209	2.209	2.157	1.999	0.0073	0.52
	Arena 3c	900	2.065	2.199	2.260	2.260	2.199	2.065	0.0073	0.52

MATRIZ DE MÓDULOS DE DEFORMACIÓN UNITARIA								$M_z = C_s \cdot \sigma_z^{-n_s} (1 + \kappa_v)$	
Estrato	Prof. media cm	Faja 1 Mz	Faja 2 Mz	Faja 3 Mz	Faja 4 Mz	Faja 5 Mz	Faja 6 Mz	cm ² /kg	
								C _s * (1+κ _v)	ns
d)	Arena 2c	100	0.00628	0.00734	0.00751	0.00751	0.00734	0.00628	
	Arena 2d	300	0.00699	0.00693	0.00713	0.00713	0.00693	0.00699	
	Arena 3a	500	0.00512	0.00492	0.00492	0.00492	0.00492	0.00512	
	Arena 3b	700	0.00508	0.00488	0.00482	0.00482	0.00488	0.00508	
	Arena 3c	900	0.00499	0.00483	0.00476	0.00476	0.00483	0.00499	

Tabla B.4 Interacción suelo estructura sentido longitudinal
Para edificio de 17 pisos

1a. iteración

Desplante cimentación		600.00 cm							
Datos de la banda		largo 2B = 1200.00 cm							
		B = 600.00 cm							
		$\lambda = 300.00$ cm							
PARA FAJA 1 Y 8									
Coordenada al centro dovela (x) en cm 0									
Estrato	Prof. media cm	H cm	Argumentos angulares para $\chi = 4$				Mz cm ² /kg	(Alpha) α cm ³ /kg	Despla. unitario corregido
			α_0	ψ_1	ψ_2	(I) _i kg/cm ²			
a) Arena 2c	100	200	1.406	0.983	-0.983	0.960	0.0063	1.260	1.210
Arena 2d	300	200	1.107	0.464	-0.464	0.622	0.0067	1.341	0.834
Arena 3a	500	200	0.876	0.291	-0.291	0.401	0.0050	0.997	0.400
Arena 3b	700	200	0.709	0.211	-0.211	0.275	0.0050	1.009	0.277
Arena 3c	900	200	0.588	0.165	-0.165	0.196	0.0050	1.007	0.198
		1000	OK				OK	2.918	

MATRIZ DE FLEXIBILIDAD TRANSPUESTA DEL SUELO									
		0	300	600	900	1200	1500	1800	2100
		Faja 1	Faja 2	Faja 3	Faja 4	Faja 5	Faja 6	Faja 7	Faja 8
b)	F ₁	2.918	0.765	0.201	0.061	0.021	0.008	0.003	0.002
	F ₂	0.778	3.060	0.769	0.201	0.061	0.021	0.008	0.004
	F ₃	0.208	0.765	3.086	0.770	0.201	0.061	0.021	0.008
	F ₄	0.064	0.201	0.769	3.093	0.770	0.201	0.062	0.022
	F ₅	0.022	0.062	0.201	0.770	3.093	0.769	0.201	0.064
	F ₆	0.008	0.021	0.061	0.201	0.770	3.086	0.765	0.208
	F ₇	0.004	0.008	0.021	0.061	0.201	0.769	3.060	0.778
	F ₈	0.002	0.003	0.008	0.021	0.061	0.201	0.765	2.918

MATRIZ REDUCIDA POR SIMETRÍA					q _i	DESPLAZAMIENTO VERTICAL	
		[δ_{ij}] cm ³ /kg				kg/cm ²	cm
		C ₁	C ₂	C ₃	C ₄		
c)	F ₁	2.920	0.768	0.208	0.082	2.508	9.376
	F ₂	0.782	3.068	0.790	0.262	1.942	9.945
	F ₃	0.216	0.786	3.148	0.971	1.928	10.002
	F ₄	0.086	0.262	0.969	3.863	1.921	10.015
Valor medio						2.075	9.835

MATRIZ INVERSA					CIMENTACIÓN RÍGIDA				
		[δ_{ij}] ⁻¹ kg/cm ³				δ'	q' _i	corrección	q _i
		C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	cm	kg/cm ²	q' _i / q' _i medio	kg/cm ²
d)	F ₁	0.367	-0.092	-0.001	-0.001	9.835	2.687	1.290	2.676
	F ₂	-0.093	0.372	-0.087	-0.001	9.835	1.873	0.899	1.865
	F ₃	-0.002	-0.086	0.366	-0.086	9.835	1.891	0.908	1.883
	F ₄	-0.001	-0.002	-0.086	0.281	9.835	1.885	0.904	1.876
Valores medios						2.084	1.000		2.075

Tabla B.5 Interacción suelo estructura en el sentido transversal
Para edificio de 17 pisos

1a. iteración

Desplante cimentación		600.00 cm								
Datos de la banda		largo 2B = 1200.00 cm								
		B = 600.00 cm								
		$\lambda = 200.00$ cm								
PARA FAJA		1 Y 6								
Coordenada al centro dovela (x) en cm		0								
Estrato	Prof. media cm	H cm	Argumentos angulares para $\gamma = 4$				Mz cm ² /kg	(Alpha) α cm ² /kg	Despla. unitario corregido	
			α_0	ψ^1	ψ^2	(I) _i kg/cm ²				
a)	Arena 2c	100	200	1.406	0.785	-0.785	0.884	0.0063	1.257	1.111
	Arena 2d	300	200	1.107	0.322	-0.322	0.456	0.0070	1.399	0.637
	Arena 3a	500	200	0.876	0.197	-0.197	0.278	0.0051	1.024	0.284
	Arena 3b	700	200	0.709	0.142	-0.142	0.187	0.0051	1.016	0.190
	Arena 3c	900	200	0.588	0.111	-0.111	0.133	0.0050	0.999	0.132
		1000	OK					OK		2.354

MATRIZ DE FLEXIBILIDAD TRANSPUESTA DEL SUELO							[δ_{ij}]	cm ² /Kg
		0	200	400	600	800	1000	
		Faja 1	Faja 2	Faja 3	Faja 4	Faja 5	Faja 6	
b)	F ₁	2.354	0.827	0.307	0.130	0.059	0.029	
	F ₂	0.836	2.513	0.834	0.307	0.131	0.061	
	F ₃	0.317	0.827	2.558	0.834	0.308	0.135	
	F ₄	0.135	0.308	0.834	2.558	0.827	0.317	
	F ₅	0.061	0.131	0.307	0.834	2.513	0.836	
	F ₆	0.029	0.059	0.130	0.307	0.827	2.354	

MATRIZ REDUCIDA POR SIMETRÍA				[δ_{ij}]	cm ² /kg
		C ₁	C ₂	C ₃	
c)	F ₁	2.383	0.886	0.437	
	F ₂	0.897	2.644	1.141	
	F ₃	0.452	1.135	3.392	

MATRIZ INVERSA		[δ_{ij}] ⁻¹ kg/cm ²	δ^{*+1}	CONFIGURACION TRANSVERSAL	relación qm/qa
		C ₁	C ₂	C ₃	
d)	F ₁	0.480	-0.157	-0.009	1.000
	F ₂	-0.158	0.494	-0.146	1.000
	F ₃	-0.011	-0.144	0.345	1.000
		Valores promedios		0.231	qa
					relació

ESFUERZOS EN EL SUELO EN 1/4 DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN							kg/cm ²	
		Factor qm	qm/qa	F ₁	F ₂	F ₃	F ₄	Sentido largo kg/cm ²
e)				2.676	1.865	1.883	1.876	
	Sentido corto	F1	0.314	1.359	3.637	2.535	2.560	2.551
		F2	0.190	0.821	2.198	1.532	1.547	1.541
		F3	0.189	0.819	2.192	1.527	1.543	1.537
		qa	0.231			media	2.075	kg/cm ²

Tabla B.6 Cálculo de matriz de módulos de deformación en sentido longitudinal
Para edificio de 17 pisos

2a. iteración

Desplante cimentación		600 cm						
Datos de la banda		largo 2B = 1200 cm						
		B = 600 cm						
		λ = 300 cm						
ESFUERZOS EN FAJA 1 Y 8								
Prof. media cm	Distancia cm	Argumentos angulares para $\chi = 4$				qi carga kg/cm ²	σ esfuerzo kg/cm ²	
		α0	ψ1	ψ2	(l)i kg/cm ²			
a)	100	0.00	1.406	0.983	-0.983	0.960	2.676	2.569
	100	300.00	1.086	1.352	0.983	0.019	1.865	0.036
	100	600.00	0.779	1.438	1.352	0.000	1.883	0.001
	100	900.00	0.585	1.476	1.438	0.000	1.876	0.000
	100	1200.00	0.462	1.497	1.476	0.000	1.876	0.000
	100	1500.00	0.380	1.510	1.497	0.000	1.883	0.000
	100	1800.00	0.321	1.520	1.510	0.000	1.865	0.000
	100	2100.00	0.278	1.526	1.520	0.000	2.676	0.000
							2.606	

MATRIZ DE ESFUERZOS POR EDIFICIO										Esfuerzos de sobrecarga σsz kg/cm ²
Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm ²	Faja 2 kg/cm ²	Faja 3 kg/cm ²	Faja 4 kg/cm ²	Faja 5 kg/cm ²	Faja 6 kg/cm ²	Faja 7 kg/cm ²	Faja 8 kg/cm ²	
b) Arena 2c	100	2.606	1.879	1.882	1.876	1.876	1.882	1.879	2.606	0.705
Arena 2d	300	2.000	1.934	1.852	1.844	1.844	1.852	1.934	2.000	0.855
Arena 3a	500	1.561	1.780	1.743	1.734	1.734	1.743	1.780	1.561	1.010
Arena 3b	700	1.260	1.527	1.562	1.564	1.564	1.562	1.527	1.260	1.170
Arena 3c	900	1.038	1.280	1.358	1.376	1.376	1.358	1.280	1.038	1.330

MATRIZ DE ESFUERZOS (σsz+σszc+σ)											
Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm ²	Faja 2 kg/cm ²	Faja 3 kg/cm ²	Faja 4 kg/cm ²	Faja 5 kg/cm ²	Faja 6 kg/cm ²	Faja 7 kg/cm ²	Faja 8 kg/cm ²	Ley fenomenológica	
										Cs * (1+κv)	ns
c) Arena 2c	100	2.644	1.905	1.907	1.901	1.901	1.907	1.905	2.644	0.0104	0.55
Arena 2d	300	2.310	2.133	2.041	2.032	2.032	2.041	2.133	2.310	0.0104	0.55
Arena 3a	500	2.121	2.202	2.135	2.120	2.120	2.135	2.202	2.121	0.0073	0.52
Arena 3b	700	2.052	2.196	2.186	2.175	2.175	2.186	2.196	2.052	0.0073	0.52
Arena 3c	900	2.049	2.190	2.219	2.220	2.220	2.219	2.190	2.049	0.0073	0.52

MATRIZ DE MÓDULOS DE DEFORMACIÓN UNITARIA										$M_z = C_z \cdot \sigma_z^{-n_z} (1 + \kappa_v)$	
Estrato	Prof. media	Faja 1	Faja 2	Faja 3	Faja 4	Faja 5	Faja 6	Faja 7	Faja 8		
		Mz									
d) Arena 2c	100	0.00609	0.00729	0.00729	0.00730	0.00730	0.00729	0.00729	0.00609		
Arena 2d	300	0.00656	0.00685	0.00702	0.00704	0.00704	0.00702	0.00685	0.00656		
Arena 3a	500	0.00492	0.00483	0.00491	0.00493	0.00493	0.00491	0.00483	0.00492		
Arena 3b	700	0.00501	0.00484	0.00485	0.00486	0.00486	0.00485	0.00484	0.00501		
Arena 3c	900	0.00501	0.00484	0.00481	0.00481	0.00481	0.00481	0.00484	0.00501		

Tabla B.7 Cálculo de matriz de módulos de deformación en sentido transversal
Para edificio de 17 pisos

2a. iteración

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

Desplante cimentación 600 cm
 Datos de la banda largo 2B = 2400 cm
 B = 1200 cm
 λ = 200 cm

ESFUERZOS EN FAJA

1 Y 6

Prof. media cm	Distancia cm	Argumentos angulares para $\gamma = 4$				qi carga kg/cm ²	σ esfuerzo kg/cm ²
		α0	ψ1	ψ2	(I)i kg/cm ²		
100	0.00	1.488	0.785	-0.785	0.884	2.821	2.493
100	200.00	1.387	1.249	0.785	0.056	1.705	0.096
100	400.00	1.240	1.373	1.249	0.002	1.700	0.003
100	600.00	1.102	1.429	1.373	0.000	1.700	0.000
100	800.00	0.979	1.460	1.429	0.000	1.700	0.000
100	1000.00	0.874	1.480	1.460	0.000	1.700	0.000
							2.592

MATRIZ DE ESFUERZOS POR EDIFICIO

σ

Esfuerzos de sobrecarga σos kg/cm²

Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm ²	Faja 2 kg/cm ²	Faja 3 kg/cm ²	Faja 4 kg/cm ²	Faja 5 kg/cm ²	Faja 6 kg/cm ²	
b) Arena 2c	100	2.592	1.764	1.701	1.701	1.764	2.592	0.705
Arena 2d	300	1.752	1.837	1.715	1.715	1.837	1.752	0.855
Arena 3a	500	1.406	1.653	1.653	1.653	1.653	1.406	1.010
Arena 3b	700	1.214	1.445	1.503	1.503	1.445	1.214	1.170
Arena 3c	900	1.070	1.256	1.323	1.323	1.256	1.070	1.330

MATRIZ DE ESFUERZOS

(σos + σexc + σ)

Ley fenomenológica Cs * (1+kv) ns

Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm ²	Faja 2 kg/cm ²	Faja 3 kg/cm ²	Faja 4 kg/cm ²	Faja 5 kg/cm ²	Faja 6 kg/cm ²	Ley fenomenológica	
								Cs * (1+kv)	ns
c) Arena 2c	100	2.657	1.790	1.726	1.726	1.790	2.657	0.0104	0.55
Arena 2d	300	2.112	2.053	1.904	1.904	2.053	2.112	0.0104	0.55
Arena 3a	500	1.983	2.095	2.042	2.042	2.095	1.983	0.0073	0.52
Arena 3b	700	1.992	2.115	2.119	2.119	2.115	1.992	0.0073	0.52
Arena 3c	900	2.044	2.148	2.170	2.170	2.148	2.044	0.0073	0.52

MATRIZ DE MÓDULOS DE DEFORMACIÓN UNITARIA

cm²/kg

$$M_z = C_s \cdot \sigma_z^{-n_s} (1 + \kappa_v)$$

Estrato	Prof. media	Faja 1 Mz	Faja 2 Mz	Faja 3 Mz	Faja 4 Mz	Faja 5 Mz	Faja 6 Mz
Arena 2c	100	0.00607	0.00755	0.00770	0.00770	0.00755	0.00607
Arena 2d	300	0.00689	0.00700	0.00729	0.00729	0.00700	0.00689
Arena 3a	500	0.00510	0.00496	0.00502	0.00502	0.00496	0.00510
Arena 3b	700	0.00509	0.00493	0.00493	0.00493	0.00493	0.00509
Arena 3c	900	0.00502	0.00489	0.00487	0.00487	0.00489	0.00502

Tabla B.8 Interacción suelo estructura sentido longitudinal

Para edificio de 17 pisos

2a. iteración

Desplante cimentación		600.00 cm								
Datos de la banda		largo 2B = 1200.00 cm								
		B = 600.00 cm								
		$\lambda = 300.00$ cm								
PARA FAJA 1 Y 8										
Coordenada al centro dovela (x) en cm 0										
Estrato	Prof. media cm	H cm	Argumentos angulares para $\chi = 4$				Mz cm ² /kg	(Alpha) α cm ² /kg	Despla. unitario corregido	
			α_0	ψ_1	ψ_2	(I) _i kg/cm ²				
a)	Arena 2c	100	200	1.406	0.983	-0.983	0.960	0.0061	1.218	1.169
	Arena 2d	300	200	1.107	0.464	-0.464	0.622	0.0066	1.312	0.816
	Arena 3a	500	200	0.876	0.291	-0.291	0.401	0.0049	0.985	0.395
	Arena 3b	700	200	0.709	0.211	-0.211	0.275	0.0050	1.002	0.275
	Arena 3c	900	200	0.588	0.165	-0.165	0.196	0.0050	1.003	0.197
		1000	OK					OK		2.852

MATRIZ DE FLEXIBILIDAD TRANSPUESTA DEL SUELO									
	0	300	600	900	1200	1500	1800	2100	
	Faja 1	Faja 2	Faja 3	Faja 4	Faja 5	Faja 6	Faja 7	Faja 8	
b)	F ₁	2.852	0.767	0.202	0.062	0.021	0.008	0.003	0.002
	F ₂	0.769	3.096	0.776	0.202	0.062	0.021	0.008	0.004
	F ₃	0.206	0.767	3.121	0.777	0.202	0.062	0.021	0.008
	F ₄	0.063	0.201	0.776	3.128	0.777	0.202	0.062	0.022
	F ₅	0.022	0.062	0.202	0.777	3.128	0.776	0.201	0.063
	F ₆	0.008	0.021	0.062	0.202	0.777	3.121	0.767	0.206
	F ₇	0.004	0.008	0.021	0.062	0.202	0.776	3.096	0.769
	F ₈	0.002	0.003	0.008	0.021	0.062	0.202	0.767	2.852

MATRIZ REDUCIDA POR SIMETRÍA					q _i media	DESPLAZAMIENTO VERTICAL	
		[δ_{ij}]	cm ² /kg		kg/cm ²	cm	
	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄			
c)	F ₁	2.853	0.771	0.210	0.083	2.676	9.624
	F ₂	0.772	3.104	0.797	0.264	1.865	9.849
	F ₃	0.214	0.789	3.183	0.980	1.883	9.876
	F ₄	0.085	0.263	0.977	3.905	1.876	9.887
				Valor medio	2.075		9.809

MATRIZ INVERSA					CIMENTACIÓN RÍGIDA				
		[δ_{ij}] ⁻¹ kg/cm ²				δ'	q' _i	corrección	q _i
		C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	cm	kg/cm ²	q' _i /q' _i medio	kg/cm ²
d)	F ₁	0.376	-0.093	-0.001	-0.001	9.809	2.749	1.322	2.744
	F ₂	-0.093	0.367	-0.085	-0.001	9.809	1.839	0.884	1.835
	F ₃	-0.002	-0.084	0.361	-0.085	9.809	1.869	0.899	1.865
	F ₄	-0.001	-0.002	-0.085	0.277	9.809	1.860	0.895	1.857
					Valores medios		2.079	1.000	2.075

Tabla B.9 Interacción suelo estructura sentido transversal

Para edificio de 17 pisos

2a. iteración

Desplante cimentación		600.00 cm							
Datos de la banda		largo 2B = 1200.00 cm							
		B = 600.00 cm							
		$\lambda = 200.00$ cm							
PARA FAJA 1 Y 6									
Coordenada al centro dovela (x) en cm 0									
Estrato	Prof. media cm	H cm	Argumentos angulares para $\chi = 4$				Mz cm ² /kg	(Alpha) α cm ² /kg	Despla. unitario corregido
			α_0	ψ_1	ψ_2	(I)I kg/cm ²			
a) Arena 2c	100	200	1.406	0.785	-0.785	0.884	0.0061	1.215	1.074
Arena 2d	300	200	1.107	0.322	-0.322	0.456	0.0069	1.378	0.628
Arena 3a	500	200	0.876	0.197	-0.197	0.278	0.0051	1.020	0.283
Arena 3b	700	200	0.709	0.142	-0.142	0.187	0.0051	1.018	0.190
Arena 3c	900	200	0.588	0.111	-0.111	0.133	0.0050	1.004	0.133
		1000	OK				OK		2.308

MATRIZ DE FLEXIBILIDAD TRANSPUESTA DEL SUELO							$[\delta_{ij}]$ cm ² /Kg
	0	200	400	600	800	1000	
	Faja 1	Faja 2	Faja 3	Faja 4	Faja 5	Faja 6	
b)	F1	2.308	0.837	0.314	0.133	0.060	0.029
	F2	0.829	2.561	0.853	0.314	0.132	0.061
	F3	0.317	0.837	2.617	0.853	0.311	0.135
	F4	0.135	0.311	0.853	2.617	0.837	0.317
	F5	0.061	0.132	0.314	0.853	2.561	0.829
	F6	0.029	0.060	0.133	0.314	0.837	2.308

MATRIZ REDUCIDA POR SIMETRÍA				$[\delta_{ij}]$ cm ² /Kg
	C1	C2	C3	
c)	F1	2.337	0.896	0.446
	F2	0.890	2.693	1.166
	F3	0.452	1.147	3.470

MATRIZ INVERSA		$[\delta_{ij}]^{-1}$ kg/cm ²	$\delta^{-1} = +1$	CONFIGURACIÓN TRANSVERSAL	relación			
	C1	C2	C3	cm	kg/cm ²			
d)	F1	0.490	-0.159	-0.010	1.000	0.322	qm	1.395
	F2	-0.157	0.484	-0.143	1.000	0.185		0.802
	F3	-0.012	-0.139	0.337	1.000	0.185		0.803
Valores promedios						0.231	qa	1.000
							relación	

ESFUERZOS EN EL SUELO EN 1/4 DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN							kg/cm ²		
		Factor qm	qm/qa	F1	F2	F3	F4	Sentido largo kg/cm ²	
e)	Sentido corto	F1	0.322	1.395	3.828	2.560	2.602	2.590	2.895
		F2	0.185	0.802	2.199	1.471	1.495	1.488	1.663
		F3	0.185	0.803	2.204	1.474	1.498	1.491	1.667
		qa	0.231		media			2.075	kg/cm ²

Tabla B.10 Cálculo de matriz de módulos de deformación en sentido longitudinal
Para edificio de 17 pisos

3a. iteración

Desplante cimentación		600 cm										
Datos de la banda		largo 2B = 1200 cm										
		B = 600 cm										
		λ = 300 cm										
ESFUERZOS EN FAJA		1 Y 8										
Prof. media cm	Distancia cm	Argumentos angulares para $\chi = 4$				qi carga kg/cm ²	σ esfuerzo kg/cm ²					
		α ₀	ψ ₁	ψ ₂	(I) _i kg/cm ²							
a)	100	0.00	1.406	0.983	-0.983	0.960	2.744	2.634				
	100	300.00	1.086	1.352	0.983	0.019	1.835	0.036				
	100	600.00	0.779	1.438	1.352	0.000	1.865	0.001				
	100	900.00	0.585	1.476	1.438	0.000	1.857	0.000				
	100	1200.00	0.462	1.497	1.476	0.000	1.857	0.000				
	100	1500.00	0.380	1.510	1.497	0.000	1.865	0.000				
	100	1800.00	0.321	1.520	1.510	0.000	1.835	0.000				
	100	2100.00	0.278	1.526	1.520	0.000	2.744	0.000				
							2.670					
MATRIZ DE ESFUERZOS POR EDIFICIO										Esfuerzos de sobrecarga σ _{ox} kg/cm ²		
Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm²	Faja 2 kg/cm²	Faja 3 kg/cm²	Faja 4 kg/cm²	Faja 5 kg/cm²	Faja 6 kg/cm²	Faja 7 kg/cm²	Faja 8 kg/cm²			
b)	Arena 2c	100	2.670	1.852	1.864	1.856	1.856	1.864	1.852	2.670	0.705	
	Arena 2d	300	2.038	1.924	1.833	1.825	1.825	1.833	1.924	2.038	0.855	
	Arena 3a	500	1.581	1.777	1.728	1.717	1.717	1.728	1.777	1.581	1.010	
	Arena 3b	700	1.271	1.526	1.551	1.549	1.549	1.551	1.526	1.271	1.170	
	Arena 3c	900	1.045	1.280	1.350	1.365	1.365	1.350	1.280	1.045	1.330	
MATRIZ DE ESFUERZOS (σ_{ox}+σ_{oxc}+σ)												
Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm ²	Faja 2 kg/cm ²	Faja 3 kg/cm ²	Faja 4 kg/cm ²	Faja 5 kg/cm ²	Faja 6 kg/cm ²	Faja 7 kg/cm ²	Faja 8 kg/cm ²	Ley fenomenológica		
										Cs * (1+κv)	ns	
c)	Arena 2c	100	2.709	1.877	1.889	1.881	1.881	1.889	1.877	2.709	0.0104	0.55
	Arena 2d	300	2.347	2.123	2.022	2.013	2.013	2.022	2.123	2.347	0.0104	0.55
	Arena 3a	500	2.141	2.199	2.120	2.102	2.102	2.120	2.199	2.141	0.0073	0.52
	Arena 3b	700	2.064	2.195	2.175	2.161	2.161	2.175	2.195	2.064	0.0073	0.52
	Arena 3c	900	2.055	2.189	2.211	2.209	2.209	2.211	2.189	2.055	0.0073	0.52
MATRIZ DE MÓDULOS DE DEFORMACIÓN UNITARIA										$M_z = C_s \cdot \sigma_z^{-n} (1 + \kappa_v)$		
Estrato	Prof. media	Faja 1 Mz	Faja 2 Mz	Faja 3 Mz	Faja 4 Mz	Faja 5 Mz	Faja 6 Mz	Faja 7 Mz	Faja 8 Mz			
d)	Arena 2c	100	0.00601	0.00735	0.00733	0.00734	0.00734	0.00733	0.00735	0.00601		
	Arena 2d	300	0.00650	0.00687	0.00706	0.00707	0.00707	0.00706	0.00687	0.00650		
	Arena 3a	500	0.00490	0.00483	0.00493	0.00495	0.00495	0.00493	0.00483	0.00490		
	Arena 3b	700	0.00499	0.00484	0.00486	0.00488	0.00488	0.00486	0.00484	0.00499		
	Arena 3c	900	0.00501	0.00484	0.00482	0.00482	0.00482	0.00482	0.00484	0.00501		

Tabla B. 11 Cálculo de matriz de módulos de deformación en sentido transversal
Para edificio de 17 pisos

3a. iteración

Desplante cimentación		600	cm							
Datos de la banda		largo 2B =	2400	cm						
		B =	1200	cm						
		λ =	200	cm						
ESFUERZOS EN FAJA		1 Y 6								
Prof. media cm	Distancia cm	Argumentos angulares para $\gamma = 4$				qi carga kg/cm ²	σ esfuerzo kg/cm ²			
		α_0	ψ_1	ψ_2	(l)i kg/cm ²					
a)	100	0.00	1.488	0.785	-0.785	0.884	2.895	2.559		
	100	200.00	1.387	1.249	0.785	0.056	1.663	0.093		
	100	400.00	1.240	1.373	1.249	0.002	1.667	0.003		
	100	600.00	1.102	1.429	1.373	0.000	1.667	0.000		
	100	800.00	0.979	1.460	1.429	0.000	1.667	0.000		
	100	1000.00	0.874	1.480	1.460	0.000	1.667	0.000		
							2.656			
MATRIZ DE ESFUERZOS POR EDIFICIO								σ	Esfuerzos de sobrecarga σ_{oz} kg/cm ²	
Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm ²	Faja 2 kg/cm ²	Faja 3 kg/cm ²	Faja 4 kg/cm ²	Faja 5 kg/cm ²	Faja 6 kg/cm ²			
b)	Arena 2c	100	2.656	1.729	1.668	1.668	1.729	2.656	0.705	
	Arena 2d	300	1.775	1.825	1.686	1.686	1.825	1.775	0.855	
	Arena 3a	500	1.414	1.645	1.630	1.630	1.645	1.414	1.010	
	Arena 3b	700	1.216	1.438	1.486	1.486	1.438	1.216	1.170	
	Arena 3c	900	1.069	1.249	1.309	1.309	1.249	1.069	1.330	
MATRIZ DE ESFUERZOS ($\sigma_{or} + \sigma_{exc} + \sigma$)								Ley fenomenológica		
Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm ²	Faja 2 kg/cm ²	Faja 3 kg/cm ²	Faja 4 kg/cm ²	Faja 5 kg/cm ²	Faja 6 kg/cm ²	$C_s \cdot (1 + \kappa_v)$	ns	
c)	Arena 2c	100	2.720	1.756	1.693	1.693	1.756	2.720	0.0104	0.55
	Arena 2d	300	2.135	2.041	1.874	1.874	2.041	2.135	0.0104	0.55
	Arena 3a	500	1.992	2.087	2.020	2.020	2.087	1.992	0.0073	0.52
	Arena 3b	700	1.994	2.107	2.102	2.102	2.107	1.994	0.0073	0.52
	Arena 3c	900	2.043	2.140	2.156	2.156	2.140	2.043	0.0073	0.52
MATRIZ DE MÓDULOS DE DEFORMACIÓN UNITARIA								$M_z = C_s \cdot \sigma_z^{-n_s} (1 + \kappa_v)$		
Estrato	Prof. media	Faja 1 Mz	Faja 2 Mz	Faja 3 Mz	Faja 4 Mz	Faja 5 Mz	Faja 6 Mz			
	Arena 2c	100	0.00600	0.00763	0.00778	0.00778	0.00763	0.00600		
	Arena 2d	300	0.00685	0.00702	0.00736	0.00736	0.00702	0.00685		
	Arena 3a	500	0.00509	0.00497	0.00505	0.00505	0.00497	0.00509		
	Arena 3b	700	0.00509	0.00494	0.00495	0.00495	0.00494	0.00509		
	Arena 3c	900	0.00502	0.00490	0.00488	0.00488	0.00490	0.00502		

Tabla B.12 Interacción suelo estructura sentido longitudinal

Para edificio de 17 pisos

3a. iteración

Desplante cimentación		600.00 cm							
Datos de la banda		largo 2B = 1200.00 cm							
		B = 600.00 cm							
		$\lambda = 300.00$ cm							
PARA FAJA 1 Y 8									
Coordenada al centro dovola (x) en cm 0									
Estrato	Prof. media cm	H cm	Argumentos angulares para $\chi = 4$				Mz cm ² /kg	(Alpha) α cm ² /kg	Despla. unitario corregido
			α_0	ψ_1	ψ_2	(I) _i kg/cm ²			
a) Arena 2c	100	200	1.406	0.983	-0.983	0.960	0.0060	1.202	1.154
Arena 2d	300	200	1.107	0.464	-0.464	0.622	0.0065	1.300	0.809
Arena 3a	500	200	0.876	0.291	-0.291	0.401	0.0049	0.980	0.393
Arena 3b	700	200	0.709	0.211	-0.211	0.275	0.0050	0.999	0.274
Arena 3c	900	200	0.588	0.165	-0.165	0.196	0.0050	1.001	0.197
		1000	OK				OK	2.826	

MATRIZ DE FLEXIBILIDAD TRANSPUESTA DEL SUELO									
		0	300	600	900	1200	1500	1800	2100
		Faja 1	Faja 2	Faja 3	Faja 4	Faja 5	Faja 6	Faja 7	Faja 8
b)	F ₁	2.826	0.769	0.203	0.062	0.021	0.008	0.003	0.002
	F ₂	0.765	3.110	0.778	0.203	0.062	0.021	0.008	0.003
	F ₃	0.205	0.769	3.136	0.781	0.203	0.062	0.021	0.008
	F ₄	0.063	0.201	0.778	3.144	0.781	0.203	0.062	0.022
	F ₅	0.022	0.062	0.203	0.781	3.144	0.778	0.201	0.063
	F ₆	0.008	0.021	0.062	0.203	0.781	3.136	0.769	0.205
	F ₇	0.003	0.008	0.021	0.062	0.203	0.778	3.110	0.765
	F ₈	0.002	0.003	0.008	0.021	0.062	0.203	0.769	2.826

MATRIZ REDUCIDA POR SIMETRÍA					q _i media	DESPLAZAMIENTO VERTICAL
			[δ_{ij}]	cm ² /kg		
		C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	
c)	F ₁	2.828	0.772	0.211	0.083	2.744
	F ₂	0.768	3.118	0.799	0.265	1.835
	F ₃	0.213	0.790	3.198	0.984	1.865
	F ₄	0.085	0.263	0.981	3.924	1.857
Valor medio					2.075	9.797

MATRIZ INVERSA					CIMENTACIÓN RÍGIDA				
			[δ_{ij}] ⁻¹	kg/cm ²	δ'	q' _i	corrección	q _i	
					cm	kg/cm ²	q' _i /q' _i medio	kg/cm ²	
d)	F ₁	0.379	-0.093	-0.001	-0.001	9.797	2.773	1.335	2.771
	F ₂	-0.093	0.365	-0.085	-0.001	9.797	1.825	0.879	1.824
	F ₃	-0.002	-0.083	0.360	-0.084	9.797	1.859	0.895	1.858
	F ₄	-0.002	-0.002	-0.084	0.276	9.797	1.850	0.891	1.848
Valores medios						2.077	1.000	2.075	

Tabla B.13 Interacción suelo estructura sentido transversal

Para edificio de 17 pisos

3a. iteración

Desplante cimentación		600.00 cm								
Datos de la banda		largo 2B = 1200.00 cm								
		B = 600.00 cm								
		$\lambda = 200.00$ cm								
PARA FAJA		1 Y 6								
Coordenada al centro dovela (x) en cm		0								
Estrato	Prof. media cm	H cm	Argumentos angulares para $\gamma = 4$				Mz cm ² /kg	(Alpha) α cm ² /kg	Despla. unitario corregido	
			α_0	ψ^1	ψ^2	(I) _i kg/cm ²				
	Arena 2c	100	200	1.406	0.785	-0.785	0.884	0.0060	1.199	1.060
a)	Arena 2d	300	200	1.107	0.322	-0.322	0.456	0.0068	1.370	0.624
	Arena 3a	500	200	0.876	0.197	-0.197	0.278	0.0051	1.018	0.283
	Arena 3b	700	200	0.709	0.142	-0.142	0.187	0.0051	1.017	0.190
	Arena 3c	900	200	0.588	0.111	-0.111	0.133	0.0050	1.004	0.133
			1000	OK				OK		2.289

MATRIZ DE FLEXIBILIDAD TRANSPUESTA DEL SUELO							[δ_{ij}]	cm ² /Kg
		0	200	400	600	800	1000	
		Faja 1	Faja 2	Faja 3	Faja 4	Faja 5	Faja 6	
b)	F1	2.289	0.839	0.315	0.133	0.060	0.029	
	F2	0.826	2.578	0.858	0.315	0.132	0.061	
	F3	0.316	0.839	2.641	0.858	0.311	0.135	
	F4	0.135	0.311	0.858	2.641	0.839	0.316	
	F5	0.061	0.132	0.315	0.858	2.578	0.826	
	F6	0.029	0.060	0.133	0.315	0.839	2.289	

MATRIZ REDUCIDA POR SIMETRIA				[δ_{ij}]	cm ² /Kg
		C1	C2	C3	
c)	F1	2.318	0.899	0.449	
	F2	0.887	2.711	1.174	
	F3	0.451	1.151	3.499	

MATRIZ INVERSA		[δ_{ij}] ⁻¹ kg/cm ²	$\delta' = +1$	CONFIGURACIÓN TRANSVERSAL		relación qm/qa
		C1	C2	C3	cm	kg/cm ²
d)	F1	0.494	-0.160	-0.010	1.000	0.325
	F2	-0.156	0.481	-0.141	1.000	0.183
	F3	-0.012	-0.138	0.333	1.000	0.184
					Valores promedios	0.231
						qa
						relació
						1.000

ESFUERZOS EN EL SUELO EN 1/4 DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN							kg/cm ²	
			Factor qm	F1	F2	F3	F4	Sentido largo kg/cm ²
			qm/qa	2.771	1.824	1.858	1.848	
e)	Sentido corto	F1	0.325	1.409	3.904	2.569	2.617	2.603
		F2	0.183	0.794	2.201	1.448	1.475	1.468
		F3	0.184	0.797	2.208	1.453	1.480	1.473
		qa	0.231			media	2.075	kg/cm ²

CONDICIONES DINÁMICAS

Tabla B.14 Cálculo de matriz de módulos dinámicos de rigidez en sentido transversal Para edificio de 17 pisos

Desplante cimentación		600 cm								
Datos de la banda		largo 2B = 2400 cm								
		B = 1200 cm								
		λ = 200 cm								
ESFUERZOS EN FAJA 1 Y 6										
Prof. media cm	Distancia cm	Argumentos angulares para $\chi = 4$				qi carga kg/cm ²	σ esfuerzo kg/cm ²			
		α ₀	ψ ₁	ψ ₂	(I) _i kg/cm ²					
a)	100	0.00	1.488	0.785	-0.785	0.884	2.923	2.584		
	100	200.00	1.367	1.249	0.785	0.056	1.648	0.092		
	100	400.00	1.240	1.373	1.249	0.002	1.654	0.003		
	100	600.00	1.102	1.429	1.373	0.000	1.654	0.000		
	100	800.00	0.979	1.460	1.429	0.000	1.648	0.000		
	100	1000.00	0.874	1.480	1.460	0.000	2.923	0.000		
							2.679			
MATRIZ DE ESFUERZOS POR EDIFICIO σ								Esfuerzos de sobrecarga σ _{oz} kg/cm ²		
Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm ²	Faja 2 kg/cm ²	Faja 3 kg/cm ²	Faja 4 kg/cm ²	Faja 5 kg/cm ²	Faja 6 kg/cm ²			
b)	Arena 2c	100	2.679	1.717	1.655	1.655	1.717	2.679	0.705	
	Arena 2d	300	1.785	1.824	1.687	1.687	1.824	1.785	0.855	
	Arena 3a	500	1.424	1.658	1.663	1.663	1.658	1.424	1.010	
	Arena 3b	700	1.232	1.467	1.546	1.546	1.467	1.232	1.170	
	Arena 3c	900	1.094	1.292	1.384	1.384	1.292	1.094	1.330	
MATRIZ DE ESFUERZOS σ_{oz}+σ_{exc}+σ_D										
Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm ²	Faja 2 kg/cm ²	Faja 3 kg/cm ²	Faja 4 kg/cm ²	Faja 5 kg/cm ²	Faja 6 kg/cm ²	Ley fenomenologica		
								Cd	Nd	
c)	Arena 2c	100	2.744	1.743	1.681	1.681	1.743	2.744	285	0.76
	Arena 2d	300	2.145	2.040	1.875	1.875	2.040	2.145	285	0.76
	Arena 3a	500	2.002	2.099	2.053	2.053	2.099	2.002	350	0.52
	Arena 3b	700	2.010	2.137	2.162	2.162	2.137	2.010	350	0.52
	Arena 3c	900	2.068	2.183	2.230	2.230	2.183	2.068	350	0.52
MATRIZ DE MÓDULOS DINÁMICOS DE RIGIDEZ kg/cm²										
Estrato	Prof. media	Faja 1 μz	Faja 2 μz	Faja 3 μz	Faja 4 μz	Faja 5 μz	Faja 6 μz	$\mu_z = C_d \cdot \sigma_z^2$		
d)	Arena 2c	100	613.74	434.75	422.87	422.87	434.75	613.74		
	Arena 2d	300	509.09	490.01	459.59	459.59	490.01	509.09		
	Arena 3a	500	502.09	514.70	508.70	508.70	514.70	502.09		
	Arena 3b	700	503.21	519.44	522.66	522.66	519.44	503.21		
	Arena 3c	900	510.63	525.29	531.17	531.17	525.29	510.63		
MATRIZ DE MÓDULOS DINÁMICOS DE DEFORMACIÓN cm²/kg Md = 1/(2(1+v)μ)										
Estrato	Prof. media	v	Faja 1 Md	Faja 2 Md	Faja 3 Md	Faja 4 Md	Faja 5 Md	Faja 6 Md		
e)	Arena 2c	100	0.25	0.00065	0.00092	0.00095	0.00095	0.00092	0.00065	
	Arena 2d	300	0.25	0.00079	0.00082	0.00087	0.00087	0.00082	0.00079	
	Arena 3a	500	0.25	0.00080	0.00078	0.00079	0.00079	0.00078	0.00080	
	Arena 3b	700	0.25	0.00079	0.00077	0.00077	0.00077	0.00077	0.00079	
	Arena 3c	900	0.25	0.00078	0.00076	0.00075	0.00075	0.00076	0.00078	

Tabla B.15 Interacción Suelo-Estructura en sentido transversal (balanceo por viento)
Para edificio de 17 pisos

Desplante cimentación		600.00 cm								
Datos de la banda		largo 2B = 2400.00 cm								
		B = 1200.00 cm								
		λ = 200.00 cm								
PARA FAJA 1 Y 6										
Coordenada al centro dovela (x) en cm 0										
Estrato	Prof. media cm	H cm	Argumentos angulares para γ = 4				M _d cm ² /kg	(Alpha) α cm ² /kg	Desplia. unitario corregido	
			α ₀	ψ ₁	ψ ₂	(I) _i kg/cm ²				
a)	Arena 2c	100	200	1.488	0.785	-0.785	0.884	0.00065	0.130	0.115
	Arena 2d	300	200	1.326	0.322	-0.322	0.458	0.00079	0.157	0.072
	Arena 3a	500	200	1.176	0.197	-0.197	0.290	0.00080	0.159	0.046
	Arena 3b	700	200	1.043	0.142	-0.142	0.208	0.00079	0.159	0.033
	Arena 3c	900	200	0.927	0.111	-0.111	0.160	0.00078	0.157	0.025
			1000		OK				OK	0.292

MATRIZ DE FLEXIBILIDAD TRANSPUESTA							MATRIZ ANTI-SIMÉTRICA REDUCIDA				
							cm ² /Kg				
b)		0	200	400	600	800	1000	C ₁	C ₂	C ₃	
		Faja 1	Faja 2	Faja 3	Faja 4	Faja 5	Faja 6				
	F ₁	0.292	0.125	0.053	0.025	0.012	0.006	F ₁	0.285	0.113	0.029
	F ₂	0.123	0.339	0.128	0.053	0.025	0.012	F ₂	0.111	0.314	0.074
	F ₃	0.054	0.125	0.348	0.128	0.053	0.025	F ₃	0.029	0.072	0.221
	F ₄	0.025	0.053	0.128	0.348	0.125	0.054				
	F ₅	0.012	0.025	0.053	0.128	0.339	0.123				
	F ₆	0.006	0.012	0.025	0.053	0.125	0.292				

MATRIZ INVERSA			CONFIGURACIÓN TRANSVERSAL						
			Kg/cm ²						
c)		C ₁	C ₂	C ₃	X _i	Δq _i /θ	Δq _i /θ	X _i	K _{ob}
					cm	kg/cm ² -rd	t/m ² -rd	m	t/m-rd
	F ₁	4.075	-1.460	-0.037	500	1595.98	15,959.81	5.00	79,799
	F ₂	-1.423	3.959	-1.150	300	361.12	3,611.19	3.00	10,834
	F ₃	-0.063	-1.106	4.911	100	127.54	1,275.38	1.00	1,275
									91,908

Parámetro de deformación angular por giro en la base Kb = 367,632
 Parámetro de deformación angular por giro del muro Kw = 57,504
 PARÁMETRO DE DEFORMACIÓN ANGULAR POR GIRO TOTAL Kb + Kw = 425,136

$K_w = d^2 * (1 + \nu) * \mu$

Momento de Volteo		Valor medio en 6.0 m de muro		$\mu = 1277.9 \text{ t/m}^2$	
		$Ovt = (K_b + K_w) * \theta$		$d = 6.00 \text{ m}$	
				$L = 1.00 \text{ m}$	
				$\nu = 0.25 \text{ Relación de Poisson}$	

Altura de edificio a partir del nivel del suelo		H =	54.70	m	$\mu = (577.9 + 1433.9 + 1821.8) / 3 \text{ t/m}^2$	
Superficie de fachada		S =	54.70	m ² /m	Presión del viento $P = 5.18 * 10^{-6} * V^2$	
Presión del viento		P =	0.324	t/m ²	V = velocidad del viento en km/h	
Momento		Ovt =	474.46	t-m	V = 250 km/h	
Giro		θ =	0.0011	rad	P = 0.324 t/m ²	

e)		0	Dov	Δq/θ	Δq	Δq	Ovb	
		t-m/m	m	t/m ² -rd	t/m ²	kg/cm ²	t-m/m	
		Losa cimentación	Ovb	410.3	5.00	15,959.8	17.81	178.11
		Muro de cimentación	Ovw	64.2	3.00	3,611.2	4.03	24.18
		Suma	Ovt	474.5	1.00	1,275.4	1.42	2.85
		Esfuerzo uniforme en muro			-1.00	-1,275.4	-1.42	410.28
	P = 3.57 t/m ²			-3.00	-3,611.2	-4.03	OK	
				-5.00	-15,959.8	-17.81		

Tabla B.16 Interacción Suelo-Estructura en sentido transversal (balanceo por sismo)
Para edificio de 17 pisos

Desplante cimentación		600.00 cm							
Datos de la banda		fargo 2B = 2400.00 cm							
		B = 1200.00 cm							
		λ = 200.00 cm							
PARA FAJA 1 Y 6									
Coordenada al centro dovela (x) en cm									
Estrato	Prof. media cm	H cm	Argumentos angulares para $\gamma \approx 4$				M _d cm ² /kg	(Alpha) α cm ² /kg	Despl. unitario corregido
			ω	ψ ₁	ψ ₂	(1) kg/cm ²			
a) Arena 2c	100	200	1.488	0.785	-0.785	0.884	0.00065	0.130	0.115
Arena 2d	300	200	1.326	0.322	-0.322	0.458	0.00079	0.157	0.072
Arena 3a	500	200	1.176	0.197	-0.197	0.290	0.00080	0.159	0.046
Arena 3b	700	200	1.043	0.142	-0.142	0.208	0.00079	0.159	0.033
Arena 3c	900	200	0.927	0.111	-0.111	0.160	0.00078	0.157	0.025
		1000	OK				OK		0.292

MATRIZ DE FLEXIBILIDAD TRANSPUESTA						cm ² /Kg	MATRIZ ANTI-SIMÉTRICA REDUCIDA				
b)		0	200	400	600	800	1000	cm ² /Kg			
		Faja 1	Faja 2	Faja 3	Faja 4	Faja 5	Faja 6	F ₁	C ₁	C ₂	C ₃
	F ₁	0.292	0.125	0.053	0.025	0.012	0.006	F ₂	0.285	0.113	0.029
	F ₂	0.123	0.339	0.128	0.053	0.025	0.012	F ₃	0.111	0.314	0.074
	F ₃	0.054	0.125	0.348	0.128	0.053	0.025		0.029	0.072	0.221
	F ₄	0.025	0.053	0.128	0.348	0.125	0.054				
	F ₅	0.012	0.025	0.053	0.128	0.339	0.123				
	F ₆	0.006	0.012	0.025	0.053	0.125	0.292				

MATRIZ INVERSA			Kg/cm ²	CONFIGURACIÓN TRANSVERSAL					
c)		C ₁	C ₂	C ₃	X _i cm	Δq/θ kg/cm ² -rd	Δq/θ t/m ² -rd	X _i m	K _{ob} t/m-rd
	F ₁	4.075	-1.460	-0.037	500	1595.98	15,959.8	5.00	79,799
F ₂	-1.423	3.959	-1.150	300	361.12	3,611.2	3.00	10,834	
F ₃	-0.063	-1.106	4.911	100	127.54	1,275.4	1.00	1,275	
								91,908	

Parámetro de deformación angular por giro en la base Kb = 367,632

Parámetro de deformación angular por giro del muro Kw = 57,504

PARÁMETRO DE DEFORMACIÓN ANGULAR POR GIRO TOTAL Kb + Kw = 425,136

$K_w = d^2 * (1 + \nu) * \mu$

Valor medio en 6.0 m de muro				μ = 1277.87 t/m ²	
Ovt = (Kb + Kw) * θ				d = 6.00 m	
Momento de Volteo				L = 1.00 m	
Centro de masa hc = 28.67 m				ν = 0.25 Relación de Poisson	
Masa por metro lineal M = 30.28 t*seg ² /m				μ = (577.9 + 1433.9 + 1821.8) / 3 t/m ²	
Periodo por rotación cimentación Tc = 1.520 seg				ANÁLISIS DINÁMICO DEL SUELO	
Periodo del edificio Te = 1.400 seg				Frecuencia circular = 12.566	
Periodo acoplado To = 2.067 seg				Periodo Ts en seg = 0.500	
Relación de periodos Ta/Ts = 4.133					
d) Amortiguamiento crítico cimentación ζc = 0.120					
Amortiguamiento crítico edificio ζe = 0.050					
Amortiguamiento crítico equivalente ζp = 0.095					
Factor de aceleración centro de masas Fo = 1.000	Obtenido de "DAES"				
Aceleración asignada a la superficie As = 1.000 m/seg ²					
Aceleración a 6.0 m de profundidad Abc = 0.420 m/seg ²					
Aceleración en el centro de masa Acm = 0.420 m/seg ²					
Momento de volteo Ost = M * Acm * hc	Momento Ost = 364.61 t-m				
	Giro θ = 0.0008 rad				

e)		O t-m/m	Dov m	Δq/θ t/m ² -rd	Δq t/m ²	Δq kg/cm ²	Ovb t-m/m
	Losa cimentación	Ovb	315.3	5.00	15,959.8	13.69	1,369
	Muro de cimentación	Ovw	49.3	3.00	3,611.2	3.10	0.310
	Suma	Ovt	364.6	1.00	1,275.4	1.09	0.109
	Esfuerzo uniforme en muro			-1.00	-1,275.4	-1.09	-0.109
	P = 2.74 t/m ²			-3.00	-3,611.2	-3.10	-0.310
			-5.00	-15,959.8	-13.69	-1.369	
							315.30
							OK

CONCLUSIONES DEL CÁLCULO DEL EDIFICIO DE 17 PISOS

Tabla B.17 Planta de cargas en 1/2 de la losa de cimentación
Para edificio de 17 pisos

CONCLUSIONES DE ESFUERZOS DE INTERACCIÓN EN CONDICIONES ESTÁTICAS CON VIENTO Y SISMO

De tabla B. e

ESTÁTICAS		CARGAS UNITARIAS MEDIAS EN TONELADAS				carga media por banda
Bandas	Relación	2.771	1.824	1.858	1.848	
a) 1	1.409	3.904	2.569	2.617	2.603	2.923
2	0.794	2.201	1.448	1.475	1.468	1.648
3	0.797	2.208	1.453	1.480	1.473	1.654
4	0.797	2.208	1.453	1.480	1.473	1.654
5	0.794	2.201	1.448	1.475	1.468	1.648
6	1.409	3.904	2.569	2.617	2.603	2.923
				media	2.075	kg/cm ²

De tabla B. e

VIENTO		Relación				kg/cm ²
Bandas	Cargas	1.335	0.879	0.895	0.891	
b) 1	1.781	2.378	1.565	1.594	1.586	kg/cm ²
2	0.403	0.538	0.354	0.361	0.359	
3	0.142	0.190	0.125	0.127	0.126	
4	-0.142	-0.190	-0.125	-0.127	-0.126	
5	-0.403	-0.538	-0.354	-0.361	-0.359	
6	-1.781	-2.378	-1.565	-1.594	-1.586	
				media	0.000	

SUMA DE CARGA ESTÁTICA MAS VIENTO

kg/cm²

Banda	1	2	3	4	C.L.
c) 1	6.282	4.134	4.211	4.190	C.L.
2	2.739	1.802	1.836	1.827	
3	C.L.	2.398	1.578	1.607	
4	2.019	1.328	1.353	1.346	
5	1.663	1.094	1.115	1.109	
6	1.526	1.004	1.023	1.017	

De tabla B. e

SISMO		Relación				kg/cm ²
Bandas	Cargas	1.335	0.879	0.895	0.891	
d) 1	1.369	1.828	1.203	1.226	1.219	kg/cm ²
2	0.310	0.414	0.272	0.278	0.276	
3	0.109	0.146	0.096	0.098	0.097	
4	-0.109	-0.146	-0.096	-0.098	-0.097	
5	-0.310	-0.414	-0.272	-0.278	-0.276	
6	-1.369	-1.828	-1.203	-1.226	-1.219	
TON				media	0.000	

SUMA DE CARGA ESTÁTICA MAS SISMO

kg/cm²

Banda	1	2	3	4	C.L.
e) 1	5.732	3.772	3.842	3.823	C.L.
2	2.615	1.721	1.753	1.744	
3	C.L.	2.354	1.549	1.578	
4	2.063	1.357	1.383	1.376	
5	1.787	1.176	1.198	1.192	
6	2.076	1.366	1.391	1.384	

Tabla B.18 Análisis de capacidad de carga estática y sísmica, además factores de seguridad para el edificio de diecisiete pisos

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA		
<p>La superficie potencial de deslizamiento corta el estratos de arena 2c, que posee un ángulo de fricción de 36°, razón por la que se considera el siguiente factor de capacidad de carga, para condiciones estáticas y adicionando el viento (de figura IV.1):</p>		N_q = 45
<p>Sin embargo, el ángulo de fricción interna de 36° se ve reducido por la presión sísmica del agua de poro, obteniendo el ángulo de fricción interna sísmico de 27.1°, razón por la que se considera el siguiente factores de capacidad de carga para condiciones sísmicas (de figura IV.1):</p>		N_{qsis} = 16
<p>Además de lo anterior se requieren los siguientes datos, para determinar la capacidad de carga en ambos casos:</p>		
Presión total de sobrecarga a 6.0 m de profundidad	10.30 t/m ²	
Densidad relativa del suelo del estrato 2c	0.6	
CAPACIDAD DE CARGA		
Capacidad de carga en condiciones estáticas $q_d = \sigma_z \cdot N_q \cdot (Dr + 0.1)$		q_d = 324.45 t/m²
Capacidad de carga en condiciones sísmicas $q_{d-sis} = \sigma_z \cdot N_{q-sis} \cdot (Dr + 0.1)$		q_{d(sis)} = 115.36 t/m²
CONDICIÓN DE ESFUERZOS		
CONDICIONES ESTÁTICAS		
Esfuerzo en orilla de cimentación		25.69 t/m²
Esfuerzo en esquina		39.04 t/m²
CONDICIONES ESTÁTICAS MAS VIENTO		
Esfuerzo en orilla de cimentación		41.34 t/m²
Esfuerzo en esquina		62.82 t/m²
CONDICIONES ESTÁTICAS MAS SISMO		
Esfuerzo en orilla de cimentación		37.72 t/m²
Esfuerzo en esquina		57.32 t/m²
FACTORES DE SEGURIDAD CONTRA FALLA LOCAL		
Factor de seguridad en condiciones estáticas		
	Orilla	12.63
	Esquina	8.31
Factor de seguridad en condiciones estáticas mas viento		
	Orilla	7.85
	Esquina	5.16
Factor de seguridad en condiciones estáticas mas sismo		
<i>Considerando una aceleración máxima en la superficie de 100 gals</i>		
	Orilla	3.06
	Esquina	2.01

APÉNDICE C**CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DE LA SISMO-GEODINÁMICA PARA
CONDICIONES DE CAMPO LIBRE**

A lo largo de este apéndice se presenta el cálculo de los parámetros sismo-geodinámicos necesarios para realizar la ISE considerando el balanceo de la cimentación por el efecto de el fenómeno sísmico. El apéndice está dividido en tablas, de las cuales cada una de ellas está dedicada a un cálculo específico, a continuación se indica que tipo de cálculo se realiza en cada una de ellas.

Tabla C.1, Cálculo del módulo dinámico de rigidez al cortante a partir de su ley fenomenológica

Tabla C.2, Estimación del periodo de fundamental de vibración del suelo por el método de las celeridades

Tabla C.3, Ajuste del periodo del suelo por el método de las distorsiones, analizando la onda de cortante en la masa de suelo granular estratificado

Tabla C.4, Análisis de la componente horizontal de la onda superficial en la masa de suelo granular estratificado

Tabla C.5, Determinación del ángulo aparente de fricción interna sísmico

Tabla C.1

Cálculo del módulo dinámico de rigidez al cortante a partir de su ley fenomenológica para análisis sismo-geodinámico (condiciones de campo)

	1	2	3	4	5	6	7	8
	Estrato	z	zm	d	σ_{zo} en campo kg/cm ²	Parámetros de ley		μ_z
		cm	cm	cm		Cd	nd	kg/cm ²
NAS	Arena 1	200	100	200	0.165	204	0.7	57.79
	Arena 2a	400	300	200	0.405	285	0.76	143.39
	Arena 2b	600	500	200	0.555	285	0.76	182.18
	Arena 2c	800	700	200	0.705	285	0.76	218.51
	Arena 2d	1000	900	200	0.855	285	0.76	253.01
	Arena 3a	1200	1100	200	1.010	350	0.52	351.82
	Arena 3b	1400	1300	200	1.170	350	0.52	379.77
	Arena 3c	1600	1500	200	1.330	350	0.52	405.95
OK 1600 ESTRATO DE ARENISCA (ESTRATO FIRME)								

Promedio pesado de μ de los estratos adyacentes al muro de cimentación y sótano 127.79 kg/cm²

SIMBOLOGÍA

- z profundidades a la base de cada estrato
- zm profundidades media al centro de cada estrato
- d espesores de cada estrato
- σ_{zo} esfuerzos efectivos "in situ" para la profundidad media (ver diagrama de esfuerzos in situ en figura II.1)
- Cd, nd parámetros de la ley fenomenológica, para determinar el módulo dinámico de rigidez
- μ_z módulo dinámico de rigidez calculado con la ley $\mu_z = C_d \cdot \sigma_z^{nd}$
- NAS nivel de aguas superficiales, se localiza a 2.0 m

Tabla C.2

Estimación del periodo de fundamental de vibración del suelo por el método de las celeridades

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
Estra	z	d	σ_{zo}	ω	μ	γ	ρ masa t ³ /m ⁴	v	Cz	dii/Ci $\Delta t/4$ s	Δt s	$\Sigma \Delta t$	
	m	m	t/m ²	%	t/m ²	t/m ³			m/s				
Arena 1	0.0	0.0	0.00	0.00	577.9	1.65	0.168	0.25	58.62	0.000	0.000	0.000	
Arena 1	2.0	2.0	3.30	25.00	577.9	1.65	0.168	0.25	58.62	0.034	0.136	0.136	
Arena 2a	4.0	2.0	4.80	40.00	1433.9	1.75	0.178	0.25	89.65	0.022	0.089	0.226	
Arena 2b	6.0	2.0	6.30	40.00	1821.8	1.75	0.178	0.25	101.06	0.020	0.079	0.305	
Arena 2c	8.0	2.0	7.80	40.00	2185.1	1.75	0.178	0.25	110.68	0.018	0.072	0.377	
Arena 2d	10.0	2.0	9.30	40.00	2530.1	1.75	0.178	0.25	119.09	0.017	0.067	0.444	
Arena 3a	12.0	2.0	10.90	40.00	3518.2	1.80	0.183	0.25	138.47	0.014	0.058	0.502	
Arena 3b	14.0	2.0	12.50	40.00	3797.7	1.80	0.183	0.25	143.87	0.014	0.056	0.558	
Arena 3c	16.0	2.0	14.10	40.00	4059.5	1.80	0.183	0.25	148.74	0.013	0.054	0.611	
		Σd	ESTRATO DE ARENISCA (ESTRATO FIRME)							$\Sigma di/Ci$	$\Sigma \Delta t$		
		16.00								0.153	0.611		

VALORES EN LA SUPERFICIE

- Periodo del suelo $T_s = 0.611$ s
- Frecuencia circular $p_s = 10.275$ rad
- Velocidad orbital $V_o = 0.097$ m/seg
- Aceleración orbital $a_o = 1.000$ m/seg² (Asignada a la superficie)
- Celeridad $C_o = 58.617$ m/seg²
- Deformación unitaria $\epsilon = 0.0017$

SIMBOLOGÍA

- z Profundidad
- d Espesor del estrato
- μ Rigidez dinámica del suelo
- ρ Masa unitaria
- v Relación de Poisson
- Cz Celeridad en el centro del estrato
- a_o Aceleración orbital
- V_o Velocidad orbital
- σ_z Esfuerzo efectivo promedio
- p_s Frecuencia circular

Tabla C.2

Estimación del periodo de fundamental de vibración del suelo por el método de las celeridades

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
Estrato	z	d	σ_{eo}	ω	μ	γ	ρ	v	C_z	d_i/C_i	Δt	$\Sigma \Delta t$	
	m	m	t/m ²	%	t/m ²	t/m ³	masa t*s ² /m ⁴		m/s	$\Delta t/4$ s	s	s	
Arena 1	0.0	0.0	0.00	0.00	577.9	1.65	0.168	0.25	58.62	0.000	0.000	0.000	
Arena 1	2.0	2.0	3.30	25.00	577.9	1.65	0.168	0.25	58.62	0.034	0.136	0.136	
Arena 2a	4.0	2.0	4.80	40.00	1433.9	1.75	0.178	0.25	89.65	0.022	0.089	0.226	
Arena 2b	6.0	2.0	6.30	40.00	1821.8	1.75	0.178	0.25	101.06	0.020	0.079	0.305	
Arena 2c	8.0	2.0	7.80	40.00	2185.1	1.75	0.178	0.25	110.68	0.018	0.072	0.377	
Arena 2d	10.0	2.0	9.30	40.00	2530.1	1.75	0.178	0.25	119.09	0.017	0.067	0.444	
Arena 3a	12.0	2.0	10.90	40.00	3518.2	1.80	0.183	0.25	138.47	0.014	0.058	0.502	
Arena 3b	14.0	2.0	12.50	40.00	3797.7	1.80	0.183	0.25	143.87	0.014	0.056	0.558	
Arena 3c	16.0	2.0	14.10	40.00	4059.5	1.80	0.183	0.25	148.74	0.013	0.054	0.611	
		Σd	ESTRATO DE ARENISCA (ESTRATO FIRME)							$\Sigma d_i/C_i$	$\Sigma \Delta t$		
		16.00								0.153	0.611		

VALORES EN LA SUPERFICIE

Periodo del suelo $T_s = 0.611$ s
 Frecuencia circular $p_s = 10.275$ rad
 Velocidad orbital $V_o = 0.097$ m/seg
 Aceleración orbital $a_o = 1.000$ m/seg² (Asignada a la superficie)
 Celeridad $C_o = 58.617$ m/seg²
 Deformación unitaria $\varepsilon = 0.0017$

SIMBOLOGÍA

z	Profundidad	C_z	Celeridad en el centro del estrato
d	Espesor del estrato	a_o	Aceleración orbital
μ	Rigidez dinámica del suelo	V_o	Velocidad orbital
ρ	Masa unitaria	σ_z	Esfuerzo efectivo promedio
v	Relación de Poisson	p_s	Frecuencia circular

FORMULAS

$$T_s = 4 \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{C_{si}}$$

$$C_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$$

$$\rho = \frac{\gamma(t/m^3)}{g(m/s^2)} = \frac{t*s^2}{m^4}$$

$$F_c = \frac{2\pi}{T_s}$$

$$V_o = \frac{A_o}{F_c}$$

$$\varepsilon = \frac{V_o}{C_o} \quad \text{para } \delta = 1$$

Tabla C.3

Ajuste del periodo del suelo por el método de las distorsiones, analizando la onda de cortante en la masa de suelo granular estratificado

VALORES ORBITALES EN LA SUPERFICIE														
$a_o = 1.00 \text{ m/seg}^2$			$p_s = 12.570 \text{ rad}$			$\delta = 0.006 \text{ m}$								
$C_o = 58.62 \text{ m/seg}^2$			$V_o = 0.080 \text{ m/seg}$			$T_s = 0.500 \text{ seg}$								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Estra	z	d	μ	ρ	C_z	N_i	A_i	B_i	C_i	δ	τ_{yz}	a_z	τ_{yx}	δ
	m	m	t/m ²	t*s ² /m ⁴	m/s					m	t/m ²	m/s ² *0.1	t/m ²	cm *0.1
Arena 1	0.00	0.00	577.9	0.168	58.62					0.006	0.000	10.00	0.784	6.33
Arena 1	2.00	2.00	577.9	0.168	58.62	0.046	0.912	0.003	26.576	0.006	0.322	9.12	0.715	5.77
Arena 2a	4.00	2.00	1433.9	0.178	89.65	0.020	0.961	0.001	28.186	0.005	0.628	8.07	1.027	5.11
Arena 2b	6.00	2.00	1821.8	0.178	101.06	0.015	0.970	0.001	28.186	0.004	0.893	6.75	0.969	4.27
Arena 2c	8.00	2.00	2185.1	0.178	110.68	0.013	0.975	0.001	28.186	0.003	1.108	5.31	0.834	3.36
Arena 2d	10.00	2.00	2530.1	0.178	119.09	0.011	0.978	0.001	28.186	0.002	1.271	3.82	0.646	2.42
Arena 3a	12.00	2.00	3518.2	0.183	138.47	0.008	0.984	0.001	28.992	0.002	1.389	2.63	0.531	1.66
Arena 3b	14.00	2.00	3797.7	0.183	143.87	0.008	0.985	0.001	28.992	0.001	1.464	1.44	0.302	0.91
Arena 3c	16.00	2.00	4059.5	0.183	148.74	0.007	0.986	0.000	28.992	0.000	1.496	0.29	0.063	0.18
16.00 ESTRATO DE ARENISCA (ESTRATO FIRME)														
SISMOLOGÍA														
d	Espesor del estrato					a _o	Aceleración orbital							
z	Profundidad al centro del estrato					C _z	Celeridad en el centro del estrato							
μ	Rigidez dinámica del suelo (tabla C.1)					τ_{yz}	Esfuerzo cortante en yx							
ρ	Masa unitaria					τ_{yx}	Esfuerzo cortante en yz							
δ	Desplazamiento en yz					p _s	Frecuencia circular							
						V _o	Velocidad orbital							

Figura C.1 Valores sísmicos en el perfil del suelo para la onda cortante

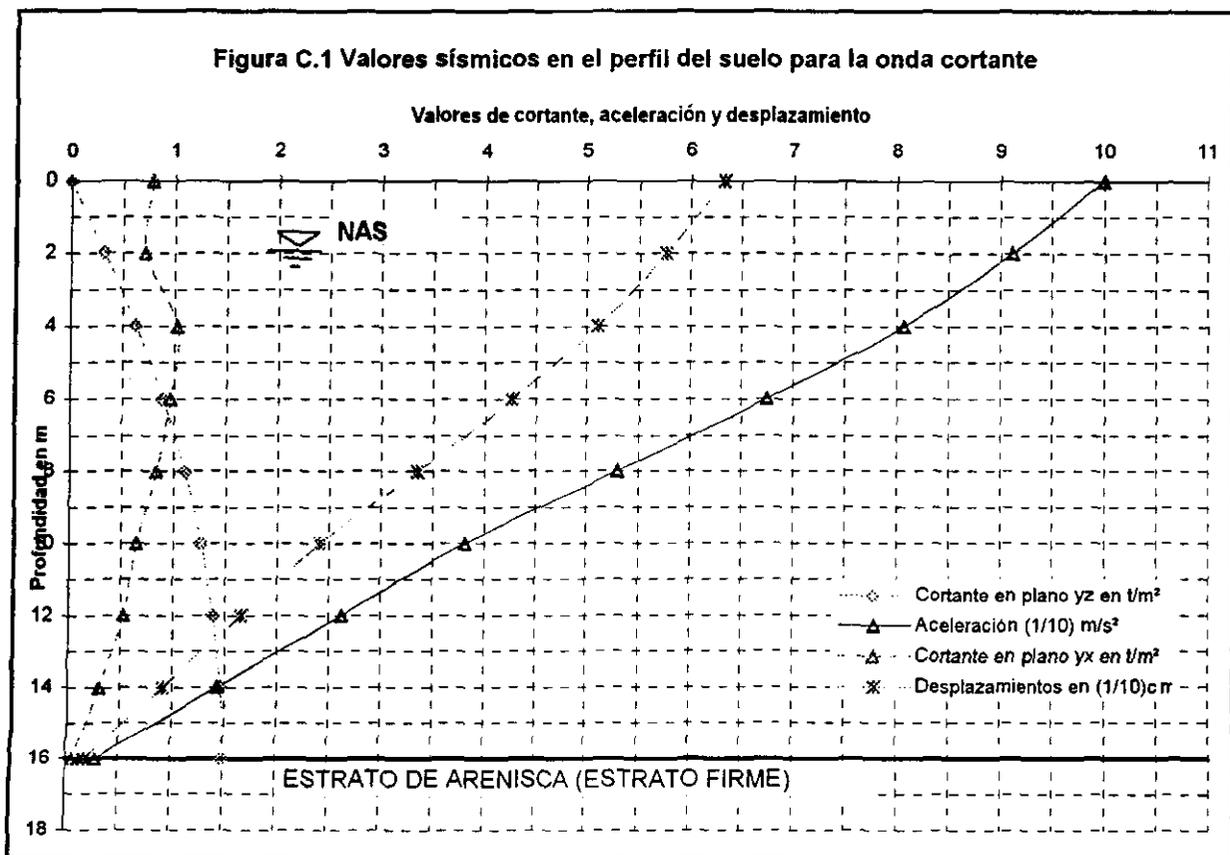


Tabla C.4
Análisis de la componente horizontal de la onda superficial en la masa de suelo granular estratificado

VALORES ORBITALES EN LA SUPERFICIE																			
$C_s = 53.93 \text{ m/seg}^2$					$a_0 = 1.00 \text{ m/seg}^2$					$p_s = 12.570 \text{ rad}$					$V_0 = 0.080$		$n/\text{seg} \cdot (\text{arena } v = 0.25)$		
					$T_s = 0.50 \text{ s}$					$\alpha = 0.0015$					$\alpha = 0.92$				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Estrato	z	d	σ_{ao}	μ	ρ	ν	C_z	$a(v)$	β_{cx}	$1/M$	r_z	r^*d	Σr^*d	ε	P_z	$\Delta \sigma$	σ_z	$a_{0.1}$	δ
	m	m	t/m^2	t/m^2	t^2s^2/m^4		m/s			t/m^2	$1/m$				t/m^2	t/m^2	t/m^2	m/s^2	$^{\circ}0.1$
Arena 1	0.0	0.0	0.0	578	0.168	0.25	53.9	0.85	0.90	1304	0.000	0.000	0.000	0.0015	1.92	0.00	1.92	10.00	6.33
Arena 1	2.0	2.0	3.3	578	0.168	0.25	53.9	0.85	0.90	1304	0.198	0.396	0.396	0.0010	1.29	0.00	1.29	6.73	4.26
Arena 2a	4.0	2.0	4.8	1434	0.178	0.25	82.5	0.85	0.90	3236	0.130	0.259	0.655	0.0008	2.48	1.30	1.17	5.19	3.29
Arena 2b	6.0	2.0	6.3	1822	0.178	0.25	93.0	0.85	0.90	4112	0.115	0.230	0.885	0.0006	2.50	1.32	1.19	4.13	2.61
Arena 2c	8.0	2.0	7.8	2185	0.178	0.25	101.8	0.85	0.90	4932	0.105	0.210	1.095	0.0005	2.43	1.28	1.15	3.35	2.12
Arena 2d	10.0	2.0	9.3	2530	0.178	0.25	109.6	0.85	0.90	5711	0.098	0.195	1.290	0.0004	2.32	1.22	1.10	2.75	1.74
Arena 3a	12.0	2.0	10.9	3518	0.183	0.25	127.4	0.85	0.90	7941	0.084	0.168	1.458	0.0003	2.73	1.43	1.29	2.33	1.47
Arena 3b	14.0	2.0	12.5	3798	0.183	0.25	132.4	0.85	0.90	8572	0.081	0.161	1.619	0.0003	2.50	1.32	1.19	1.98	1.25
Arena 3c	16.0	2.0	14.1	4059	0.183	0.25	136.8	0.85	0.90	9163	0.078	0.156	1.775	0.0002	2.29	1.21	1.08	1.69	1.07

ESTRATO DE ARENISCA (ESTRATO FIRME)

SISMOLOGÍA

- | | | |
|---|---------------------------------------|--|
| α Coef. de celeridad en onda de superficie | M_x Módulo de deformación unitaria | ε Deformación a la profundidad z |
| d Espesor del estrato | M_e Módulo de expansión | P_z Presión promedio |
| μ Rigidez dinámica del suelo (tabla C.1) | M_c Módulo de compresión | σ_z Esfuerzo promedio |
| ρ Masa unitaria | β Factor de respuesta M_e/M_c | a_0 Aceleración orbital |
| ν Relación de Poisson | r_z Coeficiente de atenuación | p_s Frecuencia circular |
| C_z Celeridad en el centro del estrato | Σr^*d Sumatoria de r^*d | V_0 Velocidad orbital |
| $a(v)$ Parámetro a profundidad z | z Profundidad | δ desplazamiento |

$a(v)$ y α de pag 115 de Zeevaert (1988) β_{cx} de pag. 100 de Zeevaert (1988)

Figura C.2 Valores sísmicos en el perfil de subsuelo para la onda de superficie

Valores de presión, esfuerzo, aceleración y desplazamiento

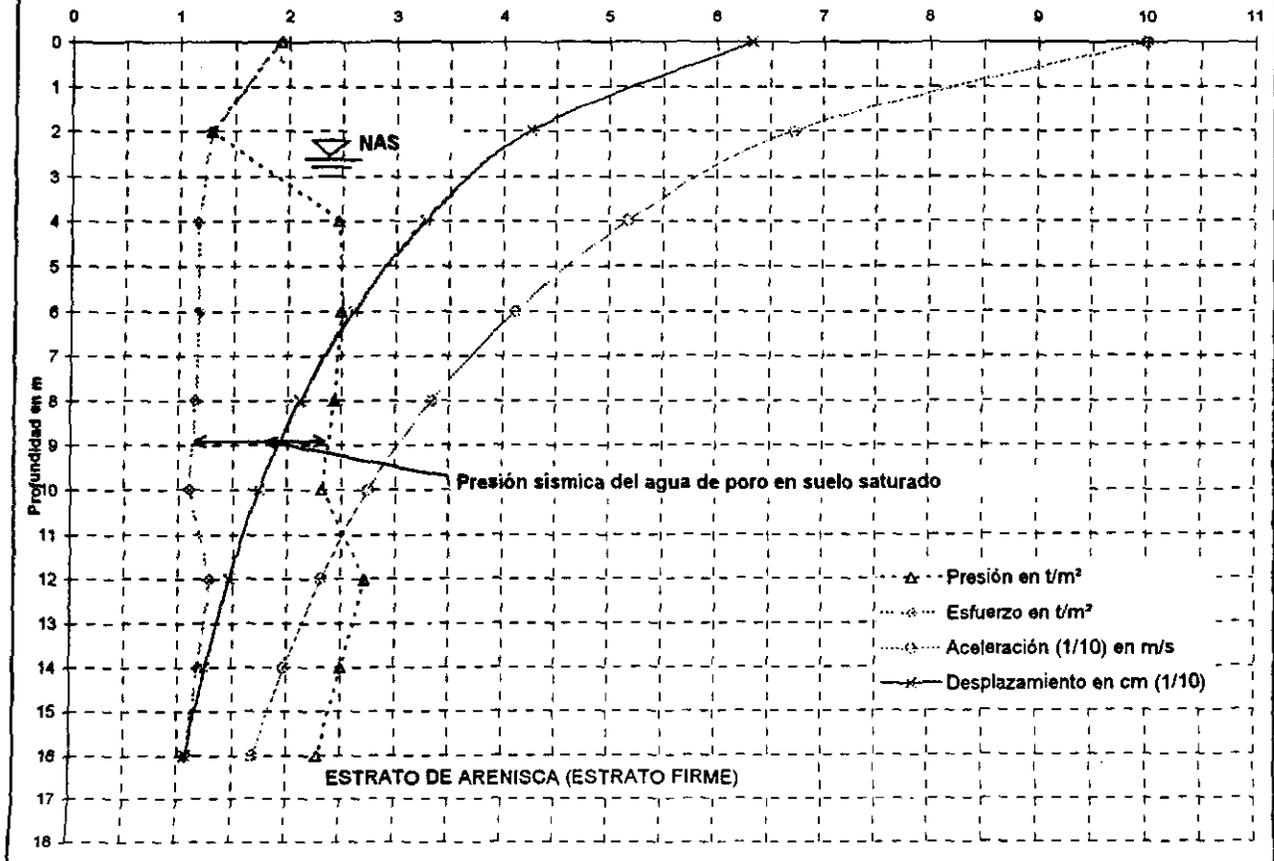


Tabla C.5

Determinación del ángulo aparente de fricción interna sísmico

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Estrata	z m	d m	σ_{ov} t/m ²	v	σ_{oc}	ϕ	TAN ϕ	β_{cx}	Pz t/m ²	α_{s1s}	TAN ϕ_{s1s}	ϕ_{s1s}
Arena 1	2.00	2.00	3.30	0.25	1.83	32.0	0.625	0.90	1.295	0.000	0.625	32.0
Arena 2a	4.00	2.00	4.80	0.25	2.67	36.0	0.727	0.90	2.479	1.305	0.371	20.4
Arena 2b	6.00	2.00	6.30	0.25	3.50	36.0	0.727	0.90	2.503	1.317	0.453	24.4
Arena 2c	8.00	2.00	7.80	0.25	4.33	36.0	0.727	0.90	2.434	1.281	0.512	27.1
Arena 2d	10.00	2.00	9.30	0.25	5.17	36.0	0.727	0.90	2.319	1.220	0.555	29.0
Arena 3a	12.00	2.00	10.90	0.25	6.06	38.0	0.781	0.90	2.726	1.435	0.596	30.8
Arena 3b	14.00	2.00	12.50	0.25	6.94	38.0	0.781	0.90	2.504	1.318	0.633	32.3
Arena 3c	16.00	2.00	14.10	0.25	7.83	38.0	0.781	0.90	2.290	1.205	0.661	33.5

Suelo saturado a partir de 2 m de profundidad

CONCLUSIÓN:

El periodo fundamental de vibración de la masa de suelo granular en estudio es de 0.500 segundos, la aceleración en la base de la cimentación es de 0.42 m/s² y dado que la superficie potencial de deslizamiento se localiza en el estrato de arena 2C, se considera un ángulo aparente de fricción interna sísmico de 27.1° para estimar la capacidad de carga sísmica.

APÉNDICE D

DETERMINACIÓN EN EL LABORATORIO DEL MÓDULO DE DEFORMACIÓN UNITARIO Y EL MÓDULO DINÁMICO DE RÍGIDEZ EN ARENAS PARA LAS CONDICIONES DE CAMPO

En caso de que el suelo no presente consistencia que permita labrar probetas para ser usadas en la cámara triaxial o bien en el péndulo de torsión de vibración libre, como es el caso de los suelos arenosos sin cohesión, se pueden determinar estos módulos por un método directo que se explica a continuación.

De una muestra de tubo muestreador o cúbica que represente las características del estrato, se determina la relación de vacíos (e) y la gravedad específica (G_s) correspondiente al campo, las pruebas se efectúan en el laboratorio en muestras de suelo inalterado para determinar los módulos, sin embargo, el suelo granular fino pierde al ser extraído del tubo muestreador su estructura original que le proporciona la naturaleza durante su formación, por lo anterior, al perderse la estructura original, no hay manera de recuperarla en el laboratorio; afortunadamente los suelos granulares tienen una sensibilidad muy baja, por lo que es posible efectuar interpolaciones para obtener resultados aproximados satisfactorios para las aplicaciones en la ingeniería práctica, las pruebas se efectúan como sigue:

Primero. Se efectúa una prueba (A) en estado suelo de la arena y se aplica en ella el esfuerzo confinante equivalente al esfuerzo octaédrico de campo de la profundidad de donde se extrajo la muestra, en estas condiciones se realiza la prueba y se determina el módulo en estado suelto y su respectiva oquedad.

Segundo. Se efectúa una prueba más (B) en el estado más denso posible de la arena, pero sin dañar la granulometría, se le aplica el mismo esfuerzo confinante que a la probeta de suelo en estado suelto, bajo estas condiciones se determina el módulo en estado compacto y su respectiva oquedad.

MÓDULO DE DEFORMACIÓN UNITARIA

De la prueba (A) en estado suelto efectuada en la cámara triaxial se obtiene: el módulo de deformación unitario Mz_s y la oquedad e_s , de la prueba (B) en estado denso se obtiene el módulo de deformación unitario Mz_d y la oquedad e_d ; estos valores se grafican como muestra la figura D-1, de donde se puede establecer la relación de los módulos de deformación unitaria con las oquedades del suelo, esto es:

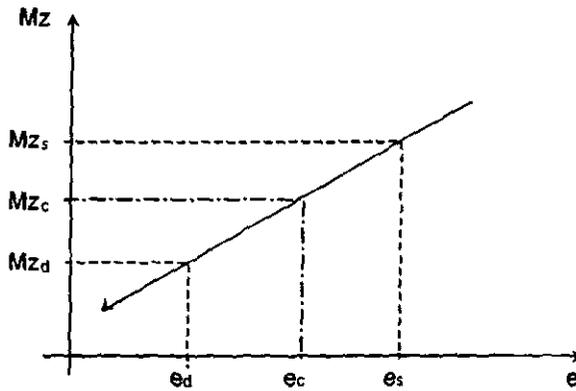
$$\frac{(Mz_s - Mz_d)}{(e_s - e_d)} = \frac{(Mz_s - Mz_c)}{(e_s - e_c)} \quad \text{D-1}$$

de donde se obtienen

$$Mz_c = Mz_s + \frac{(Mz_s - Mz_d)(e_s - e_c)}{(e_s - e_d)} \quad \text{D.2}$$

en donde llamamos densidad relativa (D_r) de la arena

$$D_r = \frac{(e_s - e_c)}{(e_s - e_d)} \quad \text{D.3}$$



Prueba en la cámara triaxial

1. En estado suelto se determina con confinamiento de campo e_s y Mz_s
2. En estado denso se determina con confinamiento de campo e_d y Mz_d
3. En campo se determina la relación de vacíos

Figura D-1. Módulo de deformación unitaria para el campo (interpolación)

De las fórmulas anteriores se obtiene el módulo de deformación unitaria correspondiente a las condiciones de campo en función a la densidad relativa de la arena y de los módulos de deformación unitaria de la arena suelta y densa, respectivamente.

$$Mz_c = Mz_s - D_s (Mz_s - Mz_d) \tag{D.4}$$

El valor obtenido en la expresión D.4 para el confinamiento y la oquedad de campo en el estrato considerado, puede usarse para el cálculo de los desplazamientos provocados por la carga de la cimentación sobre el suelo arenoso en el rango de los esfuerzos reales aplicados.

Para encontrar los parámetros de la ley fenomenológica del módulo de deformación unitaria ($Mz = C \sigma_{oc}^{-n_s}$), es necesario realizar las prueba (A) y (B) al menos para otros dos esfuerzos de confinamientos mayores, para que de esta forma sea posible obtener la ley fenomenológica, en el eje de las ordenadas en escala logarítmica el módulo de deformación unitaria y en el eje de las abscisas en escala logarítmica el esfuerzo de confinamiento (ver figura D.2), la ley es una línea recta, cuya pendiente representa el exponente " n_s ", es decir:

$$n_s = \frac{\log \frac{Mz_1}{Mz_3}}{\log \frac{\sigma_{c3}}{\sigma_{c1}}} \tag{D.5}$$

y valor de "C" esta dado por

$$C = \frac{Mz_1}{\sigma_{c1}^{-n_s}} \tag{D.6}$$

Ya obtenidos los parámetros, se verifica el valor del módulo para cada esfuerzo de confinamiento.

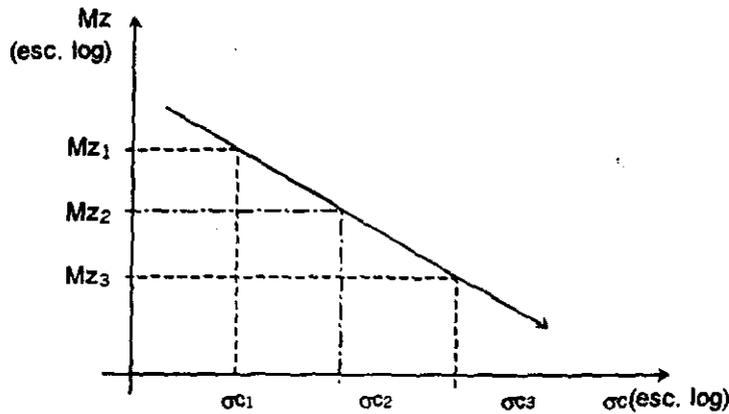


Figura D.2. Módulo de deformación unitaria en función del esfuerzo confinante para el campo (ley fenomenológica)

MÓDULO DINÁMICO DE RIGIDEZ AL CORTANTE

De la prueba (A) en estado suelto efectuada en el péndulo de torsión de vibración libre (PTVL) se obtiene: el módulo dinámico de rigidez al cortante μ_s y la oquedad e_s para una distorsión angular tal en donde el módulo dinámico es prácticamente constante. y de la prueba (B) en estado denso se obtiene el módulo dinámico de rigidez al cortante μ_d y la oquedad e_d para la misma distorsión angular, estos valores se gráficán como muestra la figura D.3, de donde se puede establecer la relación de los módulos de deformación unitaria con las oquedades del suelo, esto es.

$$\frac{\log(\mu_d / \mu_s)}{\log(e_s / e_d)} = \frac{\log(\mu_d / \mu_c)}{\log(e_c / e_d)} \quad D.7$$

De donde se obtienen

$$\mu_c = \frac{\mu_d}{(\mu_d / \mu_s)^{\log(e_c / e_d) / \log(e_s / e_d)}} \quad D.8$$

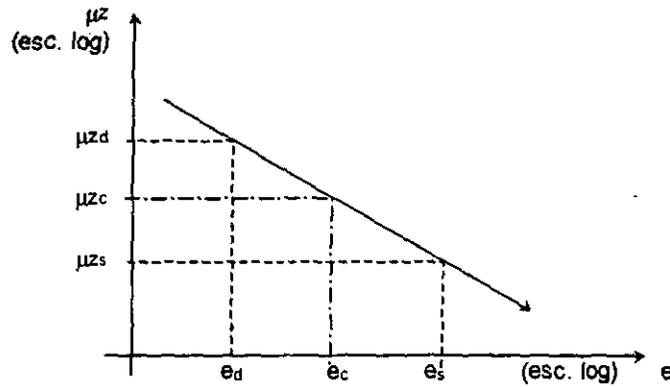
En donde llamamos densidad relativa (D_r) de la arena

$$D_r = \log(e_c / e_d) / \log(e_s / e_d) \quad D.9$$

De las fórmulas anteriores se obtiene el módulo de deformación unitaria correspondiente a las condiciones de campo en función a la densidad relativa de la arena y de los módulos dinámico al cortante de la arena suelta y densa, respectivamente.

$$\mu_c = \frac{\mu_d}{(\mu_d / \mu_s)^{D_r}} \quad D.10$$

El valor obtenido en la expresión D.10 para el confinamiento y la oquedad de campo en el estrato considerado, puede usarse para el cálculo de la constante de resorte por giro, en el rango de la distorsión angular producida por un sismo.



Prueba en el péndulo de torsión de vibración libre

1. En estado suelto se determina con confinamiento de campo e_s y μ_s
2. En estado denso se determina con confinamiento de campo e_d y μ_d
3. En campo se determina la relación de vacíos

Figura D.3. Módulo dinámico de rigidez al cortante para el campo (interpolación)

Para encontrar los parámetros de la ley fenomenológica del módulo de rigidez al esfuerzo cortante ($\mu = C_d \sigma_{oc}^{n_d}$), es necesario realizar las prueba (A) y (B) al menos para otros dos esfuerzos de confinamientos mayores, para que de esta forma sea posible obtener la ley fenomenológica, en el eje de las ordenadas en escala logarítmica el módulo dinámico de rigidez al cortante y en el eje de las abscisas en escala logarítmica el esfuerzo de confinamiento (ver figura D.4), la ley es una línea recta, cuya pendiente representa el exponente " n_d ", es decir:

$$n_d = \frac{\log \frac{\mu_3}{\mu_1}}{\log \frac{\sigma_{c3}}{\sigma_{c1}}} \tag{D.11}$$

y valor de "C" esta dado por

$$C = \frac{\mu_3}{\sigma_{c3}^{n_d}} \tag{D.12}$$

Ya obtenidos los parámetros, se verifica el valor del módulo dinámico para cada esfuerzo de confinamiento.

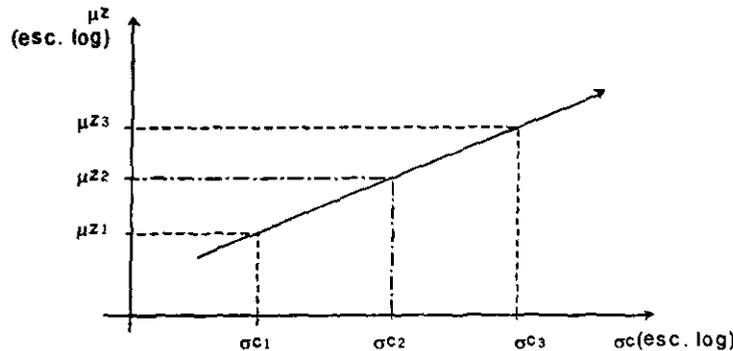


Figura D-4. Módulo dinámico en función del esfuerzo confinante para el campo (ley fenomenológica).

APÉNDICE E

IMPORTANCIA DE LA PRESIÓN SÍSMICA DE PORO Y SU INFLUENCIA EN LAS PRESIONES DE CONTACTO

La determinación de los módulos dinámicos de rigidez al cortante, son función del nivel de esfuerzos efectivos a que esta sometida la masa de suelo, cuando se presenta el fenómeno sísmico se observa que inmediatamente se genera una presión sísmica en el agua de poro que disminuye el esfuerzo efectivo ($\sigma_{s1s} = \sigma_{est} - \omega_{s1s}$) y en consecuencia también disminuyen los módulos dinámicos de rigidez al cortante, quedando lo siguiente:

Tabla E.1, Cálculo de matriz de módulos dinámicos de rigidez en sentido transversal considerando la presión sísmica del agua de poro

Tabla E.2, Interacción Suelo-Estructura en sentido transversal (balanceo por sismo) considerando la presión sísmica del agua de poro

Tabla E.1 Cálculo de matriz de módulos dinámicos de rigidez en sentido transversal Considerando la presión sísmica del agua de poro, para el edificio de 17 pisos

Desplante cimentación		600	cm
Datos de la banda		largo 2B =	2400 cm
		B =	1200 cm
		λ =	200 cm

ESFUERZOS EN FAJA		1 Y 6						
Prof. media cm	Distancia cm	Argumentos angulares para $\gamma = 4$				qi carga kg/cm ²	σ esfuerzo kg/cm ²	
		α ⁰	ψ ¹	ψ ²	(l) ⁱ kg/cm ²			
a)	100	0.00	1.488	0.785	-0.785	0.884	2.923	2.584
	100	200.00	1.387	1.249	0.785	0.056	1.648	0.092
	100	400.00	1.240	1.373	1.249	0.002	1.654	0.003
	100	600.00	1.102	1.429	1.373	0.000	1.654	0.000
	100	800.00	0.979	1.460	1.429	0.000	1.648	0.000
	100	1000.00	0.874	1.480	1.460	0.000	2.923	0.000
							2.679	

MATRIZ DE ESFUERZOS POR EDIFICIO								σ		
Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm ²	Faja 2 kg/cm ²	Faja 3 kg/cm ²	Faja 4 kg/cm ²	Faja 5 kg/cm ²	Faja 6 kg/cm ²	Esfuerzos sobrecarga σ _{oz} kg/cm ²	Presión poro Δσ _{sis} kg/cm ²	
b)	Arena 2c	100	2.679	1.717	1.655	1.655	1.717	2.679	0.705	1.299
	Arena 2d	300	1.785	1.824	1.687	1.687	1.824	1.785	0.855	1.251
	Arena 3a	500	1.424	1.658	1.663	1.663	1.658	1.424	1.010	1.328
	Arena 3b	700	1.232	1.467	1.546	1.546	1.467	1.232	1.170	1.376
	Arena 3c	900	1.094	1.292	1.384	1.384	1.292	1.094	1.330	1.262

MATRIZ DE ESFUERZOS								(σ _{oz} +σ _{exc} +σ-Δσ _{sis})		
Estrato	Prof. media cm	Faja 1 kg/cm ²	Faja 2 kg/cm ²	Faja 3 kg/cm ²	Faja 4 kg/cm ²	Faja 5 kg/cm ²	Faja 6 kg/cm ²	Ley fenomenológica		
								Cd	nd	
c)	Arena 2c	100	1.445	0.444	0.381	0.381	0.444	1.445	285	0.76
	Arena 2d	300	0.895	0.790	0.625	0.625	0.790	0.895	285	0.76
	Arena 3a	500	0.674	0.772	0.725	0.725	0.772	0.674	350	0.52
	Arena 3b	700	0.634	0.760	0.786	0.786	0.760	0.634	350	0.52
	Arena 3c	900	0.806	0.922	0.969	0.969	0.922	0.806	350	0.52

MATRIZ DE MÓDULOS DINÁMICOS DE RIGIDEZ								kg/cm ²	
Estrato	Prof. media	Faja 1	Faja 2	Faja 3	Faja 4	Faja 5	Faja 6	$\mu_z = C_d \cdot \sigma_z^{n_d}$	
		μz	μz	μz	μz	μz	μz		
d)	Arena 2c	100	376.91	153.72	137.01	137.01	153.72	376.91	
	Arena 2d	300	261.90	238.15	199.28	199.28	238.15	261.90	
	Arena 3a	500	285.06	305.87	296.08	296.08	305.87	285.06	
	Arena 3b	700	276.08	303.50	308.76	308.76	303.50	276.08	
	Arena 3c	900	312.86	335.45	344.28	344.28	335.45	312.86	

MATRIZ DE MÓDULOS DINÁMICOS DE DEFORMACION UNITARIA								cm ² /kg		
Estrato	Prof. media	v	Faja 1	Faja 2	Faja 3	Faja 4	Faja 5	Faja 6	$M_d = 1/\{2(1+v)\mu\}$	
			Md	Md	Md	Md	Md	Md		
e)	Arena 2c	100	0.25	0.00106	0.00260	0.00292	0.00292	0.00260	0.00106	
	Arena 2d	300	0.25	0.00153	0.00168	0.00201	0.00201	0.00168	0.00153	
	Arena 3a	500	0.25	0.00140	0.00131	0.00135	0.00135	0.00131	0.00140	
	Arena 3b	700	0.25	0.00145	0.00132	0.00130	0.00130	0.00132	0.00145	
	Arena 3c	900	0.25	0.00128	0.00119	0.00116	0.00116	0.00119	0.00128	

Tabla E.2 Interacción Suelo-Estructura en sentido transversal (balanceo por sismo)
Considerando la presión sísmica del agua de poro, para el edificio de 17 pisos

Desplante cimentación 600.00 cm
 Datos de la banda largo 2B = 2400.00 cm
 B = 1200.00 cm
 λ = 200.00 cm

PARA FAJA 1 Y 6
 Coordenada al centro doveta (x) en cm 0

Estrato	Prof. media cm	H cm	Argumentos angulares para γ = 4				Ma cm ² /kg	(Alpha) α cm ² /kg	Despl. unitario corregido
			α	ψ1	ψ2	(I) kg/cm ²			
a) Arena 2c	100	200	1.488	0.785	-0.785	0.884	0.00106	0.212	0.188
Arena 2d	300	200	1.326	0.322	-0.322	0.458	0.00153	0.305	0.140
Arena 3a	500	200	1.178	0.197	-0.197	0.290	0.00140	0.281	0.081
Arena 3b	700	200	1.043	0.142	-0.142	0.208	0.00145	0.290	0.060
Arena 3c	900	200	0.927	0.111	-0.111	0.160	0.00128	0.256	0.041
		1000	OK				OK		0.510

MATRIZ DE FLEXIBILIDAD TRANSPUESTA cm ² /Kg							MATRIZ ANTI-SIMETRICA REDUCIDA cm ² /Kg		
b)	0 200 400 600 800 1000						C1	C2	C3
	Faja 1	Faja 2	Faja 3	Faja 4	Faja 5	Faja 6			
F1	0.510	0.234	0.093	0.041	0.020	0.011	0.500	0.214	0.052
F2	0.221	0.783	0.251	0.093	0.041	0.021	0.200	0.742	0.158
F3	0.085	0.234	0.889	0.251	0.091	0.044	0.051	0.143	0.618
F4	0.044	0.091	0.251	0.889	0.234	0.095			
F5	0.021	0.041	0.093	0.251	0.783	0.221			
F6	0.011	0.020	0.041	0.093	0.234	0.510			

MATRIZ INVERSA Kg/cm ²			CONFIGURACIÓN TRANSVERSAL					
c)	C1	C2	C3	Xi cm	Δq/θ kg/cm ² -rd	Δq/θ t/m ² -rd	Xi m	Keb t/m-rd
	F1	2.264	-0.649	-0.024	500	934.85	9,348.53	5.00
F2	-0.590	1.590	-0.356	300	141.82	1,418.25	3.00	4,255
F3	-0.049	-0.314	1.702	100	51.61	516.05	1.00	516
								51,513

Parámetro de deformación angular por giro en la base Kb = 206,054
 Parámetro de deformación angular por giro del muro Kw = 57,504
 PARÁMETRO DE DEFORMACIÓN ANGULAR POR GIRO TOTAL Kb + Kw = 263,558
 $K_w = d^2 * (1 + \nu) * \mu$

Valor medio en 6.0 m de muro

Momento de Volteo	$Ovt = (K_b + K_w) * \theta$	$\mu = 1277.87$ Vm ²
Centro de masa	hc 28.67 m	d = 6.00 m
Masa por metro lineal	M 30.28 t/seg ² /m	L = 1.00 m
Periodo por rotación cimentación	Tc 1.931 seg	$\nu = 0.25$ Relación de Poisson
Periodo del edificio	Te 1.400 seg	$\mu = (577.9 + 1433.9 + 1821.8) / 3$ Vm ²
Periodo acoplado	To 2.385 seg	
Relación de periodos	To/Ts 4.770	

d) Amortiguamiento crítico cimentación ζc 0.120
 Amortiguamiento crítico edificio ζe 0.050
 Amortiguamiento crítico equivalente ζo 0.101

Factor de aceleración centro de masas Fo 1.000 Obtenido de "DAES"
 Aceleración asignada a la superficie As 1.000 m/seg²
 Aceleración a 6.0 m de profundidad Abc 0.420 m/seg²
 Aceleración en el centro de masa Acm 0.420 m/seg²

Momento de volteo Ost = M * Acm * hc Momento Ost = 364.61 t-m
 Giro θ = 0.0014 rad

	O t-m/m	Dov m	Δq/θ t/m ² -rd	Δq t/m ²	Δq kg/cm ²	Ovb t-m/m
e) Losa cimentación	Ovb 285.1	5.00	9,348.5	12.93	1.293	129.33
Muro de cimentación	Ovw 79.6	3.00	1,418.2	1.96	0.196	11.77
Suma	Ovt 364.6	1.00	516.1	0.71	0.071	1.43
Esfuerzo uniforme en muro		-1.00	-516.1	-0.71	-0.071	285.06
P = 4.42 t/m ²		-3.00	-1,418.2	-1.96	-0.196	OK
		-5.00	-9,348.5	-12.93	-1.293	