



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA
CIMENTACIÓN COMPENSADA DE UN
EDIFICIO HABITACIONAL EN ZONA II DE
LA CIUDAD DE MÉXICO.**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

José Manuel Rosas González

DIRECTOR DE TESIS

M.I. Héctor Sanginés García



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2018



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 INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/055/18

Señor
JOSÉ MANUEL ROSAS GONZÁLEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. HÉCTOR SANGINÉS GARCÍA, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA DE UN EDIFICIO HABITACIONAL EN ZONA II DE LA CIUDAD DE MÉXICO"

- INTRODUCCIÓN
- I. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO
- II. ESTADO LÍMITE DE FALLA
- III. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO
- IV. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN
- V. CONCLUSIONES

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 31 de mayo del 2018.
EL PRESIDENTE

M.I. GERMÁN LOPEZ RINCÓN

GLR/MTH*gar.

Dedicatoria

A DIOS

Por haberme dado una segunda oportunidad y ponerme en el camino a las personas indicadas en el momento indicado.

A mis padres

Profra. María Margarita González Escobedo

Ing. José Luis Rosas de la Cruz

Por ser guías y maestros de vida ya que sobran las palabras para expresarles mi más profundo agradecimiento y cariño.

A mis maestros

A todos los que en esta vida me han guiado y orientado para convertirme en un hombre de bien, al Ingeniero Armando Rafael Hermosillo por su invaluable ayuda en la realización de esta tesis.

A mi director de Tesis

Por apoyarme en todo momento y por la paciencia que me ha tenido, por ser un gran maestro, un gran ingeniero y un gran ser humano.

Índice

INTRODUCCIÓN	11
I. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO	15
MUESTREO DE SUELOS	15
Sondeo mixto de penetración estándar y muestreo inalterado	17
PRUEBAS DE LABORATORIO	21
Contenido natural de agua	22
Clasificación visual y tacto	23
Granulometría.....	23
Límites de plasticidad.....	24
Límite líquido	24
Límite Plástico	25
Densidad de sólidos	25
Compresión triaxial no consolidada-no drenada	25
Consolidación unidimensional	26
I.I DATOS DEL PROYECTO	27
I.II ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES	27
II. Estado Límite de Falla	31
II.I Capacidad de carga última de un suelo	31
Efecto de la forma de la cimentación	34
Capacidad de carga resistente. Factores de resistencia	35
Presión última sobre el terreno. Factores de carga	36
Cimiento sometido a carga vertical y momento	37
Revisión de la seguridad de una cimentación	38

Suelos friccionantes	39
Falla general y falla local	39
Efecto de la presencia del NAF (Nivel de Aguas Freáticas)	40
Revisión de la seguridad del terreno de cimentación	42
Suelos cohesivos totalmente saturados.....	45
II.II Falla de fondo.....	51
II.III Falla de fondo por subpresión	52
III. Estado Límite de servicio.....	55
Expansiones inmediatas	56
III.I Deformaciones por compresión inmediata	57
Asentamientos inmediatos por recompresión	57
Asentamientos inmediatos por compresión	57
III.II Deformación por consolidación.....	57
Asentamientos diferidos por compresión.....	57
III.III Interacción suelo estructura	61
1) Análisis estructural.....	61
2) Cálculo de deformaciones del suelo	63
3) Compatibilidad de deformaciones.....	66
IV. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN.....	67
IV.I Análisis de la cimentación del edificio habitacional	67
Características del proyecto.....	67
Trabajos de exploración	67
Pruebas de laboratorio	68
Estratigrafía y propiedades	69
Revisión de la seguridad de la excavación	69
IV.II Análisis de las deformaciones con interacción suelo-estructura	75

Revisión por expansión	87
Revisión por compresión inmediata	89
Revisión por compresión a largo plazo (Consolidación)	91
V. CONCLUSIONES.....	95
ANEXO	97
Tabla A.1	99
Tabla A.2	100
Tablas de hundimientos y expansiones.....	101
Cortantes V (t) y momentos M (t-m)por eje	107
EJE 1	107
EJE 2	109
EJE 3	111
EJE 4	113
EJE 5	114
Análisis de recompresiones V (t) y M (t-m)	116
EJE 1	116
EJE 2	118
EJE 3	120
EJE 4	122
EJE 5	123
Compresiones V (t) y M (t-m).....	126
EJE 1	126
EJE 2	128
EJE 3	130
EJE 4	132

EJE 5	133
<i>Bibliografía</i>	136

INTRODUCCIÓN

La presente tesis pretende reseñar tanto el proceso de diseño como el análisis interacción suelo estructura de una cimentación compensada de un edificio habitacional en la zona II de la Ciudad de México, no sin antes definir y explicar la importancia del correcto diseño de éstas, así como su clasificación, importancia y objeto de estudio en la Ingeniería Civil.

Para esto se debe definir de manera clara lo que significa hablar de una losa de cimentación, ésta será una gran losa de concreto utilizada para abarcar toda el área de cimentación donde se quiere edificar una estructura, su uso es diverso y puede utilizarse tanto para apoyar silos, tanques de almacenamiento, equipos industriales, edificios, casas, terminales, etc.

El diseño de una losa de cimentación siempre será importante al emprender un nuevo proyecto de ingeniería debido a que es la base que sostendrá todo el proyecto en suelos que tengan capacidad de carga baja, ya que, distribuirá uniformemente el peso de la estructura hacia el suelo y será capaz de adaptarse a los suelos que la rodeen.

Las cimentaciones de losa podrán contar con soporte de pilotes en situaciones tales como alto nivel de aguas subterráneas (para controlar la subpresión) o donde el suelo base sea susceptible a grandes asentamientos existen varios tipos de cimentaciones (Figura 1.1. Tipos comunes de losas de cimentación), sin embargo en la presente tesis se hará énfasis en una cimentación del tipo cajón con el fin de analizar su comportamiento futuro, de tal forma que se procederá a su revisión técnica en base a su diseño, características del suelo y se determinará si cumple con las **NORMAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES** que rigen en la Ciudad de México.

Se abordará la revisión de la seguridad del terreno de una cimentación edificada en ZONA II de acuerdo a la zonificación definida en el **REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE LA CIUDAD DE MÉXICO**, publicado el 15 de diciembre del 2017 en la gaceta oficial de la Ciudad de México. (Figura 1.2. zonificación geotécnica)

Cabe recordar que todas las obras de ingeniería civil (edificios, puentes, presas, bordos, caminos, aeropistas, canales, etc) tienden a desplantarse sobre o bajo una superficie firme del terreno y siempre requerirán de una cimentación apropiada que proporcione seguridad y tenga un correcto

comportamiento que garantice la estabilidad de una obra que dure muchos años a un bajo costo de construcción.

Al respecto, los ingenieros Karl Von Terzaghi y Ralph Brazelton Peck definen una cimentación como aquella parte de una estructura que sirve exclusivamente para transmitir su peso al terreno natural, esto es, una cimentación en la práctica será la o las partes de una estructura que le proporcionan apoyo a la misma y a sus cargas, incluyendo al suelo o roca y por supuesto las partes de la estructura que sirvan para transmitir las cargas de la estructura al suelo.

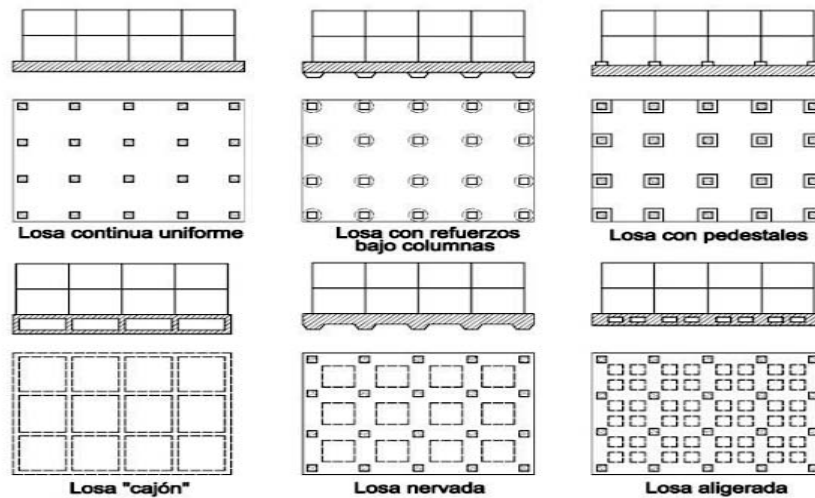


Figura 1.1 Tipos comunes de losas de cimentación [Bowles, 1996].

De esta manera a lo largo del tiempo se han logrado definir y clasificar las cimentaciones dependiendo de la estructura y el tipo de suelo en el cual se esté trabajando.

Actualmente, la Ingeniería de Cimentaciones se ha convertido en una rama directamente ligada a la Ingeniería Civil que tratará de evaluar la capacidad de carga de un sistema suelo-cimiento, así como de analizar las deformaciones que experimenta una cimentación a lo largo de su vida útil, ayudando a definir los procedimientos constructivos necesarios para su correcta edificación.

Toda cimentación que se diseñe deberá contar con un factor de seguridad razonable contra una falla de resistencia al corte. De igual manera, los asentamientos totales y diferenciales bajo las cargas de trabajo no deben exceder los límites permisibles de la estructura a construir. En este sentido, siempre se deberá tomar en cuenta la ubicación de la obra, la cual, deberá asegurar que las influencias futuras no afecten de manera negativa el comportamiento de una cimentación y por lo tanto a la estructura que sostendrá.

Entonces, para el correcto análisis y diseño de una cimentación se deberán conocer tres propiedades mecánicas de los suelos: resistencia al corte, compresibilidad y permeabilidad.

Así, por ejemplo, en una cimentación de una cortina de una presa nos interesarían las tres propiedades mecánicas del suelo, en tanto que, en la cimentación de un edificio nos interesarán sólo las dos primeras, exceptuando las excavaciones que se realicen por debajo del nivel de aguas freáticas (NAF), donde para el diseño de una cimentación deberá tomarse en cuenta la permeabilidad para poder diseñar un sistema de abatimiento o de control de nivel de aguas freáticas (NAF).

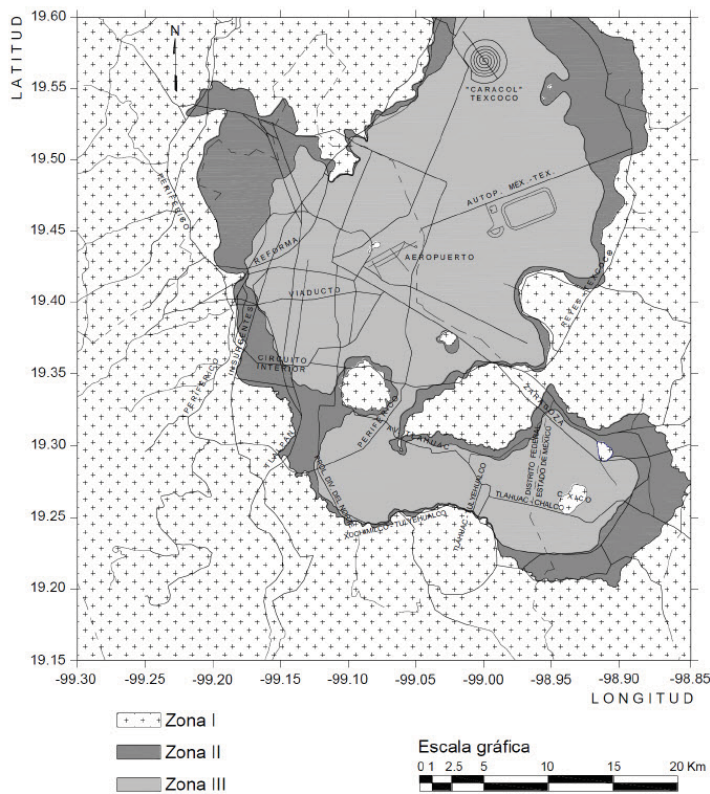


Figura 1.2 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA.

Habiendo dicho esto, en el primer capítulo de la presente tesis se presentan los datos de la cimentación en cuestión, sus trabajos de exploración, pruebas de laboratorio, estratigrafía y propiedades del subsuelo encontradas in situ.

En el segundo capítulo se detallará el estado límite de falla donde se explica su importancia para la seguridad de una cimentación, detallando la capacidad de carga de un suelo, falla de fondo y falla por supresión.

En el tercer capítulo se hablará del estado límite de servicio de un suelo así como sus deformaciones por expansión, compresión inmediata y por consolidación.

Finalmente en el último capítulo se aborda el tema del diseño geotécnico de la cimentación del edificio en cuestión así como el análisis de sus deformaciones con interacción suelo – estructura y su revisión por las normas técnicas complementarias.

I. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

En este capítulo se definirán las pruebas que se realizan generalmente para el diseño de una cimentación y que así mismo se analizaron en la realización de este proyecto, se explicará lo que es un muestreo de suelos y su importancia, así como las pruebas de laboratorio más usuales y su forma correcta de implementación para obtener mayor información del suelo con el que se está trabajando.

MUESTREO DE SUELOS

El muestreo de suelos es fundamental para determinar las características especiales que se pueden encontrar en cada sitio donde se vaya a realizar una obra, es importante conocer los procedimientos y las normas que rigen la toma de una muestra que a su vez son regidas por la naturaleza particular de cada sitio el cual no revelará sus condiciones específicas hasta el momento en que se efectúen los muestreos correspondientes que determinen la forma correcta de toma de muestras. Estas, que a su vez se regirán por la naturaleza particular que se pueda encontrar en cada sitio de obra, el cual como se ha dicho antes, sólo se conocerá hasta efectuar los muestreos correspondientes.

Cabe aclarar que así como existen normas que rigen la correcta toma de una muestra, también lo hace la naturaleza misma del suelo, del cual, para poder aproximarnos a sus verdaderas características se tendrá que mediar entre la norma y la naturaleza misma de éste, para obtener de forma fidedigna resultados confiables.

En la actualidad para conocer estas características se recurre a realizar programas preliminares de exploración y muestreo de un suelo, con los cuales, al realizar procedimientos simples y económicos, se procura adquirir información preliminar suficiente respecto al suelo, información que, con ayuda de pruebas de clasificación, tales como granulometría y límites de plasticidad permite formarse una idea clara de los problemas que se podrán presentar en cada caso particular.

La práctica del ingeniero así como experiencias previas permiten en muchas ocasiones programar en forma completa las pruebas necesarias para la obtención de los datos de un proyecto, datos que nos arrojen todas aquellas propiedades físicas del suelo de las que se pueda sospechar puedan llegar a plantear en la práctica una condición crítica tanto de diseño como de costos.

Así, se procede a la realización de una serie de pruebas definitivas, las cuales suelen presentar nuevas exigencias respecto a las muestras de un suelo, mismas que conllevan la necesidad de realizar operaciones de sondeo y muestreo que arrojen resultados definitivos de muestras de los cuales se puedan obtener una mayor cantidad de datos que describan las características físicas de un suelo determinado.

SONDEO MIXTO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR Y MUESTREO INALTERADO

En el caso particular de esta tesis los trabajos de exploración consistieron en la ejecución de un sondeo mixto de penetración estándar y muestreo inalterado (Sondeo SM-1). Llevado hasta una profundidad de 30 m. La ubicación del sondeo se muestra en la figura siguiente:

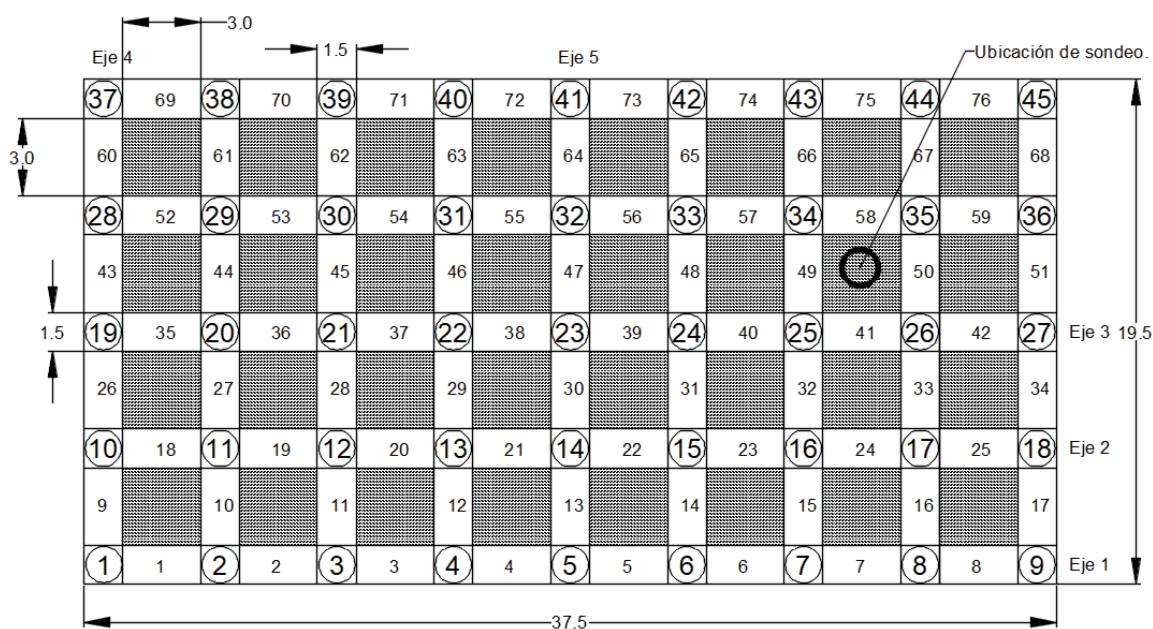


Figura 1.3 SONDEO MIXTO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR Y MUESTREO INALTERADO (SONDEO SM-1).

La exploración de tipo mixto (SM-1) consiste en ir alternando y recuperando muestras de manera continua, alternando el uso de la herramienta de penetración estándar y el muestreo con tubo Shelby de 10 cm de diámetro hasta 30.5 m de profundidad.

Este procedimiento es, entre todos los exploratorios preliminares, quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona información más útil en torno al subsuelo, no solo referente a descripción; probablemente es también el más ampliamente usado para tales fines en México.

En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos (característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico), en suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea de la resistencia a la compresión simple.

Además, el método lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

El equipo necesario para realizar esta prueba consta de un muestreador especial (muestreador o penetrómetro estándar) de dimensiones establecidas cuyo esquema se muestra a continuación:

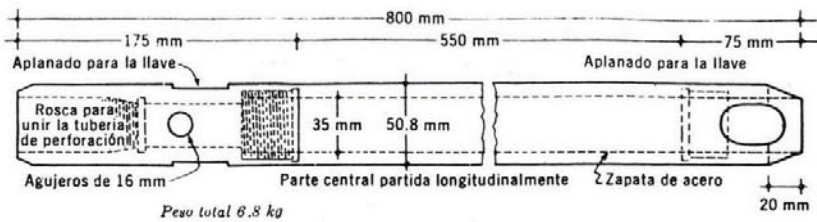


Figura 1.4 PENETRÓMETRO ESTÁNDAR.

Es normal que el penetrómetro sea de media caña, para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior, su funcionamiento consiste en enroscarlo al extremo de la tubería de perforación y hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 kg (140 libras) que deberá caer desde una altura de 76 cm (30 pulgadas), contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm (1 pie). El martinete será guiado por la misma tubería de perforación y será elevado por un cable que pasará por una polea y dejado caer desde la altura antes mencionada contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación hecha para tal efecto. En cada avance de 60 cm deberá retirarse el penetrómetro removiendo el suelo alojado en su interior el cual constituirá la muestra.

El fondo del pozo deberá ser previamente limpiado de manera cuidadosa, usando posteadora o cuchara. Una vez limpio el pozo, el muestreador se introduce hasta tocar el fondo y, seguidamente, a golpes, se hace que el penetrómetro entre 15 cm dentro del suelo. Desde este momento deben contarse los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 cm.

El proceso de muestreo por medio de tubo shelby o tubo de pared delgada es considerado inalterado. Si bien, en la práctica no existe ningún modo de obtener una muestra del suelo que pueda considerarse rigurosamente inalterada, en efecto, siempre será necesario extraer del suelo con ayuda de alguna herramienta una muestra, que, inevitablemente alterará las condiciones de esfuerzo en su vecindad. Por tanto una vez la muestra se encuentre dentro del muestreador dejará de recibir los mismos esfuerzos que tenía “*in situ*”. También, la remoción de la muestra del instrumento muestreador producirá inevitablemente otro cambio en los esfuerzos, ya que, la fase líquida trabajará a tensión y la fase sólida a compresión en la medida necesaria para que se impida la expansión de la muestra, originalmente confinada en el suelo y ahora libre.

La alteración producida por la extracción es un factor importante, por tanto cabe aclarar que cuando en la Mecánica de Suelos se habla de muestras “inalteradas” se debe de entender en realidad un tipo de muestra obtenida por cierto procedimiento que trata de hacer mínimos los cambios en las condiciones de la muestra, sin interpretar la palabra en su sentido literal.

Se debe a M.J. Hvorslev un estudio exhaustivo moderno que condujo a procedimientos de muestreo con tubos de pared delgada que, por lo menos en suelos cohesivos, se usan actualmente en forma prácticamente única. Existen varios tipos de muestreadores y es frecuente que cada laboratorio o institución desarrolle el suyo propio. El grado de perturbación que produce el muestreador depende principalmente, según el propio Hvorslev, del procedimiento usado para su hincado; las experiencias en campo han corroborado que si se desea un grado de alteración mínimo aceptable de la muestra, el hincado deberá efectuarse ejerciendo presión continuada y nunca a golpes ni con algún otro método dinámico.

Hincado el tubo, a presión y a velocidad constante y para un cierto diámetro de tubo, el grado de alteración parece depender esencialmente de la llamada relación de áreas:

$$Ar(\%) = De^2 - \frac{Di^2}{De^2}$$

Donde:

De es el diámetro exterior del tubo y Di el interior.

La expresión anterior ejemplifica la relación entre el área de la corona sólida del tubo y el área exterior del mismo. Dicha relación no deberá ser mayor de 10% en muestreadores de 5 cm (2 pulgadas) de diámetro interior, éstas de escaso uso ya que generalmente las muestras se requieren con un mayor diámetro. Por tanto, aunque en muestreadores de mayor diámetro se admiten valores algo mayores no existen motivos que impidan satisfacer fácilmente dicho valor.

A continuación se muestra un esquema de uno de los tipos más comunes de muestreador de pared delgada y con el cual se realizaron los trabajos de muestreo para la presente tesis, el tubo Shelby:

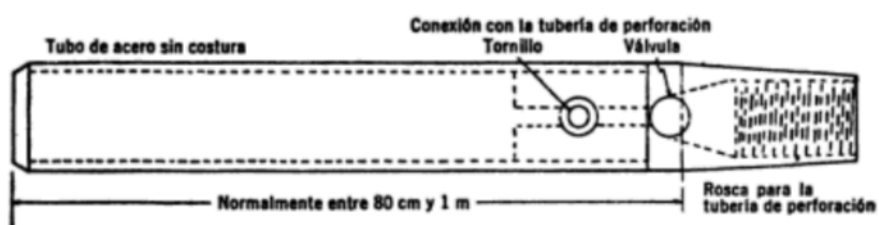


Figura 1.5 MUESTREADOR DE TUBO DE PARED DELGADA TIPO SHELBY.

PRUEBAS DE LABORATORIO

El laboratorio de mecánica de suelos o de geotecnia es un área acondicionada para el estudio de las propiedades físicas y mecánicas del suelo, con maquinaria y equipo especializado para el ensaye y prueba de los materiales, este tipo de laboratorio cuenta con áreas amplias para la colocación de maquinaria y equipo especializado, además de zonas libres para la maniobra y almacenaje.

En ocasiones se cuenta con cuartos en los que se controla la temperatura, la humedad o la iluminación para la realización de ciertas pruebas.

En la industria de la construcción es necesario contar con un laboratorio de mecánica de suelos y otros complementarios (laboratorio de concreto, laboratorio de rocas, laboratorio de asfalto, laboratorio de acero, por mencionar algunos) para poder conocer las características de los materiales existentes en el lugar así como de aquellos materiales que se obtienen en bancos de materiales o industrias especializadas.

Conocer las propiedades de los suelos permitirá realizar proyectos de ingeniería con la certeza de que tendrán las propiedades adecuadas para la construcción, y en caso de que los materiales no tengan la calidad adecuada, proyectar estabilizaciones, refuerzos o estructuras que permitan sustentar la obra.

Los laboratorios de geotecnia normalmente están instalados de forma fija en espacios adecuados para el almacenaje, la maniobra y el alojamiento de los equipos, sin embargo, también existen laboratorios instalados en obra (semifijos) y laboratorios móviles.

Un laboratorio de geotecnia móvil puede ser instalado dentro de un contenedor o en un camper, y en este se traslada el equipo básico para el control de calidad "in situ". Este tipo de laboratorio comúnmente se emplea en las supervisiones de carreteras. En el laboratorio se realizan ensayos y pruebas específicas de calidad y resistencia de diferentes tipos de suelo.

Usualmente, del suelo ensayado se determinan las características físicas y mecánicas como pueden ser el contenido de agua, porosidad, relación de vacíos, granulometría, resistencia al corte, permeabilidad, compresibilidad, entre otros. Algunos, ensayos del suelo no requieren de maquinaria o equipos sofisticados.

El equipo para la determinación de las propiedades físicas del suelo consta normalmente de horno de convección, balanzas, termómetros, espátulas, cápsulas, calibradores y copa de Casagrande.

Sin embargo, existen pruebas más complejas en las que se requiere equipos pesados como la máquina de desgaste de Los Ángeles, prensas mecánicas o digitales hasta marcos metálicos para pruebas industriales de gran magnitud.

Las pruebas más comunes que se realizan en un laboratorio de mecánica de suelos son las siguientes:

- Clasificación SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos)
- Límites de consistencia (Líquido, Plástico y de Contracción)
- Contenido natural de agua
- Peso específico
- Granulometría
- Coeficientes de variación volumétrica
- Grado de compactación

Las muestras extraídas del sondeo obtenidas en el sitio fueron sometidas a las siguientes pruebas de laboratorio.

CONTENIDO NATURAL DE AGUA

En un suelo se distinguen tres fases constituyentes: la sólida, la líquida y la gaseosa. La fase sólida está formada por las partículas minerales del suelo (incluyendo la capa sólida absorbida); la líquida por el agua (libre, específicamente), aunque en los suelos pueden existir otros líquidos de menor significación; la fase gaseosa comprende sobre todo el aire, si bien pueden estar presentes otros gases (vapores sulfurosos, anhídrido carbónico, etc.). La capa viscosa del agua absorbida que presenta propiedades intermedias entre la fase sólida y la líquida, suele incluirse en esta última, pues es susceptible de desaparecer cuando el suelo es sometido a una fuerte evaporación (secado).

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

Se dice que un suelo es totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados por agua, un suelo en tal circunstancia consta, como caso particular, de sólo dos fases, la sólida y la líquida, por tanto muchos suelos que yacen bajo el nivel freático son totalmente saturados.

Algunos suelos contienen, además, materia orgánica en diversas formas y cantidades; en las turbas, estas materias predominan y consisten en residuos vegetales parcialmente descompuestos.

Aunque el contenido de materia orgánica y las capas adsorbidas son muy importantes desde el punto de vista de las propiedades mecánicas del suelo, no es preciso considerarlos en la medición de pesos y volúmenes relativos de las tres fases principales; su influencia se toma en cuenta más fácilmente en etapas posteriores del estudio de ciertas propiedades de los suelos.

En los laboratorios de Mecánica de suelos puede determinarse fácilmente el peso de las muestras húmedas, el peso de las muestras secadas al horno y el peso específico relativo de los suelos. Estas magnitudes no son, empero, las únicas cuyo cálculo es necesario; es preciso obtener relaciones sencillas y prácticas, a fin de poder medir algunas otras magnitudes en términos de éstas. Estas relaciones, de tipo volumétrico y gravimétrico, son de la mayor importancia para la aplicación sencilla y rápida de la teoría y su dominio debe considerarse indispensable.

CLASIFICACIÓN VISUAL Y TACTO

Siempre será necesario realizar a priori una clasificación visual de los suelos que consiste en reconocer el tipo de suelo en un sistema de clasificación conocido, en este caso mediante una inspección visual, táctil y olfativa, acompañado de algunos ensayos manuales evaluados en forma cualitativa. Mientras que la descripción consiste en aportar información adicional de algunas características notorias del suelo como pueden ser: el color, olor, forma de las partículas del suelo y otras características. Inclusive esta información descriptiva debe usarse para complementar la clasificación de un suelo mediante los ensayos convencionales de laboratorio.

GRANULOMETRÍA

Cuando se habla de un ensayo granulométrico generalmente se refiere al hecho de que por medios mecánicos se determina la distribución de las partículas de un suelo en cuanto a su tamaño, utilizando mallas con diferentes aberturas en las cuales se realiza un proceso de cribado. El proceso consiste en dos etapas, primero se usan las cribas de 2", 1 ½", 1", ¾", ½", 3/8", No. 4 y charola. En la segunda etapa se usan las cribas No. 10, 20, 40, 60, 100 y 200.

LÍMITES DE PLASTICIDAD

Estos límites también llamados límites de Atterberg, son utilizados para caracterizar el comportamiento de los suelos finos aunque su comportamiento varía a lo largo del tiempo. Estos límites se basan en el concepto de que en los suelos de grano fino solo podrán existir cuatro estados de consistencia según su humedad. Así, un suelo estará en estado sólido cuando la cantidad de agua sea inexistente. Entonces, al agregársele agua poco a poco pasará a sus tres estados siguientes: semisólido, plástico y finalmente líquido.

LÍMITE LÍQUIDO

Esta propiedad se mide mediante un procedimiento normalizado en el laboratorio en la cual con ayuda de un instrumento llamado copa de Casagrande se agrega una mezcla de suelo y agua capaz de ser moldeada. La muestra se divide en dos y se procede a dar golpes consecutivos contra la base de la máquina haciendo girar la manivela incorporada al instrumento hasta que el surco previamente trazado en la muestra se cierre a una longitud aproximada de 12.7 mm o $\frac{1}{2}$ ". Si el número de golpes necesario para que cierre el surco es de 25 la muestra corresponderá al límite líquido.

Esta prueba consiste en mínimo dos ensayos ajustando el contenido de agua y suelo hasta que el surco se cierre exactamente con un número de golpes de entre 15 y 25 en el primer caso, y entre 25 y 35 en el segundo caso. La humedad de la muestra se obtendrá finalmente interpolando linealmente el valor de la humedad correspondiente a 25 golpes entre los valores previamente obtenidos.

Otra forma de obtener el límite líquido es empleando el penetrómetro de cono inglés, construido en acero inoxidable con una longitud de 35 mm, un ángulo de ápice de 30° con una masa de 80 g incluyendo su eje. Está montado sobre un soporte que le permite deslizar y mantenerse en posición vertical, midiendo su movimiento mediante una carátula. El ensayo consiste en colocar la punta del cono tocando la superficie del suelo contenido en una cápsula, se libera de su sujeción oprimiendo un pulsador y cae por su propio peso, dejándolo penetrar en la masa de suelo durante 5 segundos; tras lo que se fija y se toma la lectura en el medidor. El límite líquido del suelo se define como el contenido de agua cuando la penetración del cono es de 20 mm.

LÍMITE PLÁSTICO

Se define el límite plástico como la humedad más baja con la que pueden formarse con un suelo cilindros de 3 mm de diámetro, rodando dicho suelo entre los dedos de la mano y una superficie lisa, hasta que los cilindros empiecen a resquebrajarse.

DENSIDAD DE SÓLIDOS

La densidad de sólidos se define como la relación que existe entre el peso de los sólidos y el peso del volumen del agua desalojado por los mismos, generalmente la variación de la densidad de sólidos es de 2.60 a 2.80, aunque existen excepciones como en el caso de la turba en la que se han registrado valores de 1.5 y aún menores, debido a la presencia de materia orgánica. En cambio en suelos con cierta cantidad de minerales de hierro la densidad de sólidos ha llegado a 3.

COMPRESIÓN TRIAXIAL NO CONSOLIDADA-NO DRENADA

Este ensayo consta de tres etapas (saturación, consolidación y compresión). Primeramente la probeta es saturada completamente de agua, luego incrementando la presión de la cámara es consolidada. Esta etapa lleva al suelo a un estado prescrito de volumen y de presión de poros, a partir de la cual se pueden medir con exactitud los siguientes cambios de volumen o de presión de poros que ocurrirán durante un ensayo.

Finalmente cuando se ha disipado el exceso de presión de poros al valor de la contrapresión original se cerrarán las válvulas de drenaje para comenzar con la compresión, donde la probeta llegará al punto cedente sin drenado, cuanto mayor sea la presión de cámara mayor será el esfuerzo desviador necesario para producir la falla.

La duración de la etapa de consolidación depende al tipo de suelo y al tamaño de la probeta, en algunos casos esta etapa puede durar hasta 48 horas; mientras que la etapa de compresión puede durar de 10 minutos a 2 horas.

El objetivo del ensayo es determinar los parámetros efectivos, ya que estos gobiernan la resistencia al corte del suelo y determinan también algunas características respecto al cambio de volumen y rigidez del suelo. Para dibujar el círculo de esfuerzos de Mohr que condicionará la envolvente de falla deben determinarse los esfuerzos principales para lo cual se recolectan periódicamente los valores de los deformímetros que controlan el anillo de carga y la deformación vertical de la probeta durante la compresión y también la presión poros en la probeta.

Con el área corregida A de la probeta puede determinarse el esfuerzo desviador que actúa en la probeta. Midiendo el exceso de presión de poros durante la etapa de compresión, se puede determinar el parámetro A de Skempton que será:

$$A = \frac{\Delta u}{\sigma}$$

Donde:

A=parámetro de Skempton

Δu =Exceso de presión de poros durante la compresión.

CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

Los materiales usados en la ingeniería civil, al aplicarles fuerzas exteriores, sufren deformaciones, de acuerdo con una determinada relación esfuerzo-deformación. En un suelo saturado al que se le aplican fuerzas exteriores se le provoca una deformación, pero no es instantánea.

A un proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo se le llama proceso de consolidación.

Frecuentemente ocurre durante un proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano.

Los resultados de los ensayos de laboratorio se muestran en las tablas A.1 y A.2 en los anexos a la presente tesis.

I.I DATOS DEL PROYECTO

El predio se encuentra en zona II y presenta una superficie sensiblemente plana. La estructura consiste en un edificio de planta baja: 5 plantas tipo para departamentos y 2 niveles de estacionamiento.

La subestructura estará formada por un cajón de cimentación de concreto reforzado, desplantado a una profundidad de 5.86 m (considerando un espesor de losa de cimentación de .5 m).

Se estimó un peso unitario máximo del edificio $PUMax = 90 \text{ KPa}$ ($\approx 9 \text{ t/m}^2$) y un momento de volteo por sismo $M = 67693.5 \text{ kN.m}$.

I.II ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES

De acuerdo con el perfil estratigráfico de la tablas 1 y 2, el subsuelo en el sitio corresponde a la zona II (zona de transición) definida por el REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE LA CIUDAD DE MÉXICO, con un relleno heterogéneo de 3 m de espesor, que sobre yace a una arcilla limosa y a una arcilla de alta plasticidad de consistencias blanda a media, hasta 6.8 m de profundidad.

Subyace a un limo arcilloso con poca arena fina, de consistencia firme, hasta 7.3 m, debajo de éste se encuentra un limo arcilloso y una arcilla limosa de consistencia dura a muy firme, que alcanzan 9.2 m de profundidad.

Por último, aparecen un limo arenoso, una arena fina y arenas limosas en estado muy compacto, hasta la máxima profundidad explorada de 30 m.

Dadas estas propiedades para hacer el cálculo de una cimentación que resista una edificación con las características previamente mencionadas se hará uso del programa ISE3D para el análisis de la cimentación en tres posibles estados en el tiempo: expansión, compresión y a largo plazo.

El nivel de agua freática (NAF) no se encontró hasta la máxima profundidad explorada de 30 m.

Como lo define el artículo 170 del capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento, para fines de las presentes Normas, la Ciudad de México se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

a) Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos artificiales no controlados.

b) Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limos arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

c) Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son en general medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubierto superficialmente por suelos aluviales, materiales deseados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

Debemos recordar que en la mecánica de suelos impera la necesidad de contar con datos firmes tanto en la etapa de proyecto como en la de construcción, datos firmes, seguros y abundantes del suelo con el que se estará trabajando, los cuales serán cruciales para la adecuada proyección y construcción de la obra que se desea edificar.

Dichos datos llevarán al proyectista a comprender y razonar las propiedades físicas del suelo así como las condiciones que habrán de ser consideradas para su análisis y diseño dando como resultado una resistente y duradera obra, preparada para cualquier imprevisto que nos tenga reservada la madre naturaleza.

De igual manera, es en el laboratorio de Mecánica de suelos será el lugar en donde el proyectista habrá de obtener los datos definitivos para su trabajo; primero deberá realizar las pruebas de clasificación y ubicará de forma correcta la naturaleza de los problemas que se le pudieran presentar. En particular y

dada la ubicación de la obra podrá decidir, como segunda fase si será necesario dar una solución particular o en su caso realizar pruebas más adecuadas para el terreno en concreto.

El cúmulo de toda esta información ayudará al ingeniero proyectista a definir las características de deformación y resistencia a los esfuerzos en el suelo con el que se habrá de trabajar.

Para llegar a datos fiables es preciso cubrir en forma adecuada una etapa previa e imprescindible: la obtención de las muestras de suelo apropiadas para la realización de pruebas de laboratorio, de esta manera se llega a la conclusión de que en la práctica existen dos actividades que tienen que ser realizadas antes de cualquier diseño o proyección de cualquier obra civil: muestreo de suelos y las pruebas de laboratorio.

II. Estado Límite de Falla

En el análisis de una cimentación, se debe revisar la seguridad del terreno de apoyo, tanto en la capacidad de carga por resistencia al corte como por las deformaciones del mismo; esto se logra verificando que no se excedan los estados límite de falla y de servicio del suelo de cimentación.

En este capítulo, trataremos el estado límite de falla, el cual se entiende por cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga del terreno de cimentación o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten, significativamente, la resistencia del suelo ante nuevas aplicaciones de carga.

Los siguientes ejemplos son del estado límite de falla de una cimentación según el RCDF (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal) en el artículo 224:

- Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación
- Flotación
- Falla de los elementos de la estructura de cimentación

II.1 Capacidad de carga última de un suelo

En relación con, el desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación que es generado por la presión vertical conocida como capacidad de carga última por resistencia al corte del suelo, según los estudios de la teoría de la plasticidad respecto a dicha capacidad de carga, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

Según Terzaghi y Peck:

Si la base de una zapata continua descansa sobre la superficie de un suelo sin peso que posee cohesión y fricción, el terreno falla a través de cinco zonas (figura 2.1). Debido a la fricción y adhesión entre el suelo y la base de la zapata, la zona I permanece en estado elástico, actúa como si fuera parte de la zapata y penetra en el suelo como una cuña, sus fronteras forman un ángulo de $45^\circ + \phi/2$ con la horizontal.

En las zonas II y III se genera un patrón de esfuerzos cortantes, los cuales en la zona III son iguales al estado pasivo de Rankine; las fronteras de la zona pasiva forman un ángulo de $45^\circ - \phi/2$ con la horizontal.

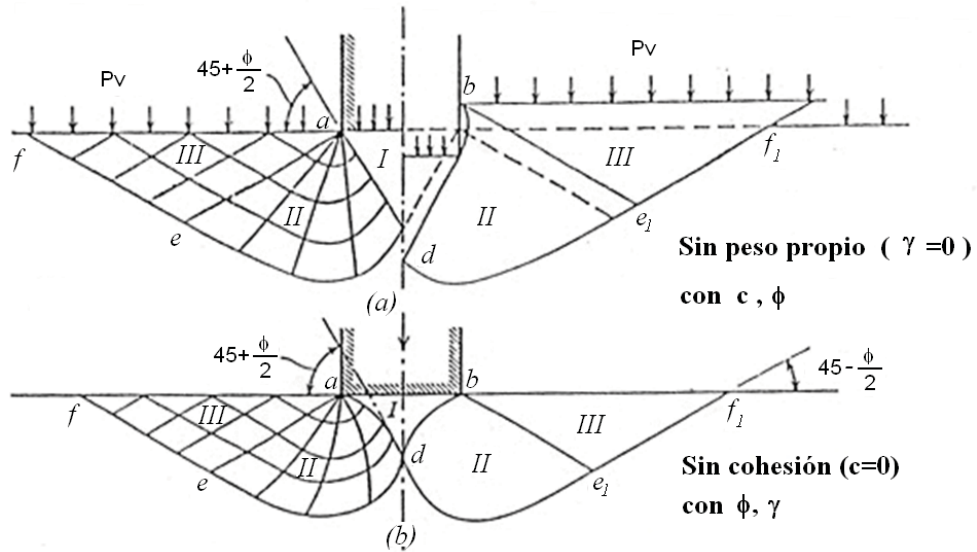


Figura 2.1 Zonas de equilibrio plástico después de la falla

(Terzaghi y Peck, 1967)

La zona II se conoce como zonas de esfuerzos radiales, porque las rectas de esta región plástica parten de las aristas de la zapata. La otra familia de curvas son espirales logarítmicas, cuyos centros se localizan en las aristas de la zapata.

La capacidad de carga última está dada por:

$$q_d = cN_c + p_v N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (2.1)$$

$$N_q = e^{\pi \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)} \quad (2.2)$$

$$N_v = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (2.3)$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \phi} \quad (2.4)$$

Si el suelo no tiene cohesión pero, sí fricción y peso propio, el patrón de falla se muestra en la figura 2.1 b. Las fronteras de la zona elástica I son curvas; las dos ramas se intersecan en el punto d, formando un ángulo de $90^\circ - \phi$. En la zona II, las líneas radiales son curvas. En la zona III, se presenta el estado pasivo de Rankine.

La ecuación de una espiral logarítmica se presenta en la siguiente figura:

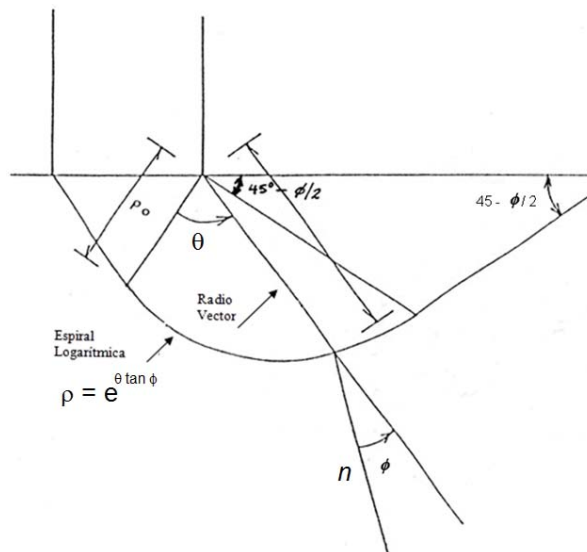


FIGURA 2.2. Espiral logarítmica

$$\rho = \rho_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (2.5)$$

[[$\theta \tan \phi$] en radianes]

La espiral logarítmica tiene la propiedad de que el ángulo entre el radio vector y la normal a la curva vale ϕ (figura 2.2). En cimientos profundos, Zeevaert hace la hipótesis de que “...la superficie de falla se extiende hasta que esta se vuelve vertical...” (figura 2.3); por lo tanto, el ángulo entre el radio vector y la horizontal vale ϕ :

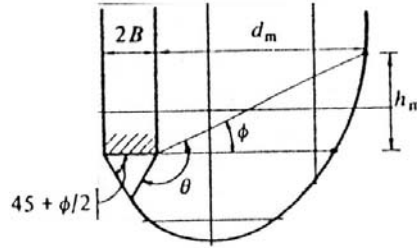


FIGURA 2.3. Espiral logarítmica en un cimiento profundo

(Zeevaert, 1973)

Cabe aclarar, que para la obtención de la ecuación de capacidad de carga, q_d (ecuación 2.1), se hicieron las siguientes hipótesis: el material es incompresible, su comportamiento es rígido-plástico y se trata de un estado de deformación plana.

Por lo demás, las limitaciones de las teorías sobre capacidad de carga no tienen una importancia práctica seria, porque la precisión de las soluciones, aún aproximadas, depende en mayor medida de nuestra habilidad para valuar las propiedades mecánicas de los suelos que entran en las ecuaciones, que los defectos de las propias teorías (Terzaghi y Peck, 1967).

EFFECTO DE LA FORMA DE LA CIMENTACIÓN

La expresión de capacidad de carga que proporciona la teoría de la plasticidad (ecuación 2.1) es válida para una zapata de longitud infinita. Para cimientos circulares, cuadrados y rectangulares se emplean factores de forma que son obtenidos experimentalmente. Así, la última capacidad de carga está dada por:

$$q_d = cN_c f_c + p_v N_q f_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma \quad (2.6)$$

$$f_c = 1 + 0.25 \frac{B}{L} \quad (2.7)$$

$$f_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi \quad (2.8)$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad (2.9)$$

En un cimiento de planta circular, se toma $B = L = D$, siendo D el diámetro del cimiento. En todos los casos $B/L \leq 1$.

CAPACIDAD DE CARGA RESISTENTE. FACTORES DE RESISTENCIA

Ahora, definamos la capacidad de carga resistente de un suelo con la siguiente expresión:

$$q_R = c N_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (2.10)$$

donde:

F_{Ri} : son factores de resistencia (o factores de reducción de resistencia), los cuales miden el grado de incertidumbre que se tiene respecto a la variación de la resistencia del suelo.

En general:

$$F_{Ri} \leq 1$$

PRESIÓN ÚLTIMA SOBRE EL TERRENO. FACTORES DE CARGA

La presión de contacto media entre cimiento y terreno vale:

$$q = \frac{\sum Q}{A} \quad (2.11)$$

donde:

$\sum Q$: es la sumatoria de cargas al nivel de desplante del cimiento.

A : es el área del cimiento.

Además:

$$q = \frac{1}{A} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

ahora, definamos la presión última sobre el terreno de la siguiente forma:

$$q_{ult} = \frac{1}{A} (Q_1 F_{c1} + Q_2 F_{c2} + Q_3 F_{c3} + \dots + Q_n F_{cn}) \quad (2.12)$$

donde:

F_{ci} : son factores de carga que miden la incertidumbre que se tiene respecto a la intensidad de las cargas.

Normalmente, $F_{ci} \geq 1$, aun cuando en algunos casos particulares, F_{ci} puede ser menor que uno.

La ecuación 2.12 se puede poner en forma simplificada:

$$q_{ult} = \sum \frac{QF_c}{A} \quad (2.13)$$

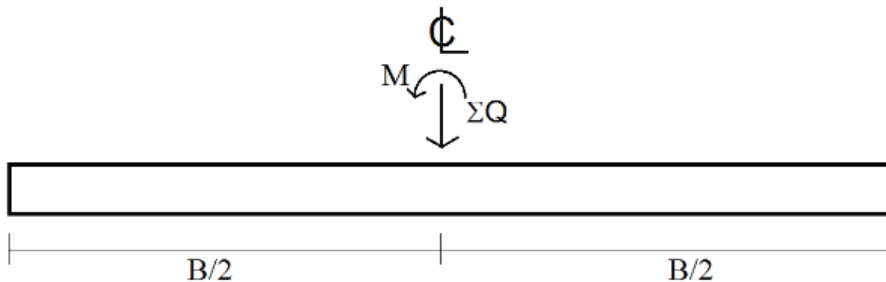
CIMIENTO SOMETIDO A CARGA VERTICAL Y MOMENTO

La determinación de la capacidad de carga, por resistencia al corte del suelo, de un cimiento sujeto a carga vertical y momento (figura 2.4 a) se puede llevar a cabo mediante un artificio teórico que consiste en considerar esta condición equivalente a la de un cimiento de ancho reducido sometido, únicamente, a carga vertical. Esta condición se obtiene de la siguiente forma: considérese un cimiento sometido a las acciones ΣQ y M (figura 2.4 a); desde el punto de vista de fuerzas externas, esta condición es equivalente en la figura 2.4 b donde se ha colocado la fuerza ΣQ , de tal forma, que ocasiona el mismo momento con respecto al centro de la línea. La excentricidad e vale:

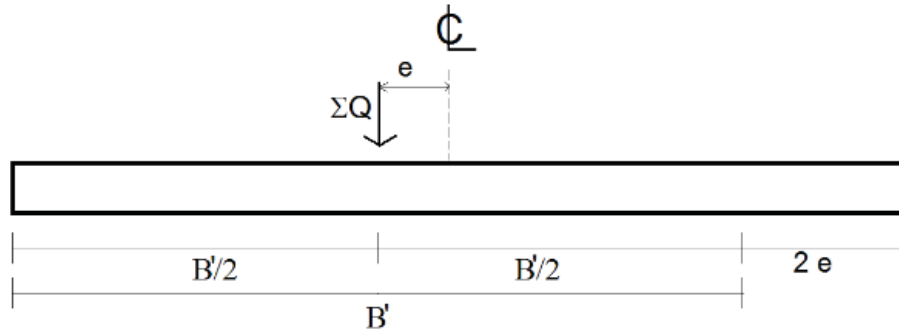
$$e = \frac{M}{\Sigma Q} \quad (2.14)$$

en la figura 2.4, se observa que se puede pensar en un cimiento de ancho B' sometido, únicamente, a la carga vertical ΣQ . De la figura 2.4 b, se tiene que:

$$\frac{B'}{2} = \frac{B}{2} - e \quad \therefore \quad B' = B - 2e \quad (2.15)$$



a) Cimiento sometido a carga vertical y momento



b) Cimiento con un sistema de cargas equivalentes

FIGURA 2.4. Cimiento sometido a carga vertical y momento

En consecuencia, la determinación de la capacidad de carga de un cimiento sujeto a carga vertical, ΣQ , y momento, M , se lleva a cabo tomando en cuenta un cimiento equivalente de ancho virtual, B' , que es dado por la ecuación 2.15 en donde la excentricidad, e , está dada por la ecuación 2.14.

La capacidad del suelo se obtiene sustituyendo en las expresiones correspondientes a la capacidad de carga por resistencia al corte, el ancho reducido virtual, B' , determinado con la ecuación 2.15. Asimismo, la presión de contacto en el cimiento virtual equivalente se halla considerando el ancho reducido, B' .

REVISIÓN DE LA SEGURIDAD DE UNA CIMENTACIÓN

Para que se cumpla con la seguridad de una cimentación, basta que se satisfaga la siguiente desigualdad:

$$q_{ult} < q_R \quad (2.16)$$

cuando se sustituyen las ecuaciones 2.13 y 2.10 en la expresión 2.16, se tiene:

$$\frac{QF_c}{A} \leq cN_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (2.17)$$

la desigualdad de la ecuación 2.17 se emplea para revisar la seguridad del terreno de cimentación por la capacidad de carga.

SUELOS FRICCIONANTES

En un suelo puramente friccionante:

$$c = 0 \text{ y } s = \sigma \tan \varphi$$

de acuerdo con la ecuación 2.10, la capacidad de carga resistente vale:

$$q_R = p_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (2.18)$$

usualmente, $F_{R2} = F_{R3} = F_R$, por lo tanto:

$$q_R = \left[p_v N_q f_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma \right] F_R \quad (2.19)$$

FALLA GENERAL Y FALLA LOCAL

Como mencionamos antes, la ecuación 2.1 se obtuvo considerando un material incompresible, hipótesis que se cumple solo en suelos compactos a muy compactos. Para tomar en cuenta la compresibilidad del material, Terzaghi y Peck (1967) recomiendan que se emplee la siguiente expresión para suelos en estado suelto:

$$\tan \phi = \frac{2}{3} \tan \phi^* \quad (2.20)$$

donde:

ϕ^* : es el ángulo de fricción interno del suelo que es determinado mediante pruebas de laboratorio o de campo.

Por su parte, Sowers indica que "...para suelos friccionantes con D_r mayor que 70% se debe emplear el criterio de Terzaghi para falla general y que para D_r menor que 20% se debe usar dicho criterio para falla local, y que para valores intermedios de D_r se debe interpolar". En consecuencia, podemos en forma conservadora usar la ecuación 2.20 de la siguiente manera:

$$\tan \phi = \alpha \tan \phi^* \quad (2.21)$$

$$\phi = \text{ang } \tan(\alpha \tan \phi^*) \quad (2.22)$$

$$\alpha = 0.67 \text{ para } D_r \leq 0.5$$

$$\alpha = 0.67 + 1.65(D_r - 0.5) \text{ para } 0.5 \leq D_r \leq 0.7 \quad (2.23)$$

$$\alpha = 1.0 \text{ para } D_r \geq 0.7$$

EFFECTO DE LA PRESENCIA DEL NAF (NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS)

Cuando el NAF queda por arriba del nivel de desplante de la subestructura, en el momento de la falla del terreno de cimentación, debido a la alta permeabilidad de los suelos friccionantes, la fracción sólida se mueve hacia cierta dirección, mientras que el agua permanece en condición prácticamente hidrostática; en consecuencia, se tienen que separar las contribuciones de las fases sólida y líquida del terreno. La contribución de la fase sólida está dada por la ecuación 1.18 con $p_v = p'_v$ y $\gamma = \gamma'$, es decir:

$$q'_R = p'_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (2.24)$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

la contribución de la fase líquida es igual a la presión del agua, u , al nivel del desplante de la subestructura. La capacidad resistente total será la suma de la que es debida a la fase sólida y de la que es debida al agua, es decir:

$$q_R = q'_R + u_R$$

$$q'_R = p'_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} + u_R$$

pero:

$$p_u = p'_v + u \quad u = p_u - p'_v \quad u_R = p_u F_{R4} - p'_v F_{R5}$$

$$q_R = p'_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} + p'_v F_{R4} + u F_{R5}$$

$$q_R = p'_v (N_q f_q F_{R2} - F_{R5}) + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} + p'_v F_{R4} \quad (2.25)$$

Las NTCDCC (Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones) del Distrito Federal hacen las siguientes consideraciones:

$$F_{R2} = F_{R3} = F_{R5} = F_R \quad \text{y} \quad F_{R4} = 1, \text{ por lo que, la ecuación 2.25 queda así:}$$

$$q_R \left[p'_v (N_q f_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma f_\gamma \right] F_R + p_v \quad (2.26)$$

REVISIÓN DE LA SEGURIDAD DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN

Se recomienda en la práctica que, en general, el factor $F_R \leq 0.45$; por ejemplo, las NTCDCC (2004) recomiendan $F_R = 0.35$ para zapatas en la zona de lomas (zona I) de la Ciudad de México.

La profundidad de la zona de falla bajo el desplante del cimiento vale (figura 2.5):

$$h = \frac{B \cos \phi \cdot e^{(\pi/4 + \phi/2) \tan \phi}}{2 \cos (\pi/4 + \phi/2)} \quad (2.27)$$

(por ejemplo, para $\phi = 36^\circ$, $h = 1.98 B$).

De acuerdo con lo tratado en los párrafos anteriores, la capacidad de carga resistente de un suelo puramente friccionante se puede obtener con la siguiente ecuación:

$$q_R = \left[p'_v (N_q f_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma f_\gamma \right] F_R + p_v \quad (2.28)$$

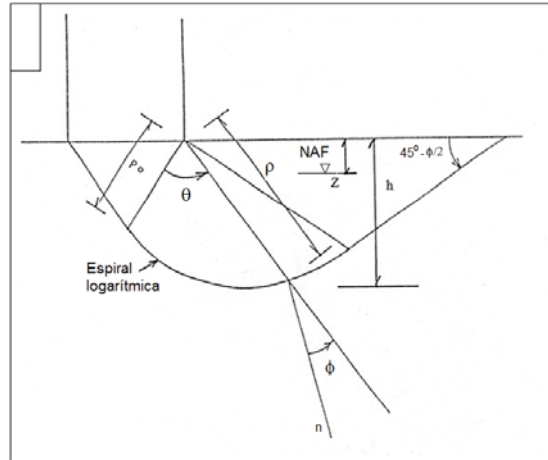


FIGURA 2.5. Espiral logarítmica

En la determinación de la capacidad de carga resistente de un suelo puramente friccionante se distinguen las siguientes condiciones:

- a) Cuando el NAF se encuentre a una profundidad mayor que el valor de h dado por la ecuación 2.27, se emplea la ecuación 2.28 con $\gamma = \gamma_m$, siendo γ_m = peso volumétrico natural del suelo arriba del NAF.
- b) Cuando el NAF se encuentre por arriba del nivel de desplante, se emplea la ecuación 2.28 con $\gamma = \gamma'$.
- c) Cuando el NAF se encuentra en una posición intermedia z (figura 2.5), se emplea la ecuación 2.28 con:

$$\gamma = \gamma' + \frac{z}{h} (\gamma_m - \gamma') \quad (2.29)$$

siempre se debe cumplir con:

$$q_{ult} < q_R \quad (2.30)$$

$$q_{ult} = \sum \frac{QF_c}{A'} \quad (2.31)$$

por su parte, las NTCDC establecen que:

...en caso de que el ancho B sea mayor que la profundidad z del manto freático bajo el nivel de desplante de la cimentación, el peso volumétrico a considerar será:

$$\gamma = \gamma' + \frac{z}{B} (\gamma_m - \gamma') \quad (\text{ecuación 4 de las NTCDC})$$

donde:

γ' : es el peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades z y

$$\frac{B}{2} \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

γ_m : es el peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático.

SUELOS COHESIVOS TOTALMENTE SATURADOS

En un cimiento somero que está apoyado sobre un suelo cohesivo totalmente saturado, la condición más desfavorable ocurre a corto plazo, ya que la resistencia tiende a aumentar al producirse el fenómeno de consolidación del suelo; por lo mismo, se recomienda la ejecución de pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas (tipo UU, pruebas rápidas) para la determinación de la resistencia al corte del terreno (figura 2.6).

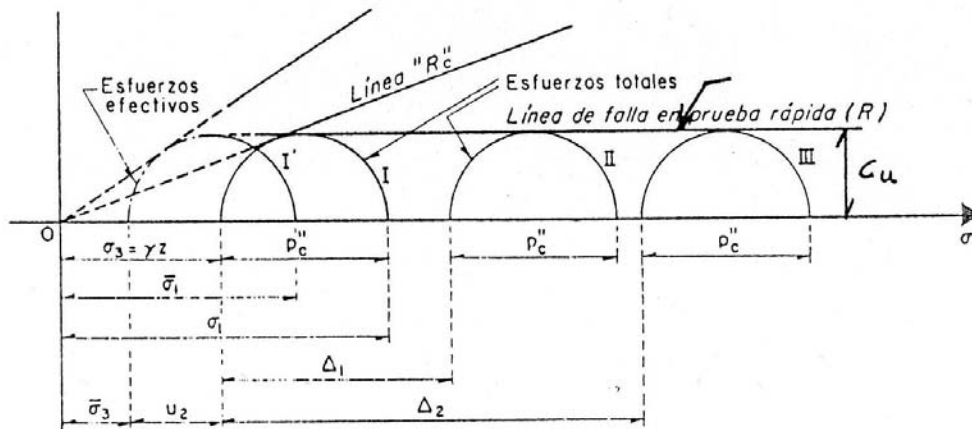


FIGURA 2.6. Línea de falla en una prueba triaxial rápida

Ya que la extracción de una muestra inalterada de arcilla produce cierta alteración de la misma, algunos autores recomiendan la ejecución de pruebas consolidadas-no drenadas para la obtención de la cohesión aparente del material. Desde luego, la presión de confinamiento de laboratorio deberá ser lo más cercana posible a la presión de confinamiento de campo.

En una prueba rápida $c = c_u$ y $\varphi = \varphi_u = 0$ (figura 2.6), sustituyendo en las ecuaciones 2.2, 2.3 y 2.8, se tiene:

$$N_q = 1, \quad N_\gamma = 0, \quad f_q = 1$$

además, en la teoría de la plasticidad se demuestra que en un material puramente cohesivo:

$$N_c = 2 + \pi = 5.14$$

antes, habíamos señalado que la capacidad de carga resistente está dada por la ecuación 2.10:

$$q_R = c N_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3}$$

al sustituir los valores correspondientes a un suelo puramente cohesivo, obtenemos:

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_{R1} + p_v F_{R2} \quad (2.32)$$

$$F_{R1} = F_R, F_{R2} = 1$$

por lo tanto:

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_R + p_v \quad (2.33)$$

$$f_c = 1 + 0.25 \frac{B}{L}$$

Skempton encontró que "...la capacidad resistente del suelo aumenta con la profundidad de empotramiento del cimiento en el estrato de apoyo hasta un máximo, después del cual se mantiene constante...", (figura 2.7); por esta razón, dentro del factor de forma, podemos agregar el efecto del empotramiento, entonces, el factor f_c queda así:

$$f_c = 1 + 0.25 \frac{B}{L} + 0.25 \frac{D}{B} \quad (1.34)$$

para $D/B < 2$ y $B/L < 1$

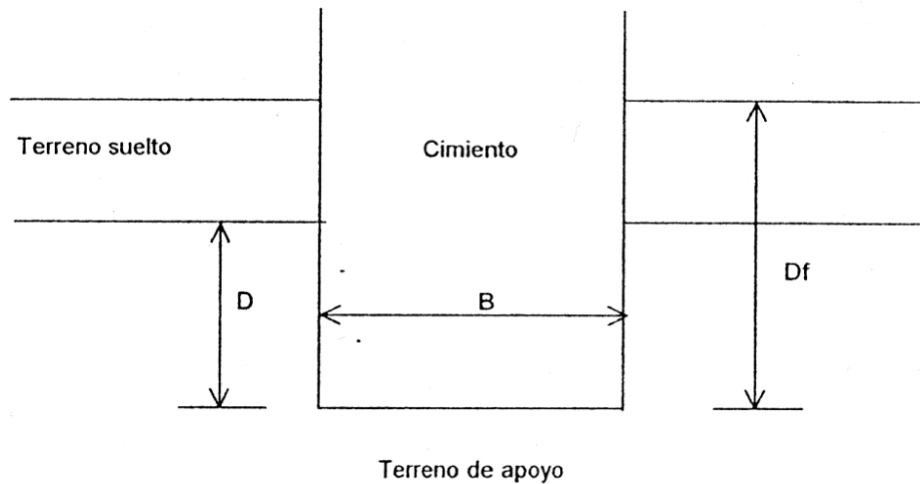


FIGURA 2.7. Profundidad de empotramiento D en el estrato de apoyo

En caso de que D/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se tomarán iguales a 2 y 1, respectivamente, según las NTCDCC (2004).

La figura 2.8 contiene la variación del ángulo de fricción interna en función del número de golpes, N , de la prueba de penetración estándar.

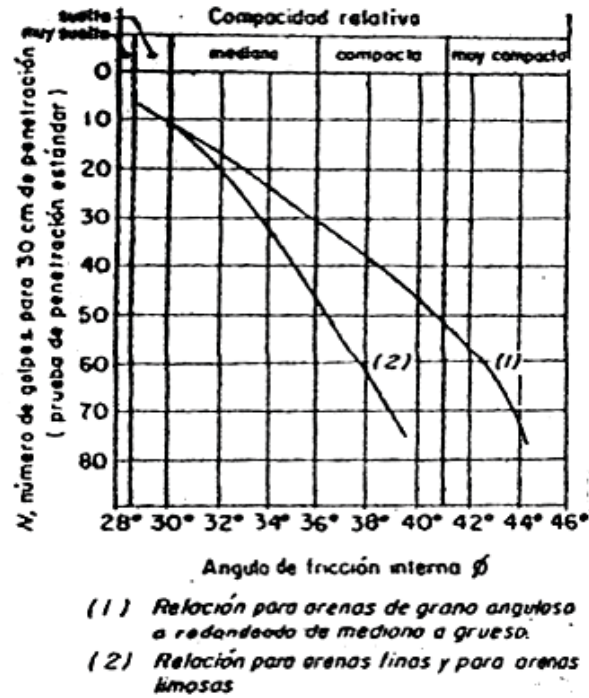


FIGURA 2.8. Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción de las arenas

(Juárez Badillo y Rico, 1976)

La tabla 2.1 muestra los valores del ángulo de fricción interna en función de la compactación del suelo.

TABLA 2.1. Ángulo de fricción interna para arenas

(Meyerhof, 1956)

Estado	Compacidad relativa D_r	N	q_c	Ángulo de fricción interna ϕ
			kg/cm ²	Grados
Muy suelto	< 0.2	< 4	< 20	< 30
Suelto	0.2 - 0.4	4 - 10	20 - 40	30 - 35
Semicompacto	0.4 - 0.6	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Compacto	0.6 - 0.8	30 - 50	120 - 200	40 - 45
Muy compacto	> 0.8	> 50	> 200	> 45

Donde:

N : es el número de golpes en la prueba de penetración estándar.

q_c : es la resistencia en la punta del cono.

La relación entre N y q_c (q_c = resistencia en la punta del cono holandés en kg/cm^2) está dada por Schmertmann (1970).

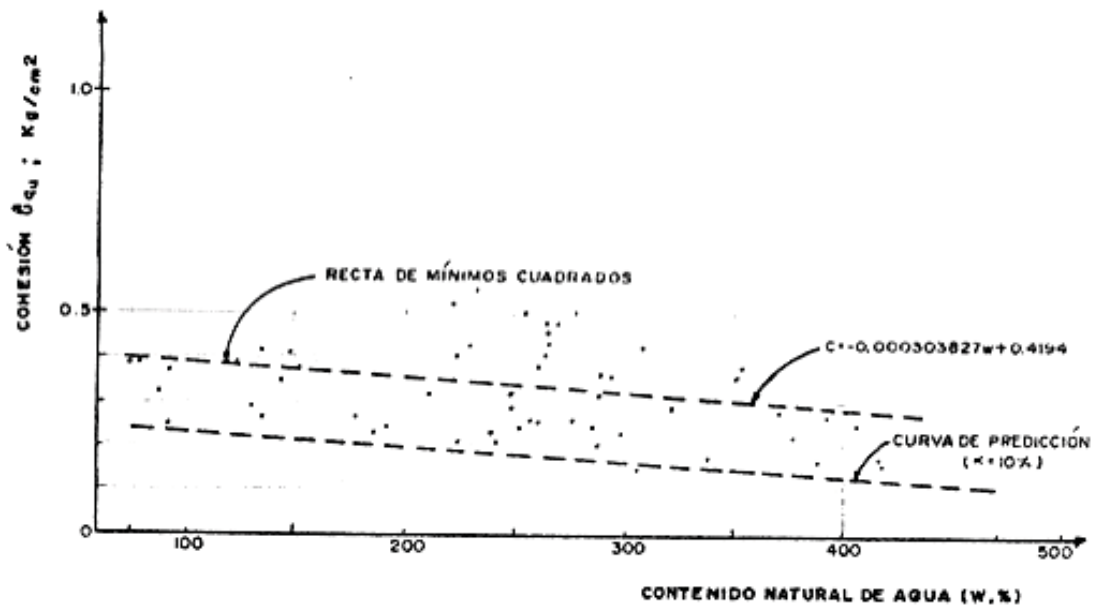


FIGURA 2.9. Correlación estadística entre C_{qu} y W

En la tabla 2.2, se exhibe la variación de la resistencia a la compresión simple, q_u , de un suelo cohesivo en función de su consistencia y del número de golpes de la prueba de penetración estándar.

TABLA 2.2. Resistencia a la compresión simple en arcillas

(Terzaghi y Peck, 1967)

Consistencia	N	Resistencia a la compresión simple, q_u , kg/cm ²
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2 - 4	0.25 - 0.50
Media	4 - 8	0.50 - 1.0
Firme	8 - 15	1.0 - 2.0
Muy firme	15 - 30	2.0 - 4.0
Dura	> 30	> 4.0

Donde:

N : es el número de golpes en la prueba de penetración estándar.

Cuando se emplea el cono holandés, la resistencia al corte en condiciones no drenadas está dada por:

$$c = \frac{q_c}{N_k} \quad (2.34)$$

II.II Falla de fondo

El factor de seguridad se puede calcular con la siguiente expresión (Tamez, *et al.*, 1987):

$$FS = \frac{c_u \left(N_c + \frac{2H_p}{L} \right)}{\gamma H + q} \quad (2.35)$$

donde:

$$N_c = 5.14 \left(1 + \frac{0.2H_m}{B} \right) \left(1 + \frac{0.2B}{L} \right) \quad (2.36)$$

H_m : es la profundidad de desplante del muro (figura 4.4).

H_p : es la longitud de la pata del muro.

B : es el ancho de la excavación.

L : es la longitud de la excavación.

Q : es la magnitud de la sobrecarga en la superficie del terreno.

La ecuación 2.51 es válida para $H_m/B \leq 2$ y $B/L \leq 1$. Para valores mayores, estas relaciones se consideran constantes e iguales a su límite superior (2 y 1, respectivamente).

La cantidad $2*H_p/L$ toma en cuenta la influencia de la profundidad de la pata en la estabilidad del fondo; esta influencia debe despreciarse cuando $H_p/L < 5$ (Tamez, *et al.*, 1987).

Los factores de seguridad mínimos recomendados son (Tamez, *et al.*, 1987):

FS ≥ 1.7 cuando existan edificios susceptibles de sufrir daños por asentamientos, en una distancia igual al ancho de la excavación.

FS ≥ 1.5 en los otros casos.

El factor de seguridad para la falla de fondo es de 1.52 como se muestra en la tabla 2.3 y es mayor a 1.5, el cual es aceptable debido al proceso constructivo que se realizará por etapas.

TABLA 2.3. Factor de seguridad para falla de fondo

B	L	Hm	H	Hp	γ	q	cu	Nc	FS
m	m	m	m	m	kN/m ³	kPa	kPa		
20.81	28.12	4.8	4.8	0	15.9	50	30	6.39	1.52

II.III Falla de fondo por subpresión

Esta falla ocurre cuando la presión hidráulica en el estrato permeable supera la presión debida al peso del suelo impermeable, que está comprendido entre el fondo de la excavación y el estrato permeable. La falla incipiente se presenta cuando se cumple la siguiente igualdad:

$$\gamma_m h = \gamma_w h_w \quad (2.37)$$

es decir:

$$h = \frac{\gamma_w h_w}{\gamma_m}$$

Por lo tanto, para que no se presente la falla por subpresión, se deberá cumplir que:

$$h > \frac{\gamma_w h_w}{\gamma_m} \quad (2.38)$$

Cuando el espesor “*h*” sea insuficiente para asegurar la estabilidad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable “*h_w*” por medio de pozos de alivio, NTCDDC, capítulo5, (2004). El propósito de los pozos de alivio es reducir la presión hidráulica en el estrato permeable para que no se produzca una falla de fondo por subpresión.

En la tabla 2.4, se presenta el cálculo por subpresión:

TABLA 2.4 Factor de seguridad por supresión

w	hw	s	hs	FS
kN/m ³	m	kN/m ³	m	
9.81	2.95	17.86	0.55	0.34

Como se observa en la tabla anterior, el factor de seguridad es menor que 1, por lo que, se requiere abatir la presión hidráulica, lo cual puede realizarse por medio de pozos de alivio o por bombeo. En este caso, se utilizarán pozos de alivio en virtud de que el estrato permeable está muy cercano al fondo de la excavación.

III. Estado Límite de servicio

En los suelos plásticos totalmente saturados, se presentan expansiones inmediatas producidas por excavaciones, asentamientos inmediatos a volumen constante (por recompresión y por compresión) y asentamientos diferidos con cambio de volumen (por recompresión y por compresión). También, ocurren deformaciones transitorias y permanentes a volumen constante que son producidas por un sismo.

Las NTCDCC establecen que en cimentaciones compensadas se calcularán:

- i) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación (asentamientos inmediatos a volumen constante).
- ii) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo cargas sísmicas.
- iii) Los movimientos diferidos debidos al incremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo.

En una excavación pueden ocurrir fuertes expansiones inmediatas debidas a deformaciones del suelo a volumen constante; por ejemplo, en una excavación de 6 m de profundidad, de 18 m de ancho por 124.8 m de longitud, se observó una expansión al centro de 50 cm y de 20 en las orillas. En otra excavación de 6 m de profundidad, de 10 m de ancho por 48 m de longitud, se midió una expansión inmediata de 40 cm al centro y de 10 cm en las orillas.

Estos datos fueron registrados por Marsal y Mazari (1959) que, además, señalan que tales movimientos del subsuelo son causa de asentamientos en un edificio, aunque se le haya compensado totalmente. Por su parte, Tamez señala que:

...en la ejecución de excavaciones hasta de 120 m de longitud, 16 m de ancho y 6 a 7 m de profundidad, en aras del cumplimiento del programa de construcción (que debió llevarse a cabo con gran premura) hubo que admitir el desarrollo de expansiones del fondo, que llegaron hasta 60 cm, en algunos casos, por lo que, se requirió la instalación de pilotes de control para reducir y controlar los asentamientos generados por la recuperación de las expansiones. Debe agregarse que solamente se empleó bombeo de achique para el control de filtraciones a la excavación, durante todo el tiempo que tomó la construcción de las cimentaciones. Esta contradicción, de diseñar una cimentación compensada que, en teoría, no debiera sufrir asentamientos, y la triste realidad de no poder controlar las expansiones inducidas por el proceso de excavación, que se traducirían más tarde en grandes asentamientos, me resultó muy inquietante, y la llamé, para mi propio uso, 'la paradoja de las cimentaciones compensadas', que me mantuvo inquieto durante varios años.

Tamez, E., "Cincuenta años de geotecnia en ICA", *Memoria de la reunión conmemorativa: 40 años de investigación y práctica en geotecnia*, t. II, Fundación ICA, 1996.

Para ejemplificar las deformaciones que experimenta un suelo cohesivo totalmente saturado, analicemos un edificio apoyado en una cimentación parcialmente compensada a base de un cajón de concreto reforzado en un suelo de este tipo. Para alojar el cajón es necesario efectuar un corte, lo que produce expansiones inmediatas del fondo de la excavación. Al construir el edificio, las expansiones se recuperan mediante hundimientos que se denominan asentamientos por recompresión. Debido al incremento neto de carga, se presentan hundimientos inmediatos adicionales que se denominan asentamientos por compresión. Finalmente, debido al incremento neto de carga ocurren hundimientos diferidos causados por el fenómeno de consolidación de la arcilla.

El cálculo de las deformaciones anteriores se puede llevar a cabo de la siguiente forma:

Expansiones inmediatas

Se ha observado que las expansiones inmediatas son de tipo elástico, por lo que con frecuencia se calculan empleando la teoría de la elasticidad. Sin embargo, es conveniente considerar que el módulo elástico del suelo es no lineal y, además, aumenta con la presión de confinamiento. El módulo elástico no lineal se suele obtener mediante pruebas de compresión triaxial (de preferencia del tipo consolidadas-no drenadas), aplicando para cada presión de confinamiento ciclos de carga y descarga en el suelo. Las expansiones inmediatas se pueden calcular utilizando un módulo elástico lineal, ε_e , pero según lo comentado en el cuerpo de este capítulo, el cómputo será solo aproximado por el marcado comportamiento no lineal de los suelos. Cabe aclarar que, en algunos sitios de la Ciudad de México, la arcilla exhibe un módulo elástico no drenado del orden de 50 kg/cm² (Alberto, 1970).

III.I Deformaciones por compresión inmediata

ASENTAMIENTOS INMEDIATOS POR RECOMPRESIÓN

Los asentamientos inmediatos por recompresión se calculan con la teoría de la elasticidad, pero conviene estimar que el módulo de deformación en recompresión es no lineal y que se acrecienta con la presión de confinamiento. El cálculo se efectúa en forma similar al de las expansiones, pues el módulo de recompresión es muy parecido al de expansión; el signo de los esfuerzos es ahora de compresión.

ASENTAMIENTOS INMEDIATOS POR COMPRESIÓN

Los asentamientos inmediatos por compresión se calculan con la teoría de la elasticidad, pero conviene observar que el módulo de deformación es no lineal y que aumenta con la presión de confinamiento.

III.II Deformación por consolidación

ASENTAMIENTOS DIFERIDOS POR COMPRESIÓN

Las cargas por compresión producen asentamientos diferidos ocasionados por cambio de volumen al ser expulsada el agua; estos se calculan con los resultados de las pruebas de consolidación unidimensional.

Al aplicar una carga sostenida en un suelo cohesivo totalmente saturado, se presenta una deformación a largo plazo debida al fenómeno de consolidación del suelo. En general, se acepta que la consolidación conste de dos procesos: (1) la consolidación primaria que es causada por el fenómeno de expulsión de agua del suelo y (2) la consolidación secundaria que es ocasionada por una deformación de tipo visco plástico de las partículas del suelo.

La deformación por consolidación primaria se puede calcular con la teoría de Terzaghi (Juárez Badillo y Rico, 1976) y la deformación por consolidación secundaria se puede calcular empleando la teoría de Zeevaert (1973).

En la práctica, la deformación diferida se conoce a partir de una prueba de consolidación que consiste en aplicar varias cargas sostenidas durante lapsos, más o menos, definidos (que usualmente duran un día). En general, se aplican del orden de siete a nueve cargas, por lo que, un ensaye de consolidación dura de siete a nueve días. Los resultados de una prueba de consolidación se grafican en una curva de compresibilidad, en la cual se traza en el eje de las ordenadas, la relación de vacíos, y en el eje de las abscisas, la presión aplicada (es usual graficar esta en escala logarítmica).

Cuando se conoce la curva de compresibilidad de un estrato de suelo, el asentamiento se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\Delta H = \left[\frac{\Delta e}{(1 + e_0)} \right] H \quad (3.1)$$

También, la deformación diferida se puede calcular en forma aproximada en función del índice de recompresión en el tramo de recompresión (figura 3.1). El asentamiento a largo plazo de un estrato de espesor H se obtiene de la siguiente forma:

$$\Delta e = C_{rc} \log \left(\frac{p_{vo}' + \Delta p'}{p_{vo}'} \right) \quad (3.2)$$

por ello:

$$\Delta H = \frac{C_{rc} H}{1 + e_0} \log \left(\frac{p_{vo}' + \Delta p'}{p_{vo}'} \right) \quad (3.3)$$

en el tramo virgen, la deformación diferida se calcula:

$$\Delta e = C_c \log \left(\frac{p_{vo}' + \Delta p'}{p_{vo}'} \right) \quad (3.4)$$

en consecuencia:

$$\Delta H = \frac{C_c}{1 + e_o} \log \left(\frac{p_{vo}' + \Delta p'}{p_{vo}'} \right) \quad (3.5)$$

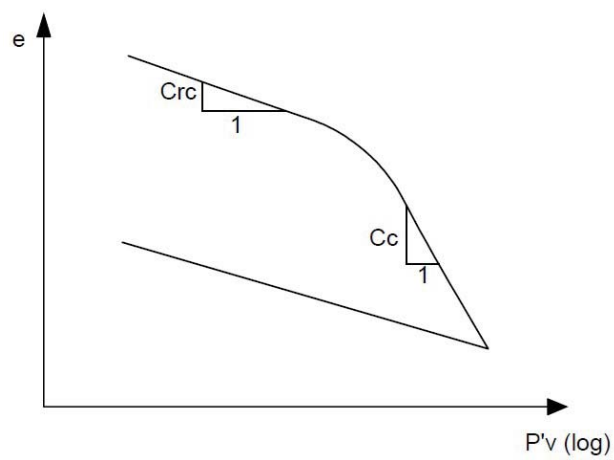


FIGURA 3.1 Suelo cohesivo totalmente saturado

III.III Interacción suelo estructura

Se conocen como métodos de interacción estática suelo-estructura aquellos procedimientos que para el cálculo de las deformaciones del terreno de cimentación toman en cuenta la rigidez de la estructura. Todos estos métodos están basados en el principio de que en el contacto cimiento-terreno, los desplazamientos tanto de la subestructura como los del terreno son iguales, es decir, existe compatibilidad de deformaciones entre la estructura y suelo.

En términos generales, el procedimiento de cálculo para la interacción suelo-estructura consiste en tres pasos: (1) se calculan los desplazamientos de la subestructura, (2) se calculan los desplazamientos del terreno de cimentación y (3) se establece la compatibilidad de las deformaciones entre la estructura y suelo.

Se pueden distinguir dos clases de situaciones en relación con la interacción: (1) cuando los cimientos están suficientemente separados, de tal forma que, la carga sobre un apoyo no ejerce influencia sobre los desplazamientos de los apoyos vecinos (este fenómeno se presenta, usualmente, en zapatas aisladas) y (2) cuando se trata de un cimiento continuo, donde el desplazamiento de un punto de dicho cimiento está afectado por la carga repartida en toda la subestructura (es el caso de zapatas corridas o losas de cimentación).

1) ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural lo realizamos empleando el método de rigideces.

En una barra de cimentación (figura 3.2), el vector de cargas de empotramiento para el sistema local vale:

$$\left(p_m^e \right)' = \begin{bmatrix} \frac{wL^2}{12} - \left(\frac{11}{192} \right) L^2 r_r - \left(\frac{5}{192} \right) L^2 r_s \\ -\frac{wL^2}{12} + \left(\frac{5}{192} \right) L^2 r_r + \left(\frac{11}{192} \right) L^2 r_s \\ -\frac{wL}{2} + \left(\frac{13}{32} \right) L r_r + \left(\frac{3}{32} \right) L r_s \\ -\frac{wL}{2} + \left(\frac{3}{32} \right) L r_r + \left(\frac{13}{32} \right) L r_s \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta'_p \\ \theta'_q \\ \delta'_r \\ \delta'_s \\ \delta'_u \\ \delta'_v \\ \delta'_a \\ \delta'_b \end{matrix}$$

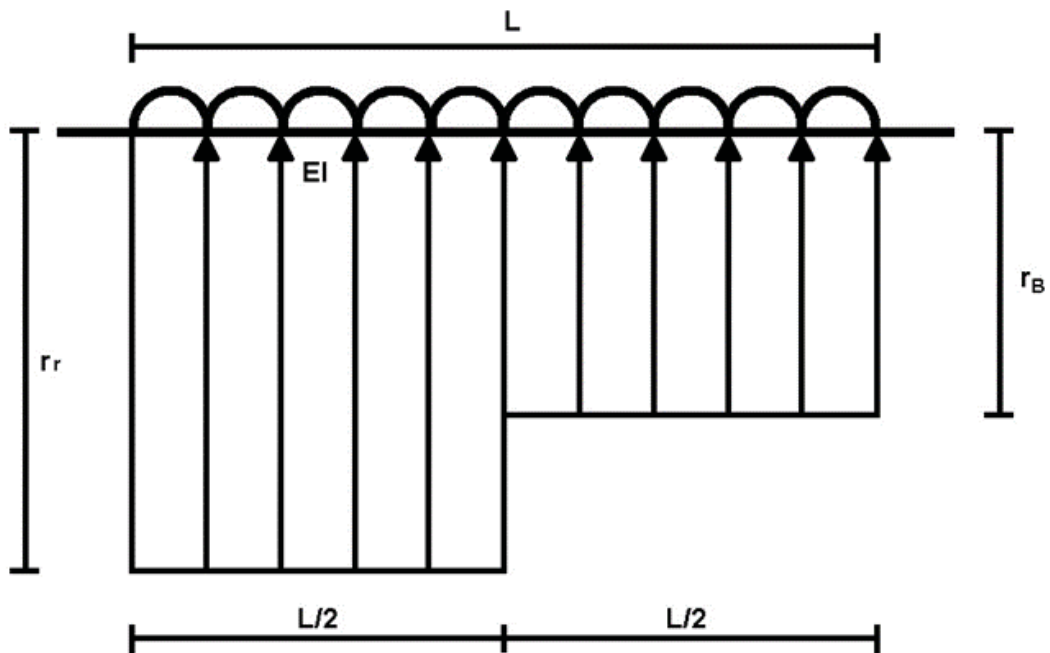


FIGURA 3.2 Geometría y cargas en la barra de cimentación

En el sistema global cuando $\alpha = \beta = 0$, el vector de cargas de empotramiento queda así:

$$p_m^e = \begin{bmatrix} \frac{wL^2}{12} - \left(\frac{11}{192}\right)L^2 r_r - \left(\frac{5}{192}\right)L^2 r_s \\ -\frac{wL^2}{12} + \left(\frac{5}{192}\right)L^2 r_r + \left(\frac{11}{192}\right)L^2 r_s \\ -\frac{wL}{2} + \left(\frac{13}{32}\right)Lr_r + \left(\frac{3}{32}\right)Lr_s \\ -\frac{wL}{2} + \left(\frac{3}{32}\right)Lr_r + \left(\frac{13}{32}\right)Lr_s \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta'_p \\ \theta'_q \\ \delta'_r \\ \delta'_s \\ \delta'_u \\ \delta'_v \\ \delta'_a \\ \delta'_b \end{bmatrix}$$

(3.6)

2) CÁLCULO DE DEFORMACIONES DEL SUELO

Las cargas que transmite la estructura al terreno de cimentación son iguales en magnitud y en sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura por la tercera ley de Newton (Deméneghi, 1996). Calculemos los asentamientos del terreno en función de estas cargas: estimemos una reacción, r_k , actuando en la superficie (figura 3.3); la presión vertical vale $r_k d_k / a_k$ donde d_k y a_k son la longitud y el área en las que actúa la carga, respectivamente. La deformación del estrato de espesor, H_j , debida a la carga, r_k , vale:

$$\delta_{ijk} = \left(\frac{1}{E_{zij}} \right) H_j \sigma_{zjik}$$

pero:

$$\sigma_{zjik} = \frac{I_{zjik} r_k d_k}{a_k} \quad (3.7)$$

donde:

I_{zjk} : es el valor de influencia vertical, el cual es igual al esfuerzo normal vertical en el punto ij que es producido por una presión unitaria cuando está actuando en el área a_k (Zeevaert, 1973).

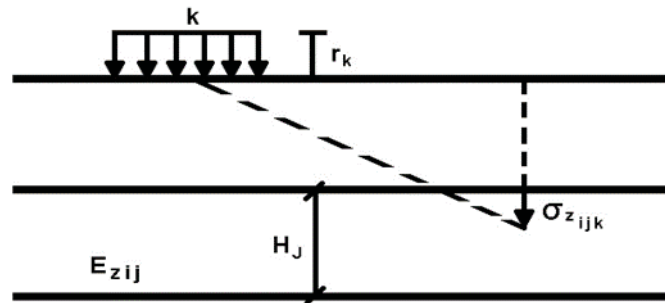


FIGURA 3.3 Cálculo de los asentamientos del terreno

E_{zij} es el módulo lineal de deformación, el cual se define como el cociente del esfuerzo normal vertical entre la deformación unitaria vertical que se presenta en el punto ij .

$$\delta_{ijk} = \frac{1}{E_{zij}} \frac{H_j I_{zijk} r_k d_k}{a_k}$$

La deformación del estrato, j , que es debida a todas las cargas vale:

$$\delta_{ijk} = \left(\frac{1}{E_{zij}} \right) H_j \sum_{k=1}^{nr} \frac{I_{zijk} r_k d_k}{a_k}$$

donde:

nr : es el número total de cargas, r_k .

$$\delta_i = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{ne} \left(\frac{1}{E_{zj}} \right) H_j \sum_{k=1}^{nr} \frac{I_{zijk} r_k d_k}{a_k} \quad (3.8)$$

donde:

n_e : es el número total de estratos.

En la ecuación 3.8, los hundimientos del terreno quedan en función de las cargas r_k .

Cabe aclarar que, aunque el procedimiento es unidimensional aparentemente, en la práctica se pueden tomar en cuenta, en la estimación de E_{zj} , tanto los incrementos del esfuerzo horizontal como el efecto de la presión de confinamiento en la rigidez del suelo, así como, el hecho de que la curva esfuerzo-deformación unitaria es no lineal. En efecto, E_{zj} está dado por:

$$E_{zj} = \frac{\sigma_{zj}}{\varepsilon_{zj}} \quad (3.9)$$

Si, σ_{zj} es el esfuerzo normal vertical en el punto, ij , (a la mitad del estrato j) y, ε_{zj} es la deformación lineal unitaria vertical del estrato, j . ε_{zj} , se puede calcular usando una teoría no lineal o una teoría lineal.

Los esfuerzos normales verticales y horizontales se obtienen aplicando la ecuación 3.7 para todas las cargas r_k , es decir:

$$\sigma_{zj} = \sum_{k=1}^{nr} \frac{I_{zijk} r_k d_k}{a_k} \quad (3.10)$$

$$\sigma_{xij} = \sum_{k=1}^{nr} \frac{I_{xijk} r_k d_k}{a_k} \quad (3.11)$$

$$\sigma_{yij} = \sum_{k=1}^{nr} \frac{I_{yijk} r_k d_k}{a_k} \quad (3.12)$$

3) COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES

En esta fase, se establece la compatibilidad de deformaciones entre la estructura y suelo de cimentación, lo cual equivale a considerar que, tanto los desplazamientos de la estructura como los del terreno son iguales, es decir, que el suelo no se despega de la estructura (Deméneghi, 1996).

IV. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN

IV.I Análisis de la cimentación del edificio habitacional

CARÁCTERÍSTICAS DEL PROYECTO

El predio en cuestión se encuentra en la zona II, en la colonia Actipan, en México, D F. Presenta una superficie sensiblemente plana.

La estructura consiste en un edificio de planta baja, 5 plantas tipo para departamentos y 2 niveles para estacionamiento. La subestructura estará formada por un cajón de cimentación de concreto reforzado, desplantado a una profundidad de 5.86 m (considerando un espesor de losa de cimentación de 0.5 m).

Se estimó un peso unitario máximo del edificio $PUMax = 90 \text{ kPa}$ ($\approx 9 \text{ t/m}^2$) y un momento de volteo por sismo $M = 67693.5 \text{ kN.m}$.

TRABAJOS DE EXPLORACIÓN

Los trabajos de exploración consistieron en la ejecución de un sondeo mixto de penetración estándar y muestreo inalterado (sondeo SM-1), llevado hasta una profundidad de 30 m. La ubicación del sondeo se muestra en la figura 4.1

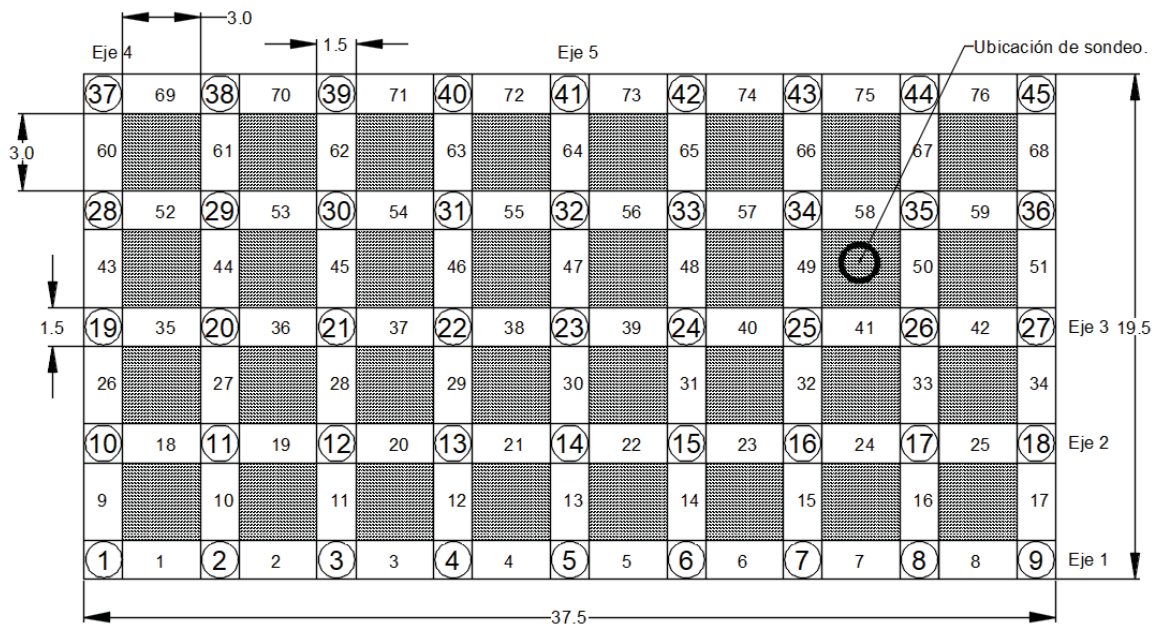


Figura 4.1 Zona de Sondeos

La estratigrafía encontrada en el sondeo SM-1 se indica en la tabla A1 del anexo de esta tesis.

El nivel de agua freática (NAF) no se encontró hasta la máxima profundidad explorada de 30 m.

PRUEBAS DE LABORATORIO

Las muestras extraídas del sondeo se sometieron a las siguientes pruebas de laboratorio:

- Contenido natural de agua
- Clasificación visual y al tacto
- Granulometría
- Límites de plasticidad
- Densidad de sólidos
- Compresión triaxial no consolidada-no drenada
- Consolidación unidimensional

Los resultados de los ensayos de laboratorio se muestran en la tabla A.1 y A.2 del anexo de esta tesis.

ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES

De acuerdo con el perfil estratigráfico el subsuelo en el sitio corresponde a la zona II (zona de transición) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, con un relleno heterogéneo de 3 m de espesor, que sobre yace a una arcilla limosa y a una arcilla de alta plasticidad de consistencias blanda a media, hasta 6.8 m de profundidad.

Subyace a un limo arcilloso con poca arena fina, de consistencia firme, hasta 7.3 m. Debajo de éste se encuentra un limo arcilloso y una arcilla limosa de consistencia dura a muy firme, que alcanzan 9.2 m de profundidad.

Por último, aparecen un limo arenoso, una arena fina y arenas limosas en estado muy compacto, hasta la máxima profundidad explorada de 30 m.

El nivel de agua freática (NAF) no se encontró hasta la máxima profundidad explorada de 30 m.

REVISIÓN DE LA SEGURIDAD DE LA EXCAVACIÓN

Dadas las características del edificio y del subsuelo bajo el predio, resulta una cimentación ligeramente sobre compensada.

Para el cálculo de los estados límite de falla y de servicio se consideró al suelo como puramente cohesivo (condición más desfavorable).

Estados límite de falla

De acuerdo con el tipo de diseño adoptado, la revisión de los estados límite de falla podrá consistir en verificar que resulta suficiente para asegurar la estabilidad de la construcción alguna de las capacidades de carga siguientes:

- a) Capacidad de carga del sistema suelo–zapatas o suelo–losa de cimentación. Despreciando la capacidad de los pilotes, para esto se verificará entonces el cumplimiento de la desigualdad

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\frac{\sum Q F_c}{A} < C_u N_c F_R + p_v$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\frac{\sum Q F_c}{A} < \left[\bar{p}_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] + F_R + p_v$$

donde:

$\sum Q F_c$ Suma de las acciones verticales, afectadas por el correspondiente factor de carga (ton).

A Área del cimientto (m^2).

p_v Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo (ton/m^2).

\bar{p}_v Presión vertical efectiva a la misma profundidad (ton/m^2).

Γ Peso volumétrico del suelo (ton/m^3)

C_u Cohesión aparente (ton/m^2) determinada en ensaye triaxial.

B Ancho de la cimentación (m).

N_c Coeficiente de capacidad de carga, igual a:

$$N_c = 5.14 \left(1 + \frac{0.25D_f}{B} + \frac{0.25B}{L} \right)$$

para

$$\frac{D_f}{B} < 2 \quad \text{y} \quad B/L < 1$$

En caso de que D_f / B y B / L no cumplan las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1 respectivamente.

Donde:

D_f Profundidad de desplante (m).

L longitud del cimiento (m)

Si se adopta este tipo de revisión, la losa o las zapatas y las contratraves deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más la concentración de carga correspondiente a la capacidad de carga total de cada pilote dada por la ecuación:

$$C_f = A_L f F_R$$

Donde:

F_R Es el factor de resistencia y es igual a: 0.7

C_f Capacidad por adherencia

A_L Área lateral del pilote (m^2)

f Adherencia lateral media, pilote-suelo (ton/m^2)

con un factor de resistencia F_R igual a 1.0.

$$\frac{\sum QF_c}{A} < C_u N_c F_R + p_v$$

Sea:

$$q_{ult} = \frac{\sum QF_c}{A}$$

$$q_R = C_u N_c F_R + p_v$$

Se debe cumplir

$$q_{ult} < q_R$$

En las expresiones anteriores:

$$F_c = \text{factor de carga} = 1.4$$

Donde:

$$\frac{\sum Q F_c}{A} = q_{ult}$$

Será la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, dividida entre el área de la cimentación, afectadas las acciones por sus respectivos factores de carga = $90(1.4) = 126$ kPa

p_v presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo = 101.16 kPa

C_u cohesión aparente = 68 kPa

N_c es el coeficiente de capacidad de carga, dado por:

$$N_c = 5.14 \left(1 + \frac{0.25 D_f}{B} + \frac{0.25 B}{L} \right) =$$

$$N_c = 5.14 \left(1 + \frac{0.25 * 5.86}{19.5} + \frac{0.25 * 19.5}{37.5} \right) = 6.19$$

Sustituyendo valores

$$q_R = 68 * 6.19 * 1.4 + 101.16$$

$$q_R = 690.86 \text{ kPa}, Q_{ult} = 126 \text{ kPa}$$

Por lo tanto:

$$q_{ult} < q_R$$

Cumple

IV.II Análisis de las deformaciones con interacción suelo-estructura

Para el análisis de esta cimentación por medio de la interacción suelo estructura se analizó mediante el programa ISE3D (Programa de interacción suelo estructura tridimensional) en su versión 2017 diseñado por el M.I. Héctor Sanginés García y el Dr. Armando Rafael Hermosillo Arteaga en el cual se analizó el modelo de la cimentación que a continuación se muestra.

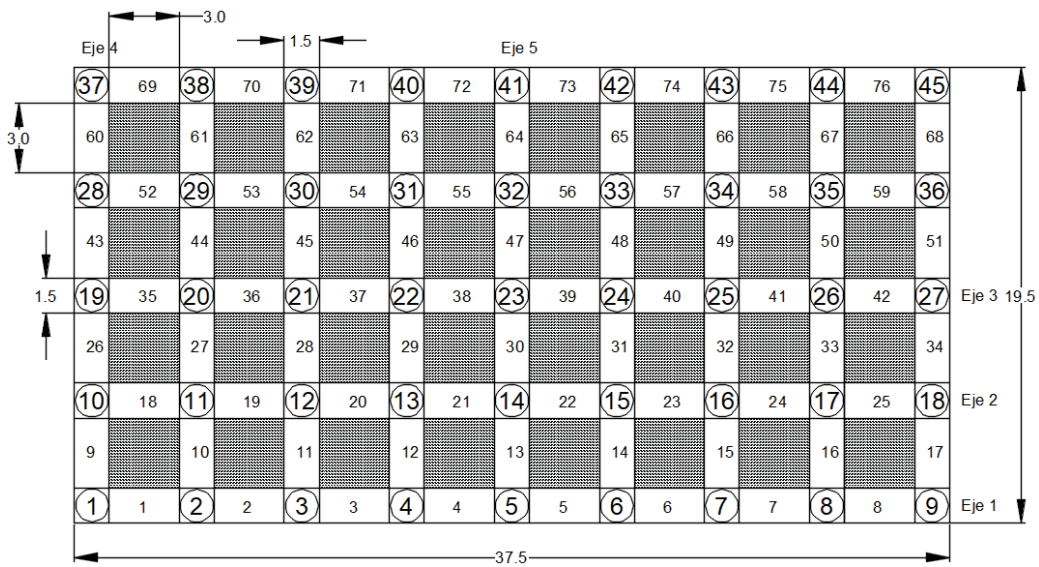


Figura 4.2.1 Vista de planta de la cimentación

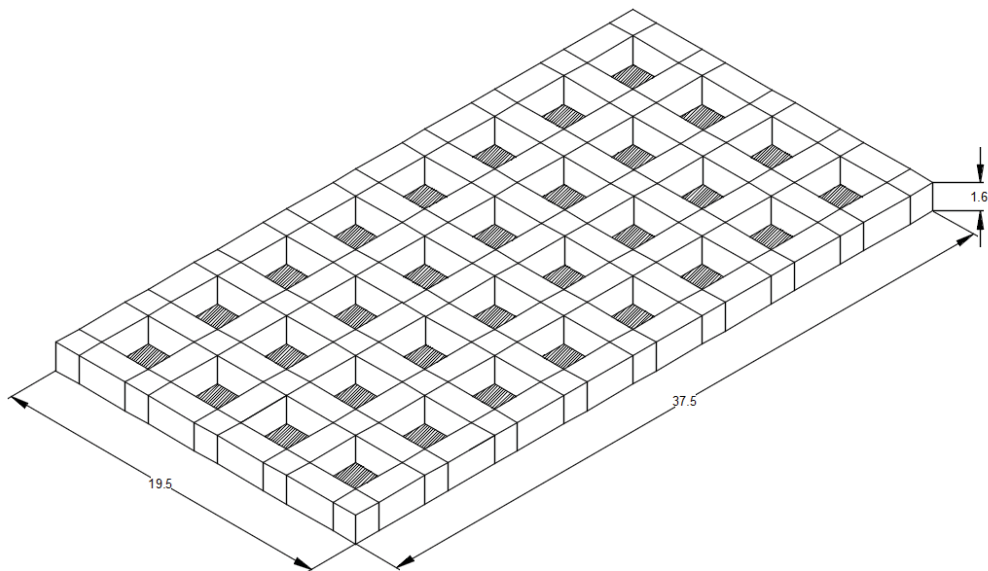


Figura 4.2.2 Modelo Isométrico de la cimentación

Para este análisis lo que interesa y es objeto de análisis es predecir el comportamiento de la cimentación en tres estados futuros: deformaciones por expansión, deformaciones por re-compresión y deformaciones por compresión, todo esto con el fin de diseñar una cimentación que cumpla con todas las normas y sea capaz de soportar todas las cargas que impone la misma estructura, al igual que se pueda adaptar a las condiciones que impone el suelo que la rodea.

Un análisis de este tipo conlleva conocer ciertos datos de primera mano, por tanto, a continuación, se describirá brevemente el proceso que se debe seguir para obtener un análisis completo y detallado mediante la utilización de este programa siguiendo unos pasos previos requeridos como la sectorización de la losa de cimentación.

En este caso la cimentación está dividida en 90 nodos y 32 losas que a su vez se conforman de 76 barras (40 en el eje más largo (x) y 36 en el eje más corto (y)), el proceso de introducción de estos datos junto con los datos de la estratigrafía, resistencia de los materiales, dimensiones, etc.

Para tal fin, como se comentó anteriormente la cimentación en este punto ya se ha particionado para su análisis y así fue como se analizó:

- Número de nodos: 90 nodos debido a que el programa para un análisis eficiente entre el suelo y la estructura toma en cuenta el número de nodos que conforman las barras de la cimentación, así como un nodo auxiliar para cada nodo primario, los cuales deben ser en número iguales al número de barras.
- Número de barras: 76 que conforman la estructura de la cimentación.
- Número de losas de cimentación: 32
- Número de zapatas aisladas: En este caso es 0 ya que no se presentan.
- Número de materiales de las barras: 1 (concreto)
- Número de perfiles del suelo: 1
- Tipo de análisis que realizará el programa (0 a 2)

Primeramente, se introducen las coordenadas de cada nodo en sus tres ejes coordenados, sus restricciones en los tres ejes coordenados, así como como sus restricciones al giro igualmente en los tres ejes coordenados. De tal forma que, un 0 representará un nodo libre, un 1 representará a un nodo fijo y un 2 representará a un nodo que tiene interacción directa con el suelo

Se indica el número de perfil asociado al nodo, así como la profundidad de desplante para cada uno, así, las coordenadas de los nodos y nodos auxiliares asociados a su respectivo perfil estratigráfico y su profundidad de desplante se introdujeron al programa de la manera siguiente:

Número de nodo	Coordenadas			Restricciones			Restricciones al giro			Nº perfil del suelo	Prof. m
	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z		
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
2	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
3	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
4	9.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
5	12.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
6	15.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
7	18.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
8	21.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
9	24.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
10	0.0	3.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
11	3.0	3.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
12	6.0	3.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
13	9.0	3.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
14	12.0	3.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
15	15.0	3.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
16	18.0	3.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
17	21.0	3.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
18	24.0	3.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
19	0.0	6.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
20	3.0	6.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
21	6.0	6.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
22	9.0	6.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
23	12.0	6.0	0.0	1.0	1.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
24	15.0	6.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
25	18.0	6.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
26	21.0	6.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
27	24.0	6.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
28	0.0	9.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
29	3.0	9.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
30	6.0	9.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
31	9.0	9.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
32	12.0	9.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
33	15.0	9.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6

34	18.0	9.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
35	21.0	9.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
36	24.0	9.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
37	0.0	12.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
38	3.0	12.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
39	6.0	12.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
40	9.0	12.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
41	12.0	12.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
42	15.0	12.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
43	18.0	12.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
44	21.0	12.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
45	24.0	12.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	1.0	1	1.6
46	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
47	3.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
48	6.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
49	9.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
50	12.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
51	15.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
52	18.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
53	21.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
54	24.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
55	0.0	3.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
56	3.0	3.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
57	6.0	3.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
58	9.0	3.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
59	12.0	3.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
60	15.0	3.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
61	18.0	3.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
62	21.0	3.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
63	24.0	3.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
64	0.0	6.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
65	3.0	6.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
66	6.0	6.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
67	9.0	6.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
68	12.0	6.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
69	15.0	6.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
70	18.0	6.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
71	21.0	6.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
72	24.0	6.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
73	0.0	9.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
74	3.0	9.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
75	6.0	9.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
76	9.0	9.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6

77	12.0	9.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
78	15.0	9.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
79	18.0	9.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
80	21.0	9.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
81	24.0	9.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
82	0.0	12.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
83	3.0	12.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
84	6.0	12.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
85	9.0	12.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
86	12.0	12.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
87	15.0	12.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
88	18.0	12.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
89	21.0	12.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6
90	24.0	12.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1	1.6

Como segundo paso el programa deberá conocer los datos de cada barra, en este caso nos serán el número de barra, ancho, peralte, tipo de material, carga aplicada en cada una en t/m, primer nodo asociado a la barra, segundo nodo asociado a la barra y el nodo auxiliar propuesto a cada barra indicando la dirección de su eje vertical ($N_k=1$ si el vector de posición $N_1 - N_k$ forma un ángulo positivo con el vector de posición $N_1 - N_2$, de lo contrario $N_k = -1$), así el programa leería los datos siguientes:

<i>Número de barras</i>	<i>Ancho de barra</i>	<i>Peralte de la barra</i>	<i>Tipo de Material</i>	<i>Carga t/m</i>	<i>Primer nodo</i>	<i>Segundo nodo</i>	<i>nodo aux.</i>
1	1.5	0.3	1	7.29	1	2	46
2	1.5	0.3	1	7.29	2	3	47
3	1.5	0.3	1	7.29	3	4	48
4	1.5	0.3	1	7.29	4	5	49
5	1.5	0.3	1	7.29	5	6	50
6	1.5	0.3	1	7.29	6	7	51
7	1.5	0.3	1	7.29	7	8	52
8	1.5	0.3	1	7.29	8	9	53
9	1.5	0.3	1	7.29	1	10	46
10	1.5	0.3	1	14.59	2	11	47
11	1.5	0.3	1	14.59	3	12	48
12	1.5	0.3	1	14.59	4	13	49
13	1.5	0.3	1	14.59	5	14	50
14	1.5	0.3	1	14.59	6	15	51
15	1.5	0.3	1	14.59	7	16	52

16	1.5	0.3	1	14.59	8	17	53
17	1.5	0.3	1	7.29	9	18	54
18	1.5	0.3	1	14.59	10	11	55
19	1.5	0.3	1	14.59	11	12	56
20	1.5	0.3	1	14.59	12	13	57
21	1.5	0.3	1	14.59	13	14	58
22	1.5	0.3	1	14.59	14	15	59
23	1.5	0.3	1	14.59	15	16	60
24	1.5	0.3	1	14.59	16	17	61
25	1.5	0.3	1	14.59	17	18	62
26	1.5	0.3	1	7.29	10	19	55
27	1.5	0.3	1	14.59	11	20	56
28	1.5	0.3	1	14.59	12	21	57
29	1.5	0.3	1	14.59	13	22	58
30	1.5	0.3	1	14.59	14	23	59
31	1.5	0.3	1	14.59	15	24	60
32	1.5	0.3	1	14.59	16	25	61
33	1.5	0.3	1	14.59	17	26	62
34	1.5	0.3	1	7.29	18	27	63
35	1.5	0.3	1	14.59	19	20	64
36	1.5	0.3	1	14.59	20	21	65
37	1.5	0.3	1	14.59	21	22	66
38	1.5	0.3	1	14.59	22	23	67
39	1.5	0.3	1	14.59	23	24	68
40	1.5	0.3	1	14.59	24	25	69
41	1.5	0.3	1	14.59	25	26	70
42	1.5	0.3	1	14.59	26	27	71
43	1.5	0.3	1	7.29	19	28	64
44	1.5	0.3	1	14.59	20	29	65
45	1.5	0.3	1	14.59	21	30	66
46	1.5	0.3	1	14.59	22	31	67
47	1.5	0.3	1	14.59	23	32	68
48	1.5	0.3	1	14.59	24	33	69
49	1.5	0.3	1	14.59	25	34	70
50	1.5	0.3	1	14.59	26	35	71
51	1.5	0.3	1	7.29	27	36	72
52	1.5	0.3	1	14.59	28	29	73
53	1.5	0.3	1	14.59	29	30	74
54	1.5	0.3	1	14.59	30	31	75
55	1.5	0.3	1	14.59	31	32	76
56	1.5	0.3	1	14.59	32	33	77
57	1.5	0.3	1	14.59	33	34	78
58	1.5	0.3	1	14.59	34	35	79

59	1.5	0.3	1	14.59	35	36	80
60	1.5	0.3	1	7.29	28	37	73
61	1.5	0.3	1	14.59	29	38	74
62	1.5	0.3	1	14.59	30	39	75
63	1.5	0.3	1	14.59	31	40	76
64	1.5	0.3	1	14.59	32	41	77
65	1.5	0.3	1	14.59	33	42	78
66	1.5	0.3	1	14.59	34	43	79
67	1.5	0.3	1	14.59	35	44	80
68	1.5	0.3	1	7.29	36	45	81
69	1.5	0.3	1	7.29	37	38	82
70	1.5	0.3	1	7.29	38	39	83
71	1.5	0.3	1	7.29	39	40	84
72	1.5	0.3	1	7.29	40	41	85
73	1.5	0.3	1	7.29	41	42	86
74	1.5	0.3	1	7.29	42	43	87
75	1.5	0.3	1	7.29	43	44	88
76	1.5	0.3	1	7.29	44	45	89

Posteriormente el programa deberá conocer si se encuentran zapatas en la cimentación, sin embargo, por no ser el caso de análisis de la misma procedemos a indicarle el número de losas presentes. En tal cada losa debe estar delimitada por 4 nodos que la conforman. Los datos para nuestro caso quedarían como sigue:

Losa	NODOS			
	inf izq.	Inf der.	Sup der.	Sup izq.
1	1	2	11	10
2	2	3	12	11
3	3	4	13	12
4	4	5	14	13
5	5	6	15	14
6	6	7	16	15
7	7	8	17	16
8	8	9	18	17
9	10	11	20	19
10	11	12	21	20
11	12	13	22	21
12	13	14	23	22
13	14	15	24	23

14	15	16	25	24
15	16	17	26	25
16	17	18	27	26
17	19	20	29	28
18	20	21	30	29
19	21	22	31	30
20	22	23	32	31
21	23	24	33	32
22	24	25	34	33
23	25	26	35	34
24	26	27	36	35
25	28	29	38	37
26	29	30	39	38
27	30	31	40	39
28	31	32	41	40
29	32	33	42	41
30	33	34	43	42
31	34	35	44	43
32	35	36	45	44

Posteriormente se definen los materiales, en el caso de nuestro análisis se definirá sólo un material (concreto). Del cual se deben definir sus propiedades, indicando, su módulo de elasticidad E y su relación de Poisson ν .

<i>Nº de Material</i>	<i>E</i>	<i>n</i>
1	1,130,000.00	0.3

De igual manera se definen las cargas concentradas en los nodos, en este caso se hará un análisis con una carga concentrada al centro, en el nodo 23, según la numeración propuesta. Seguidamente se introducen los datos para cada nodo cargado definiendo la fuerza en sus tres ejes coordenados (X,Y,Z), así como los momentos que se ejercen en sus tres ejes coordenados. (X,Y,Z).

<i>Nº de nodos cargados</i>
1

<i>Nodo Cargado</i>	<i>F_x</i>	<i>F_y</i>	<i>F_z</i>	<i>M_x</i>	<i>M_y</i>	<i>M_z</i>
23	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Acto seguido se indican las propiedades por perfil de suelo, las cuales consisten en número de estratos totales del suelo, número de estrato, espesor del estrato (m), módulo de rigidez del estrato (t/m²), relación de Poisson, peso volumétrico del estrato (t/m³), coeficiente de presión de tierra en reposo del estrato, coeficiente k del suelo para el cálculo del módulo de deformación E_i, del estrato, coeficiente N del suelo, para el cálculo del módulo de deformación E_i, del estrato, módulo de deformación no lineal del suelo adimensional (Método Deméneghi), del estrato.

<i>Nº de estratos</i>								
1								
<i>Estrato</i>	<i>Espesor (m)</i>	<i>Módulo de rigidez (t/m²)</i>	<i>Relación de Poisson</i>	<i>Peso Volumétrico (t/m³)</i>	<i>Coef. De presión de tierra</i>	<i>Coef. K del suelo</i>	<i>Coef N. del suelo</i>	<i>Módulo de deformación no lineal</i>
1	1.9	1212.0	0.5	1.7	0.40869	417.5	0.59	285.1611
2	0.5	2100.0	0.5	1.7	0.40869	417.5	0.59	285.1611
3	0.5	4200.0	0.5	1.7	0.40869	417.5	0.59	285.1611
4	1.2	3283.0	0.5	1.7	0.40869	417.5	0.59	285.1611
5	1.0	4799.0	0.5	1.7	0.40869	417.5	0.59	285.1611
6	5.0	6260.0	0.5	1.7	0.40869	417.5	0.59	285.1611

Se deberán determinar los ejes propuestos para el cálculo de diagramas de fuerza cortante y momento flexionante. Debido a que nuestra cimentación cuenta con simetría geométrica y no es necesario hacer el análisis de todos los ejes que la conforman se decidió que se analizarían 5 ejes (Tres en el lado más corto y dos en el lado más largo pasando por el centro de la cimentación. Para tal caso se delimitan en número de ejes totales tanto en el eje x como en el eje y, seguido de el número de secciones en que se divide cada barra.

<i>Ejes en Y</i>	<i>División de barras</i>
5	10

<i>Barras entre ejes</i>	<i>Barras</i>							
8	1	2	3	4	5	6	7	8
8	18	19	20	21	22	23	24	25
8	35	36	37	38	39	40	41	42
4	9	26	43	60				
4	13	30	47	64				

Gracias a los resultados que este programa ha arrojado podemos conocer para cada eje las secciones los elementos mecánicos como cortantes y momentos que se presentan en cada barra, los cuales para efectos de diseño nos permiten reforzar o en su caso replantear o redimensionar las secciones necesarias en la cimentación. Por tanto, los resultados obtenidos son de gran importancia y ayudan a comprender como se comportará la estructura a corto, mediano y largo plazo conociendo las características del suelo y de los materiales, así como si fuera el caso proponer soluciones que satisfagan el óptimo desempeño de la estructura que se quiere construir. Siempre apegados al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004)

Por otra parte, como bien sabemos, una cimentación debe ser capaz de no sólo soportar todas las cargas que impone la estructura en sí, si no también ser capaz de adaptarse a las condiciones que impone el suelo que la rodea, por tanto el diseño estructural de ésta deberá referir los atributos que lograrán hacer que la estructura esté preparada para lograr su objetivo: distribuir hacia el terreno todo el conjunto de cargas que le canalizará la súper estructura, por lo que en el diseño se deberá comprobar que la opción es viable y satisface los criterios particulares de la construcción, por lo que, siempre es recomendable definir el tipo de cimentación que se pretende utilizar.

El tipo de cimentación siempre irá de acuerdo con la medida en que se desea aprovechar las características particulares del tipo de suelo en el que se está llevando a cabo la estructura. Dos tipos principales de cimentación más usadas en México son Zapatas y Losas.

Una zapata será una forma de cimentación que consiste en el ensanchamiento de vigas o columnas que llegan hasta el nivel de piso, estas distribuyen todas las cargas que se producen por la estructura completa hasta el suelo, para este caso existen dos tipos de zapatas: Aisladas (estas aumentan el área de las columnas para distribuir mejor los esfuerzos) y corridas (éstas presentarán un crecimiento en área de trabes para distribuir mejor los esfuerzos).

Las losas de cimentación son consideradas como cimentaciones someras,

Losas planas (las columnas recaen directamente o por medio de un cierto peralte sobre la losa).

Losas con contratabes (se recomienda su uso cuando se presentan grandes cargas y claros) y losas con contratabes inferiores (por lo general se utilizan con junto con otro tipo de cimentación llamado “cajón de cimentación” para aprovechar al máximo el diseño).

En el caso de esta tesis se analiza el uso de un cajón de cimentación, el cual se diseña con los mismos principios que una losa de cimentación, pero tiene una función adicional e importante en la que se utiliza el principio de flotación para reducir la carga neta en el suelo.

El asentamiento total de la cimentación se reduce y esto hace que el asentamiento diferencial también disminuya. (Tomlinson, 1996)

Una de las funciones principales de un cajón de cimentación o sótano es la de suministrar un espacio adicional en el edificio para el propietario, y el hecho de que reduce la presión de carga neta por el peso del suelo desplazado, puede ser completamente incidental (Tomlinson, 1996)

En tal caso los cajones de cimentación o sótanos se deben diseñar para permitir que la subestructura se use con varios propósitos como bodegas de almacenaje o estacionamientos subterráneos.

Existen cuatro métodos principales de construcción de cajones de cimentación o sótanos:

- a) En excavaciones con lados inclinados;
- b) En excavaciones soportadas por madera (como tablaestacas) o placas apiladoras;
- c) En excavaciones soportadas por un muro de diafragma de concreto reforzado construido previo a la excavación principal;
- d) En excavaciones soportadas por un muro de pilote barrenado construido previo a la excavación principal (Tomlinson, 1996).

En este caso no ahundaremos en el proceso constructivo más si en el diseño geotécnico de la cimentación, para la cual se debe asegurar que la cimentación soporte los siguientes elementos mecánicos y evite sus correspondientes fallas tales como:

- Cortantes (Falla por tensión diagonal, Grietas)
- Momentos (Falla por flexión, Grietas)

De tal forma que, similar a una viga de concreto se pueden presentar grietas diagonales (tensión diagonal) por fuerzas cortantes.

En el caso de estudio de esta cimentación se analizan los cortantes y momentos flexionantes por: expansión debido a la excavación, compresión inmediata por el incremento neto de carga debido a la carga máxima y por compresión a largo plazo (consolidación) debido al incremento neto de carga debido a la carga media.

REVISIÓN POR EXPANSIÓN

Los resultados obtenidos a partir del análisis del suelo por expansión a partir del programa ISE3D (Programa de interacción suelo estructura tridimensional) son contundentes ya que como nos muestran los resultados que se se presentan en la figura número 4.2.2, en éstas se observa que el cortante máximo que se genera se encontrará en el eje 1 con un valor de 6 ton y en los ejes más cortos se encontrará en el eje 4 con un valor aproximado de 7 ton.

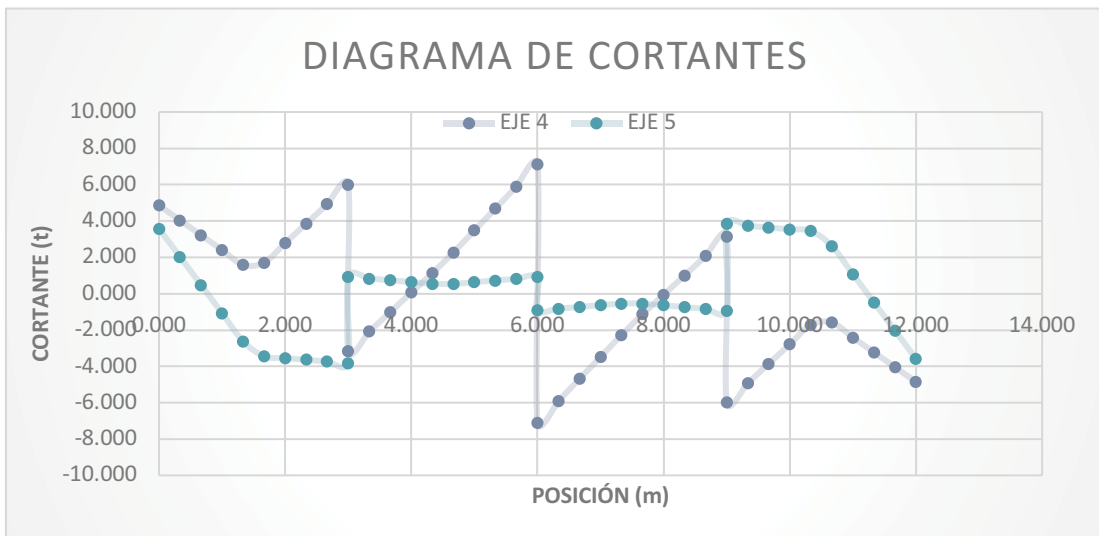
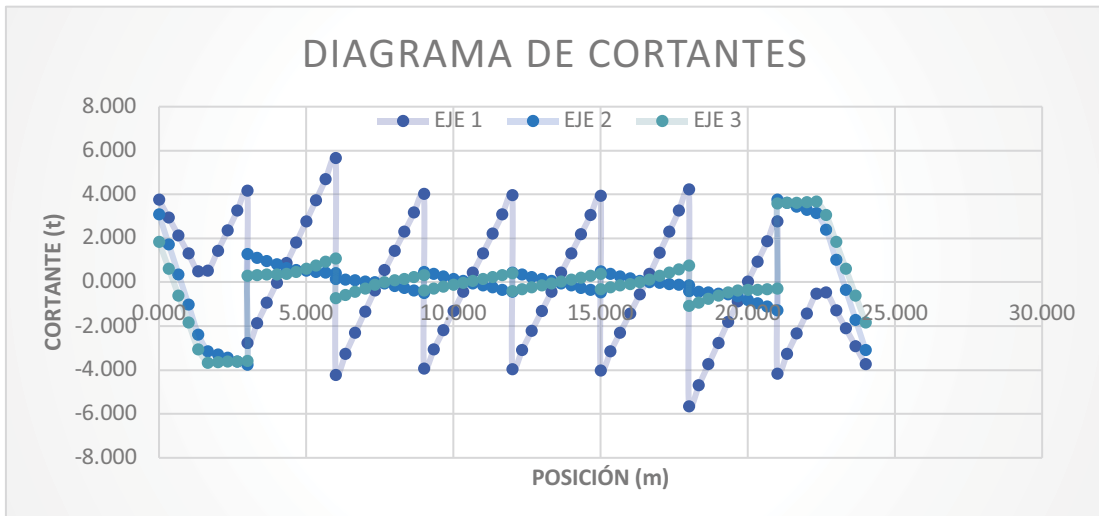


Figura 4.2.2 Cortantes debidos a la excavación

Los momentos analizados debido a la expansión por la excavación se presenta de igual forma en los ejes 4 y 1 teniendo momentos máximos de hasta 4 ton-m como se puede ver en la figura 4.2.3, estos resultados son de gran importancia ya que al ser la condición más desfavorable y la que presentó mayores momentos y cortantes deberá ser piedra angular para la realización de un diseño estructural óptimo de la cimentación tomando en cuenta los valores obtenidos.

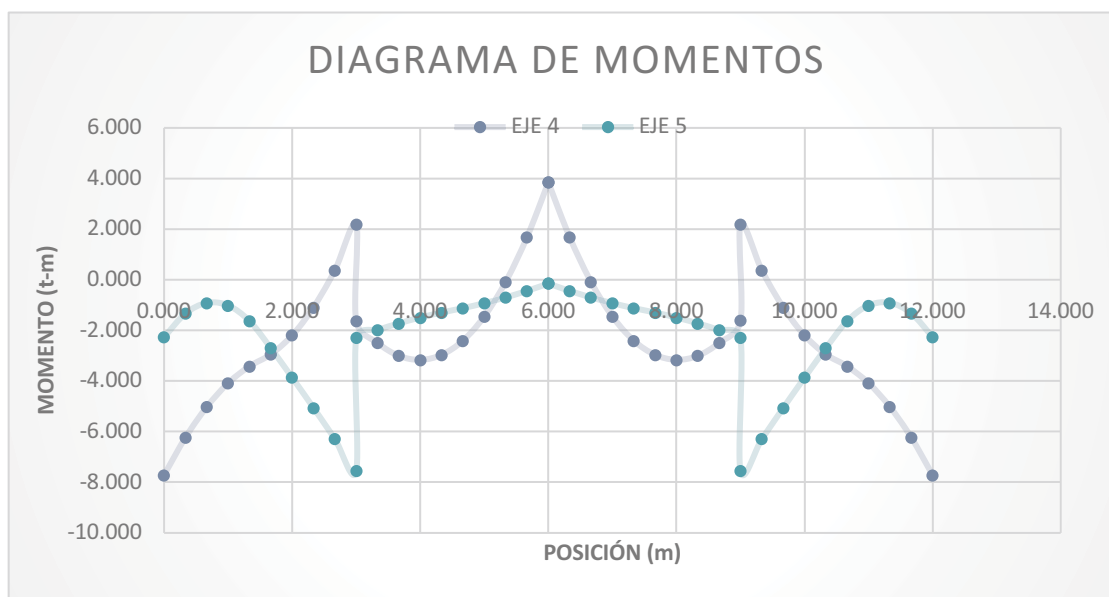
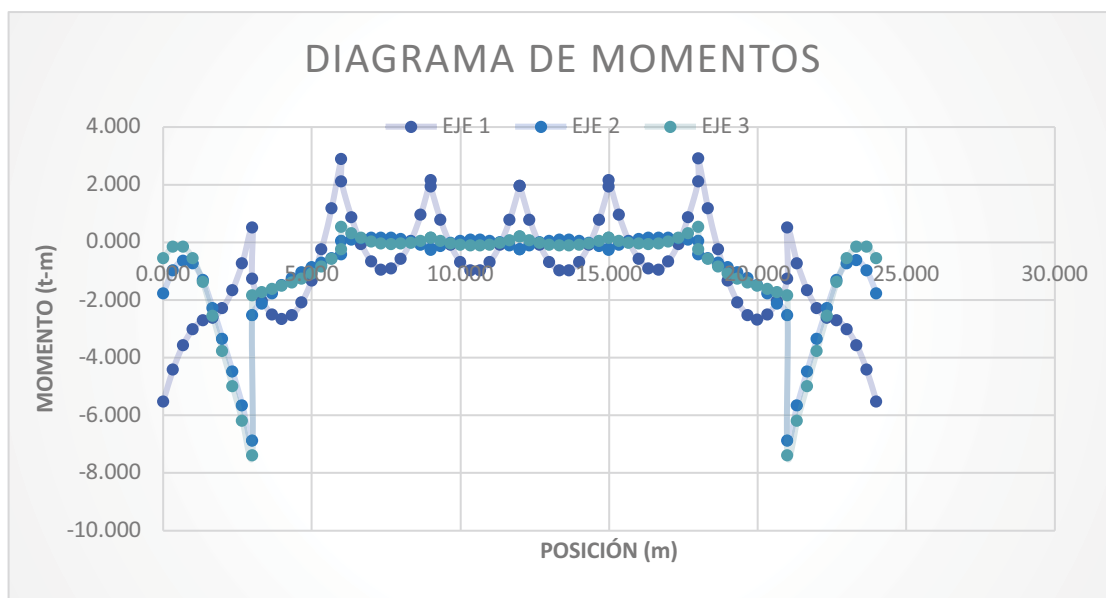


Figura 4.2.3 Momentos debidos a la excavación

REVISIÓN POR COMPRESIÓN INMEDIATA

En nuestro análisis de fuerzas cortantes de las cuales se tomaron de referencia el eje 1, 2 y 3 de forma vertical y debido a la simetría que presenta la cimentación la mayor fuerza cortante que se presentará en los extremos debido a una compresión inmediata rondará los .6 ton de fuerza cortante. Dichos análisis deberán ser tomados en cuenta por los ingenieros estructurales y tomadas a consideración ya que el asentamiento del edificio provocaría dichos esfuerzos máximos sobre la estructura.

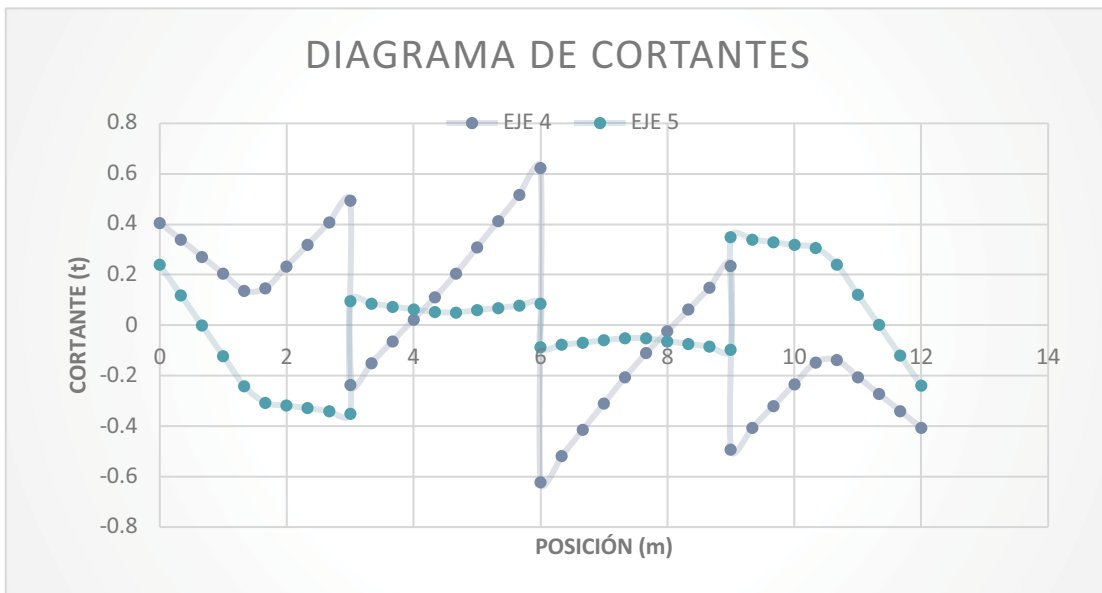
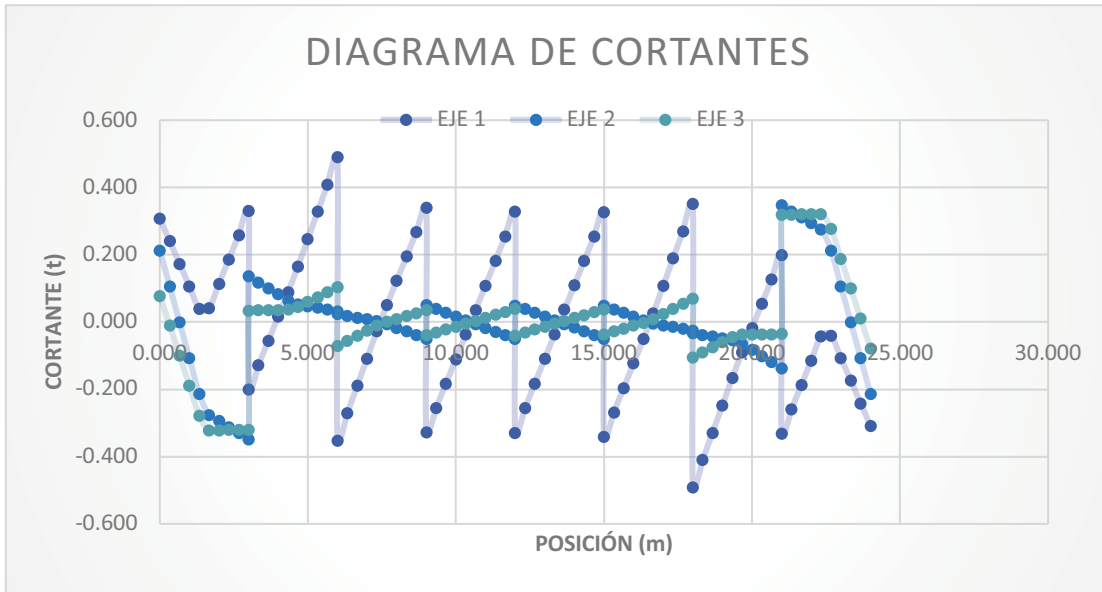


Figura 4.2.5 Cortantes debidos a la compresión

Por otra parte los análisis de momentos nos muestran siguientes resultados en los cuales se observan los mayores momentos de igual forma en los ejes extremos con momentos máximos de .4 ton-m.

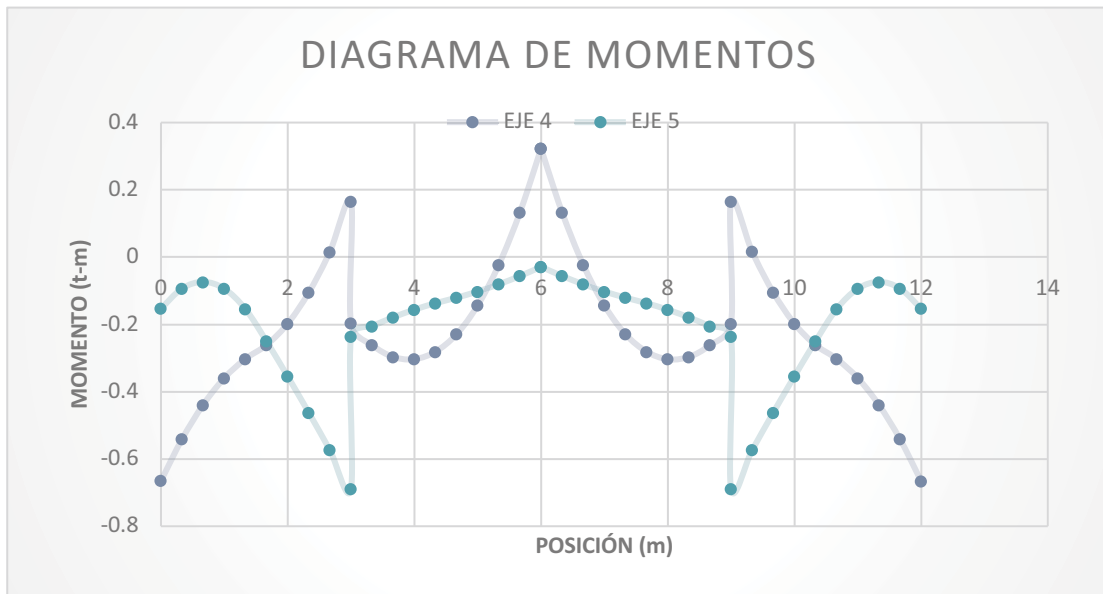
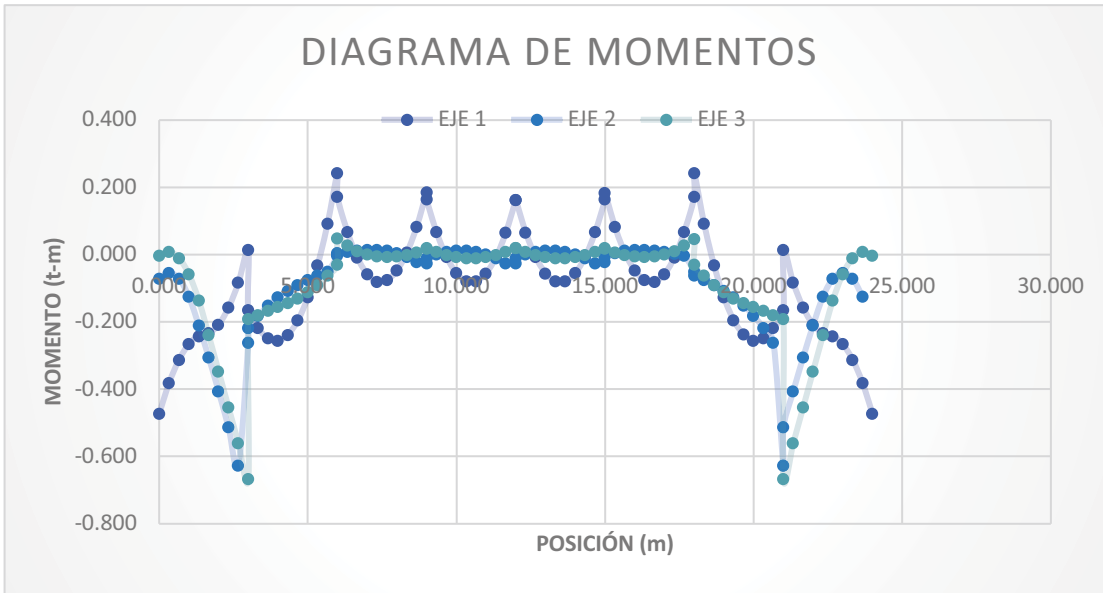


Figura 4.2.5 Momentos debidos a la compresión

Como en el caso anterior los mayores cortantes y momentos se presentan a los extremos debido a que al ser un cajón de cimentación toda la fuerza del suelo se concentra en los extremos. De tal modo que con el análisis suelo estructura se facilita el correcto diseño de la estructura.

REVISIÓN POR COMPRESIÓN A LARGO PLAZO (CONSOLIDACIÓN)

Una compresión a largo plazo generará una variación pequeña en relación a un cortante debido a una compresión inmediata. Sin embargo, se deberá analizar de igual forma, ya que, si bien se diseña para la condición más desfavorable, siempre conviene saber que efectos tendrá el suelo sobre una estructura durante su vida útil para así poder tener el diseño más eficiente posible que asegure una larga vida útil de una estructura. Los resultados máximos que se obtuvieron en el sentido de esfuerzos cortantes fue la tendencia a una fuerza cortante de .8 ton la cual ya representa un valor significativo tomando en cuenta que debe ser una estructura fuerte que compense dichos esfuerzos.

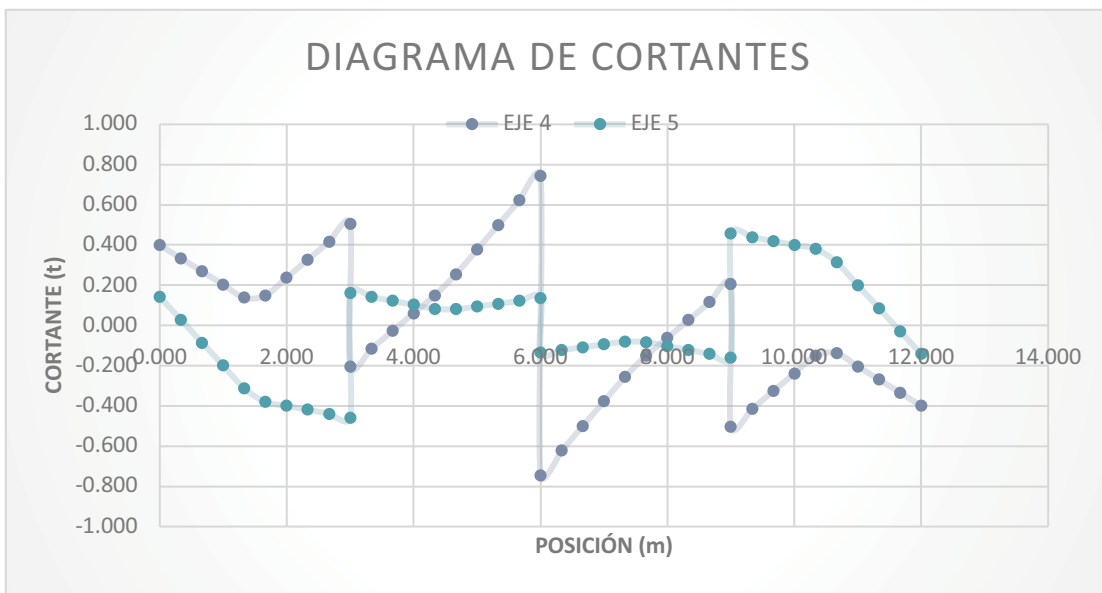
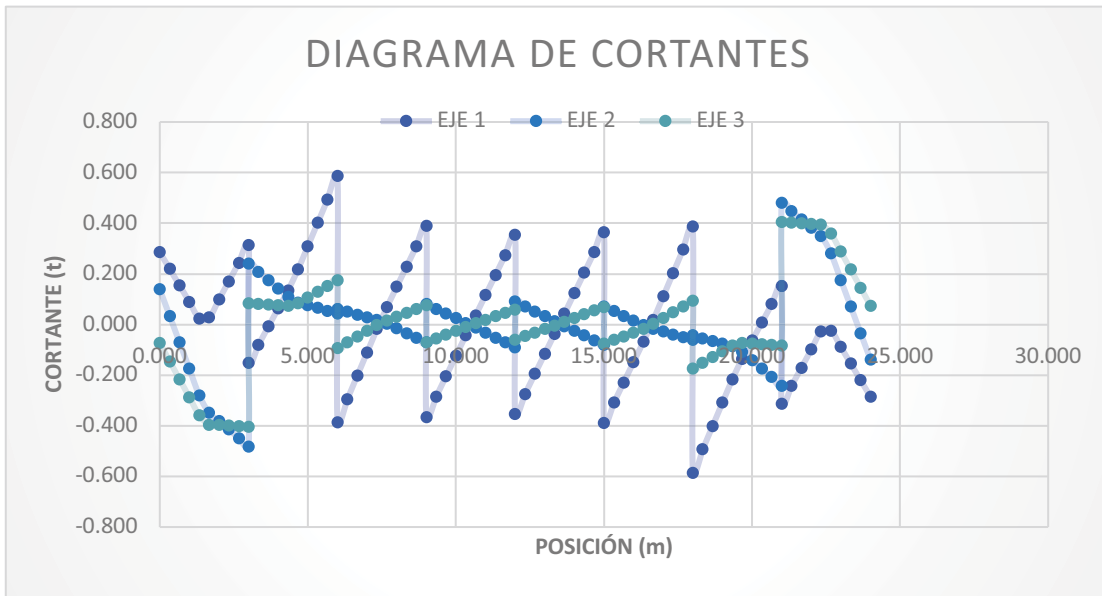


Figura 4.2.6 Cortantes debidos a la compresión a largo plazo

Los momentos encontrados son menores en este caso ya que el suelo ya ha sido consolidado por lo cual tiende a generar menores momentos, los cuales presentan un máximo de .4 ton-m.

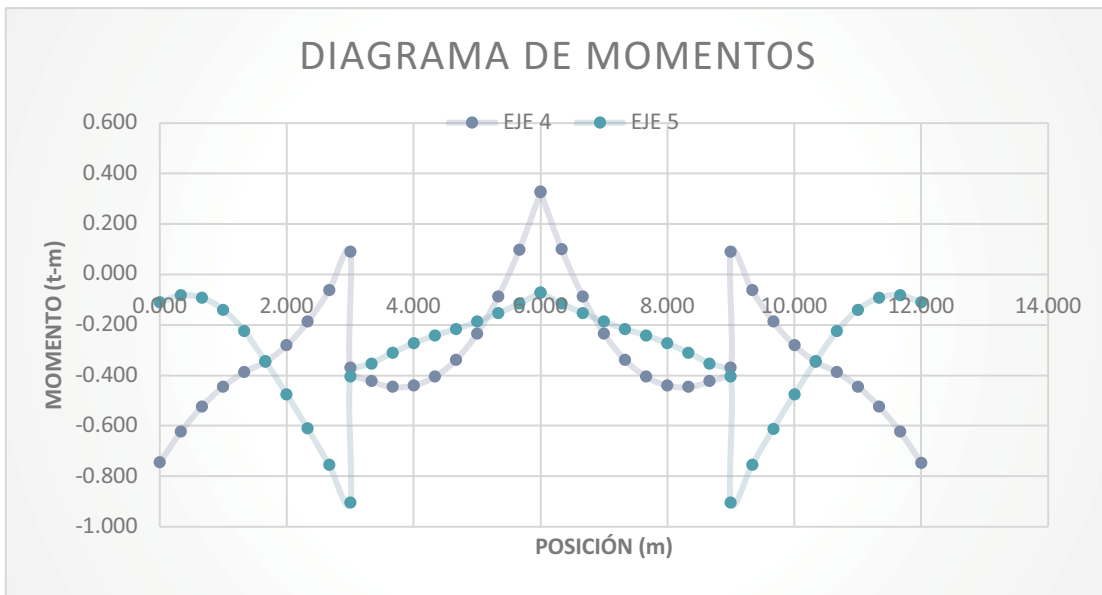
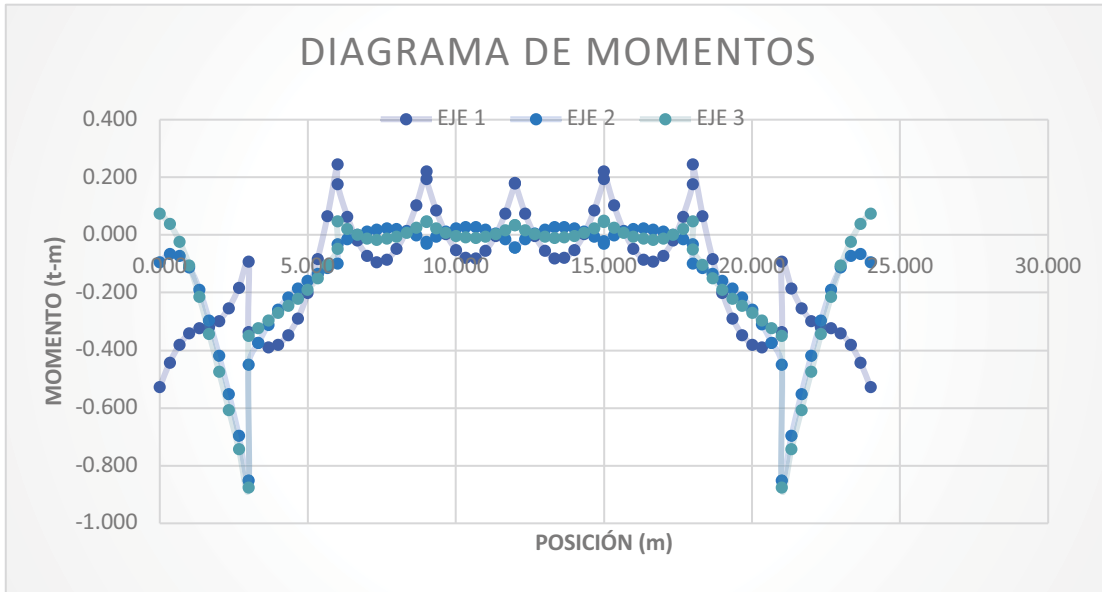


Figura 4.2.7 Momentos debidos a la compresión a largo plazo.

Se analizaron los hundimientos de los 45 nodos de la cimentación observando que siempre se presentan los valores máximos en el nodo 23, al centro.

En expansión se desplaza 1.79 cm debido a la excavación mientras que a compresión inmediata el nodo central se hunde hasta 0.17 cm lo que representaría una compresión de 1.61 cm.

A compresión a largo plazo el nodo central se hundiría 0.27 cm lo que representaría una consolidación a largo plazo de .1 cm respecto a la compresión inmediata.

A continuación se muestra la gráfica de los hundimientos y expansiones.



Figura 4.2.8 Hundimientos por nodo a expansión, compresión y consolidación, se observa que los mayores desplazamientos se concentran en los nodos centrales.

Los datos utilizados para la construcción de esta gráfica se encuentran en el Anexo de esta tesis en el apartado de Hundimientos.

V. CONCLUSIONES

A lo largo de esta tesis se expusieron diferentes métodos, sistemas y pruebas de laboratorio utilizados, así como los cálculos realizados para llevar a cabo el diseño geotécnico de una cimentación que como en todo trabajo de ingeniería civil, el objeto fundamental, es garantizar un diseño económico y seguro al menor costo de la obra cuales quiera que fuera esta.

En este contexto se puede decir que, de acuerdo con la zonificación geotécnica de la Ciudad de México, el sitio de estudio se localiza en la zona II de nominada "Zona de transición baja", la cual cuenta con un relleno heterogéneo de 3 m de espesor que sobre yace a una arcilla limosa y a una arcilla de alta plasticidad de consistencias blanda a media, hasta 6.8 m de profundidad. Subyace un limo arcilloso con poca arena fina, de consistencia firme, hasta 7.3 m. Debajo de éste se encuentra un limo arcilloso y una arcilla limosa de consistencia dura a muy firme, que alcanzan 9.2 m de profundidad. Por último, aparecen un limo arenoso, una arena fina y arenas limosas en estado muy compacto, hasta la máxima profundidad explorada de 30 m

Como sabemos, la Zona II es una zona sujeta a una alta actividad sísmica y de la cual su subsuelo ha sido objeto de una constante explotación en sus mantos acuíferos para tratar de satisfacer las necesidades de abastecimiento de agua potable de esta gran ciudad, todos estos problemas requieren estudios especializados, constantes estudio por parte de geotecnistas, e ingenieros en lo que el análisis y diseño de cimentaciones se refiere.

En la práctica esto confiere una enorme responsabilidad para los presentes y futuros ingenieros teniendo la imperiosa necesidad de llevar a cabo estudios de mecánica de suelos siempre que se requiera construir una obra, para así poder decidir cuál será el tipo de cimentación más adecuada para la obra, siempre tomando en cuenta las características y el tipo de suelo en el cual se desplantará la estructura.

De tal modo que se llega a la conclusión de que ya comprobadas las características de el tipo del suelo en el que se encontrará la edificación, lo más pertinente es optar por el empleo de un cajón rígido de concreto reforzado desplantado a una profundidad de 5.86 m. Esta solución cumpliría con los estados límites de falla con una capacidad de carga resistente de $q_R = 690.86$ kPa y una carga $Q_{ult} = 126$ kPa de servicio.

El diseño estructural de la losa de fondo del cajón deberá hacerse tomando en cuenta una fuerza cortante máxima de 6 ton y un momento flexionante máximo de 4 ton-m que fueron los resultados obtenidos para la condición más desfavorable que generaría una expansión provocada por la excavación que produciría un hundimiento de 1.79 cm.

La máxima deformación que se presentaría es de 1.6 cm tomando en cuenta la compresión inmediata y una consolidación a largo plazo.

ANEXO

Tabla A.1

La estratigrafía encontrada en el sondeo SM-1.

Estrato	Profundidad de a	Descripción	No de golpes	SUCS	Compacidad o consistencia	Contenido de agua	Gs	Resistencia en compresión simple qu	Cohesión	Y
	m		N			%		Kg/cm ²	cu	kN/m ³
1	0.00	3.00								
					Media	18.80				
2	3.00	4.90	7.00	CL	Blanda	35.90	2.57		0.28	16.76
3	4.90	6.80	3.00	CH	Media	34.00	2.54		0.68	16.83
4	6.80	7.30	9.00		Firme	24.40				
5	7.30	7.80	36.00	CL	Dura	23.60				
6	7.80	9.00	22.00		Muy firme	27.10				
7	9.00	10.20	47.00	ML	Dura	12.40				
8	10.20	12.00	86.00		Muy compacto	12.20				
9	12.00	14.40	70.00	SM	Muy compacto	12.80				
10	14.40	22.00	86.00		Muy compacto	12.60				
11	22.00	30.00	92.00		Muy compacto	12.40				

Profundidad del nivel de agua freática: No se encontró

N = No. De golpes de la prueba de penetración estándar.

Gs = densidad de sólidos

Y = peso volumétrico del suelo en estado natural

S = % de arena

F = % de finos

Tabla A.2

El nivel de agua freática (NAF) no se encontró hasta la máxima profundidad explorada de 30 m

Estrato	Profundidad de a m	Descripción	No de golpes N	SUCS	Límite líquido %	Límite plástico %	Índice plástico %	% Arena S	% Finos F	Módulo no drenado, Eu kPa	Cs	eo	Cc	eo	
1	0.00	3.00													
1	0.00	3.00	7.00												
2	3.00	4.90	3.00	CL	38.00	16.00	22.00	24.00	76.00	2525.00	0.0462	1.1130	0.1157	1.0860	
3	4.90	6.80	3.00	CH	68.00	25.00	43.00	12.00	88.00	5268.00	0.0157	1.4160	0.0670	1.4040	
4	6.80	7.30	9.00												
5	7.30	7.80	36.00	CL	36.00	17.00	19.00	23.00	77.00						
6	7.80	9.00	22.00												
7	9.00	10.20	47.00	ML	38.00	24.00	14.00	49.00	51.00						
8	10.20	12.00	86.00												
9	12.00	14.40	70.00	SM	24.00	18.00	6.00	63.00	37.00						
10	14.40	22.00	86.00												
11	22.00	30.00	92.00												

Profundidad del nivel de agua freática: No se encontró

N = No. De golpes de la prueba de penetración estándar.

Cs = Índice de recompresión

eo = Relación de vacíos inicial

Cc = Índice de compresión (en el tramo virgen)

Tablas de hundimientos y expansiones

Expansiones en m

NUDO	Hundimiento del nudo
1	0.00357
2	0.00864
3	0.0092
4	0.00913
5	0.00914
6	0.00913
7	0.0092
8	0.00864
9	0.00357
10	0.00894
11	0.01599
12	0.01689
13	0.01687
14	0.01688
15	0.01687
16	0.01689
17	0.01599
18	0.00894
19	0.0096
20	0.01694
21	0.01791
22	0.01791
23	0.01792
24	0.01791
25	0.01791
26	0.01694
27	0.0096
28	0.00894
29	0.01599
30	0.01689
31	0.01687
32	0.01688
33	0.01687
34	0.01689

35	0.01599
36	0.00894
37	0.00357
38	0.00864
39	0.0092
40	0.00913
41	0.00914
42	0.00913
43	0.0092
44	0.00864
45	0.00357

Hundimientos por compresión en m

NUDO	Hundimiento del nudo
1	-0.00035
2	-0.00086
3	-0.00092
4	-0.00091
5	-0.00092
6	-0.00091
7	-0.00092
8	-0.00086
9	-0.00035
10	-0.00089
11	-0.00157
12	-0.00167
13	-0.00167
14	-0.00167
15	-0.00167
16	-0.00167
17	-0.00157
18	-0.00089
19	-0.00097
20	-0.00168
21	-0.00179
22	-0.00178
23	-0.00178
24	-0.00178
25	-0.00179
26	-0.00168
27	-0.00097
28	-0.00089
29	-0.00157
30	-0.00167
31	-0.00167
32	-0.00167
33	-0.00167
34	-0.00167
35	-0.00157
36	-0.00089

37	-0.00035
38	-0.00086
39	-0.00092
40	-0.00091
41	-0.00092
42	-0.00091
43	-0.00092
44	-0.00086
45	-0.00035

Hundimientos por consolidación en m

NUDO	Hundimiento del nudo
1	-0.00053
2	-0.00135
3	-0.00148
4	-0.00144
5	-0.00144
6	-0.00144
7	-0.00148
8	-0.00135
9	-0.00053
10	-0.00142
11	-0.00245
12	-0.00261
13	-0.00258
14	-0.00258
15	-0.00258
16	-0.00261
17	-0.00245
18	-0.00142
19	-0.00159
20	-0.00265
21	-0.00282
22	-0.0028
23	-0.00279
24	-0.0028
25	-0.00282
26	-0.00265
27	-0.00159
28	-0.00142
29	-0.00245
30	-0.00261
31	-0.00258
32	-0.00258
33	-0.00258
34	-0.00261

35	-0.00245
36	-0.00142
37	-0.00053
38	-0.00135
39	-0.00148
40	-0.00144
41	-0.00144
42	-0.00144
43	-0.00148
44	-0.00135
45	-0.00053

Cortantes V (t) y momentos M (t-m) por eje

EJE 1

EJE		1	
<i>Barra</i>	X	V	M
1	0.000	3.748	-5.526
1	0.333	2.932	-4.413
1	0.667	2.115	-3.571
1	1.000	1.298	-3.003
1	1.333	0.482	-2.706
1	1.667	0.528	-2.610
1	2.000	1.438	-2.282
1	2.333	2.347	-1.651
1	2.667	3.257	-0.717
1	3.000	4.167	0.520
2	3.000	-2.765	-1.264
2	3.333	-1.855	-2.034
2	3.667	-0.946	-2.501
2	4.000	-0.036	-2.664
2	4.333	0.874	-2.525
2	4.667	1.810	-2.080
2	5.000	2.774	-1.316
2	5.333	3.738	-0.230
2	5.667	4.702	1.177
2	6.000	5.666	2.905
3	6.000	-4.225	2.127
3	6.333	-3.261	0.879
3	6.667	-2.297	-0.048
3	7.000	-1.334	-0.653
3	7.333	-0.370	-0.937
3	7.667	0.548	-0.903
3	8.000	1.420	-0.575
3	8.333	2.292	0.044
3	8.667	3.164	0.953
3	9.000	4.036	2.153
4	9.000	-3.929	1.949
4	9.333	-3.057	0.785
4	9.667	-2.185	-0.088
4	10.000	-1.313	-0.672
4	10.333	-0.441	-0.964

4	10.667	0.436	-0.965
4	11.000	1.319	-0.673
4	11.333	2.202	-0.086
4	11.667	3.085	0.795
4	12.000	3.968	1.971
5	12.000	-3.969	1.972
5	12.333	-3.086	0.796
5	12.667	-2.203	-0.086
5	13.000	-1.320	-0.673
5	13.333	-0.437	-0.965
5	13.667	0.441	-0.964
5	14.000	1.312	-0.672
5	14.333	2.184	-0.089
5	14.667	3.056	0.784
5	15.000	3.928	1.948
6	15.000	-4.036	2.153
6	15.333	-3.164	0.953
6	15.667	-2.292	0.044
6	16.000	-1.420	-0.575
6	16.333	-0.548	-0.903
6	16.667	0.370	-0.937
6	17.000	1.333	-0.653
6	17.333	2.297	-0.048
6	17.667	3.261	0.879
6	18.000	4.225	2.126
7	18.000	-5.667	2.907
7	18.333	-4.704	1.179
7	18.667	-3.740	-0.229
7	19.000	-2.776	-1.315
7	19.333	-1.812	-2.079
7	19.667	-0.875	-2.525
7	20.000	0.035	-2.665
7	20.333	0.944	-2.502
7	20.667	1.854	-2.036
7	21.000	2.764	-1.266
8	21.000	-4.167	0.520
8	21.333	-3.257	-0.717
8	21.667	-2.347	-1.651
8	22.000	-1.437	-2.282
8	22.333	-0.527	-2.609
8	22.667	-0.481	-2.705

8	23.000	-1.297	-3.002
8	23.333	-2.114	-3.570
8	23.667	-2.931	-4.411
8	24.000	-3.747	-5.524

EJE 2

EJE		2	
<i>Barra</i>	X	V	M
18	0.000	3.079	-1.766
18	0.333	1.715	-0.967
18	0.667	0.351	-0.623
18	1.000	-1.013	-0.733
18	1.333	-2.377	-1.298
18	1.667	-3.138	-2.268
18	2.000	-3.295	-3.340
18	2.333	-3.452	-4.465
18	2.667	-3.609	-5.641
18	3.000	-3.766	-6.870
19	3.000	1.279	-2.521
19	3.333	1.122	-2.121
19	3.667	0.965	-1.773
19	4.000	0.808	-1.478
19	4.333	0.651	-1.234
19	4.667	0.554	-1.038
19	5.000	0.515	-0.860
19	5.333	0.477	-0.695
19	5.667	0.439	-0.542
19	6.000	0.400	-0.402
20	6.000	0.156	0.058
20	6.333	0.118	0.104
20	6.667	0.080	0.136
20	7.000	0.041	0.157
20	7.333	0.003	0.164
20	7.667	-0.068	0.156
20	8.000	-0.172	0.116
20	8.333	-0.276	0.041
20	8.667	-0.380	-0.068
20	9.000	-0.483	-0.212
21	9.000	0.468	-0.252

21	9.333	0.364	-0.113
21	9.667	0.260	-0.009
21	10.000	0.157	0.060
21	10.333	0.053	0.095
21	10.667	-0.047	0.096
21	11.000	-0.144	0.064
21	11.333	-0.240	0.000
21	11.667	-0.336	-0.096
21	12.000	-0.433	-0.224
22	12.000	0.433	-0.224
22	12.333	0.336	-0.096
22	12.667	0.240	0.000
22	13.000	0.144	0.064
22	13.333	0.047	0.096
22	13.667	-0.053	0.095
22	14.000	-0.157	0.060
22	14.333	-0.260	-0.009
22	14.667	-0.364	-0.113
22	15.000	-0.468	-0.252
23	15.000	0.484	-0.212
23	15.333	0.380	-0.068
23	15.667	0.276	0.041
23	16.000	0.172	0.116
23	16.333	0.068	0.156
23	16.667	-0.003	0.164
23	17.000	-0.041	0.156
23	17.333	-0.080	0.136
23	17.667	-0.118	0.103
23	18.000	-0.157	0.057
24	18.000	-0.400	-0.402
24	18.333	-0.439	-0.542
24	18.667	-0.477	-0.694
24	19.000	-0.516	-0.860
24	19.333	-0.554	-1.038
24	19.667	-0.652	-1.234
24	20.000	-0.809	-1.477
24	20.333	-0.965	-1.773
24	20.667	-1.122	-2.121
24	21.000	-1.279	-2.521
25	21.000	3.766	-6.871
25	21.333	3.609	-5.642

25	21.667	3.452	-4.465
25	22.000	3.295	-3.340
25	22.333	3.139	-2.268
25	22.667	2.378	-1.298
25	23.000	1.014	-0.733
25	23.333	-0.350	-0.622
25	23.667	-1.714	-0.966
25	24.000	-3.078	-1.765

EJE 3

EJE		3	
<i>Barra</i>	X	V	M
35	0.000	1.832	-0.550
35	0.333	0.608	-0.144
35	0.667	-0.615	-0.145
35	1.000	-1.839	-0.554
35	1.333	-3.062	-1.371
35	1.667	-3.665	-2.544
35	2.000	-3.646	-3.762
35	2.333	-3.628	-4.974
35	2.667	-3.609	-6.181
35	3.000	-3.591	-7.381
36	3.000	0.299	-1.831
36	3.333	0.318	-1.728
36	3.667	0.336	-1.619
36	4.000	0.355	-1.504
36	4.333	0.373	-1.383
36	4.667	0.459	-1.250
36	5.000	0.613	-1.071
36	5.333	0.767	-0.841
36	5.667	0.920	-0.560
36	6.000	1.074	-0.228
37	6.000	-0.744	0.550
37	6.333	-0.590	0.328
37	6.667	-0.437	0.157
37	7.000	-0.283	0.037
37	7.333	-0.130	-0.032
37	7.667	-0.011	-0.053
37	8.000	0.074	-0.042

37	8.333	0.159	-0.003
37	8.667	0.243	0.064
37	9.000	0.328	0.159
38	9.000	-0.380	0.172
38	9.333	-0.295	0.060
38	9.667	-0.210	-0.025
38	10.000	-0.126	-0.081
38	10.333	-0.041	-0.109
38	10.667	0.047	-0.108
38	11.000	0.140	-0.077
38	11.333	0.232	-0.015
38	11.667	0.325	0.078
38	12.000	0.417	0.202
39	12.000	-0.416	0.200
39	12.333	-0.323	0.077
39	12.667	-0.231	-0.016
39	13.000	-0.139	-0.077
39	13.333	-0.046	-0.108
39	13.667	0.042	-0.108
39	14.000	0.127	-0.080
39	14.333	0.212	-0.024
39	14.667	0.296	0.061
39	15.000	0.381	0.174
40	15.000	-0.328	0.159
40	15.333	-0.244	0.064
40	15.667	-0.159	-0.003
40	16.000	-0.074	-0.042
40	16.333	0.010	-0.053
40	16.667	0.129	-0.033
40	17.000	0.283	0.036
40	17.333	0.437	0.156
40	17.667	0.590	0.327
40	18.000	0.744	0.549
41	18.000	-1.074	-0.227
41	18.333	-0.921	-0.559
41	18.667	-0.767	-0.841
41	19.000	-0.614	-1.071
41	19.333	-0.460	-1.250
41	19.667	-0.374	-1.383
41	20.000	-0.355	-1.505
41	20.333	-0.337	-1.620

41	20.667	-0.318	-1.729
41	21.000	-0.300	-1.832
42	21.000	3.591	-7.381
42	21.333	3.609	-6.181
42	21.667	3.628	-4.974
42	22.000	3.647	-3.762
42	22.333	3.665	-2.543
42	22.667	3.063	-1.370
42	23.000	1.839	-0.553
42	23.333	0.615	-0.144
42	23.667	-0.608	-0.143
42	24.000	-1.832	-0.550

EJE 4

EJE		4	
<i>Barra</i>	X	V	M
9	0.000	4.857	-7.715
9	0.333	4.040	-6.232
9	0.667	3.224	-5.021
9	1.000	2.407	-4.083
9	1.333	1.590	-3.416
9	1.667	1.717	-2.944
9	2.000	2.786	-2.193
9	2.333	3.855	-1.087
9	2.667	4.924	0.376
9	3.000	5.993	2.196
26	3.000	-3.146	-1.619
26	3.333	-2.077	-2.490
26	3.667	-1.008	-3.004
26	4.000	0.061	-3.162
26	4.333	1.130	-2.963
26	4.667	2.270	-2.402
26	5.000	3.480	-1.444
26	5.333	4.689	-0.082
26	5.667	5.899	1.682
26	6.000	7.109	3.850
43	6.000	-7.107	3.848
43	6.333	-5.897	1.680
43	6.667	-4.688	-0.084

43	7.000	-3.478	-1.445
43	7.333	-2.268	-2.403
43	7.667	-1.129	-2.963
43	8.000	-0.059	-3.161
43	8.333	1.010	-3.002
43	8.667	2.079	-2.488
43	9.000	3.148	-1.617
60	9.000	-5.992	2.194
60	9.333	-4.923	0.375
60	9.667	-3.854	-1.088
60	10.000	-2.785	-2.194
60	10.333	-1.716	-2.944
60	10.667	-1.589	-3.417
60	11.000	-2.406	-4.083
60	11.333	-3.223	-5.021
60	11.667	-4.040	-6.231
60	12.000	-4.856	-7.714

EJE 5

<i>EJE</i>		5	
<i>Barra</i>	X	V	M
13	0.000	3.581	-2.269
13	0.333	2.031	-1.333
13	0.667	0.481	-0.915
13	1.000	-1.070	-1.013
13	1.333	-2.620	-1.628
13	1.667	-3.443	-2.699
13	2.000	-3.540	-3.863
13	2.333	-3.636	-5.059
13	2.667	-3.732	-6.287
13	3.000	-3.829	-7.547
30	3.000	0.930	-2.276
30	3.333	0.834	-1.982
30	3.667	0.737	-1.720
30	4.000	0.641	-1.490
30	4.333	0.545	-1.293
30	4.667	0.543	-1.119
30	5.000	0.635	-0.923
30	5.333	0.728	-0.696
30	5.667	0.820	-0.438

30	6.000	0.912	-0.149
47	6.000	-0.913	-0.149
47	6.333	-0.820	-0.438
47	6.667	-0.728	-0.696
47	7.000	-0.635	-0.923
47	7.333	-0.543	-1.119
47	7.667	-0.545	-1.293
47	8.000	-0.641	-1.491
47	8.333	-0.737	-1.720
47	8.667	-0.834	-1.982
47	9.000	-0.930	-2.276
64	9.000	3.834	-7.555
64	9.333	3.737	-6.293
64	9.667	3.641	-5.063
64	10.000	3.545	-3.866
64	10.333	3.449	-2.700
64	10.667	2.625	-1.627
64	11.000	1.075	-1.010
64	11.333	-0.476	-0.911
64	11.667	-2.027	-1.328
64	12	-3.577089	-2.261582

Análisis de recompresiones V (t) y M (t-m)

EJE 1

EJE		1	
<i>Barra</i>	X	V	M
1	0.000	0.285	-0.527
1	0.333	0.220	-0.443
1	0.667	0.155	-0.381
1	1.000	0.089	-0.340
1	1.333	0.024	-0.321
1	1.667	0.027	-0.318
1	2.000	0.099	-0.297
1	2.333	0.171	-0.252
1	2.667	0.243	-0.183
1	3.000	0.314	-0.091
2	3.000	-0.152	-0.335
2	3.333	-0.080	-0.374
2	3.667	-0.008	-0.389
2	4.000	0.064	-0.379
2	4.333	0.135	-0.346
2	4.667	0.217	-0.288
2	5.000	0.309	-0.201
2	5.333	0.402	-0.082
2	5.667	0.494	0.067
2	6.000	0.586	0.247
3	6.000	-0.387	0.178
3	6.333	-0.295	0.064
3	6.667	-0.203	-0.019
3	7.000	-0.111	-0.071
3	7.333	-0.019	-0.092
3	7.667	0.068	-0.084
3	8.000	0.148	-0.048
3	8.333	0.229	0.015
3	8.667	0.309	0.105
3	9.000	0.390	0.221
4	9.000	-0.366	0.194
4	9.333	-0.285	0.085
4	9.667	-0.204	0.004
4	10.000	-0.124	-0.051
4	10.333	-0.043	-0.079
4	10.667	0.037	-0.080

4	11.000	0.116	-0.054
4	11.333	0.195	-0.002
4	11.667	0.275	0.076
4	12.000	0.354	0.181
5	12.000	-0.354	0.180
5	12.333	-0.274	0.076
5	12.667	-0.195	-0.003
5	13.000	-0.116	-0.054
5	13.333	-0.037	-0.080
5	13.667	0.043	-0.079
5	14.000	0.124	-0.051
5	14.333	0.204	0.004
5	14.667	0.285	0.085
5	15.000	0.365	0.194
6	15.000	-0.390	0.221
6	15.333	-0.309	0.105
6	15.667	-0.229	0.015
6	16.000	-0.148	-0.048
6	16.333	-0.068	-0.084
6	16.667	0.019	-0.092
6	17.000	0.111	-0.071
6	17.333	0.203	-0.019
6	17.667	0.295	0.064
6	18.000	0.387	0.178
7	18.000	-0.586	0.247
7	18.333	-0.494	0.067
7	18.667	-0.401	-0.082
7	19.000	-0.309	-0.201
7	19.333	-0.217	-0.288
7	19.667	-0.135	-0.346
7	20.000	-0.063	-0.379
7	20.333	0.008	-0.388
7	20.667	0.080	-0.374
7	21.000	0.152	-0.335
8	21.000	-0.314	-0.091
8	21.333	-0.242	-0.183
8	21.667	-0.171	-0.252
8	22.000	-0.099	-0.297
8	22.333	-0.027	-0.318
8	22.667	-0.024	-0.321

8	23.000	-0.089	-0.340
8	23.333	-0.155	-0.381
8	23.667	-0.220	-0.443
8	24.000	-0.285	-0.527

EJE 2

EJE		2	
<i>Barra</i>	X	V	M
18	0.000	0.139	-0.094
18	0.333	0.034	-0.065
18	0.667	-0.070	-0.071
18	1.000	-0.175	-0.112
18	1.333	-0.280	-0.188
18	1.667	-0.349	-0.296
18	2.000	-0.382	-0.418
18	2.333	-0.415	-0.551
18	2.667	-0.448	-0.695
18	3.000	-0.482	-0.850
19	3.000	0.242	-0.449
19	3.333	0.208	-0.374
19	3.667	0.175	-0.310
19	4.000	0.142	-0.257
19	4.333	0.109	-0.216
19	4.667	0.087	-0.184
19	5.000	0.076	-0.157
19	5.333	0.065	-0.133
19	5.667	0.055	-0.113
19	6.000	0.044	-0.097
20	6.000	0.060	-0.032
20	6.333	0.050	-0.013
20	6.667	0.039	0.002
20	7.000	0.028	0.013
20	7.333	0.017	0.020
20	7.667	0.003	0.024
20	8.000	-0.016	0.022
20	8.333	-0.034	0.014
20	8.667	-0.053	-0.001
20	9.000	-0.072	-0.022
21	9.000	0.080	-0.029
21	9.333	0.062	-0.005

21	9.667	0.043	0.012
21	10.000	0.025	0.024
21	10.333	0.006	0.029
21	10.667	-0.013	0.028
21	11.000	-0.032	0.020
21	11.333	-0.052	0.006
21	11.667	-0.071	-0.014
21	12.000	-0.091	-0.041
22	12.000	0.091	-0.042
22	12.333	0.071	-0.015
22	12.667	0.052	0.006
22	13.000	0.032	0.020
22	13.333	0.013	0.027
22	13.667	-0.006	0.029
22	14.000	-0.025	0.024
22	14.333	-0.043	0.012
22	14.667	-0.062	-0.005
22	15.000	-0.080	-0.029
23	15.000	0.071	-0.021
23	15.333	0.053	-0.001
23	15.667	0.034	0.014
23	16.000	0.015	0.022
23	16.333	-0.003	0.024
23	16.667	-0.018	0.020
23	17.000	-0.028	0.013
23	17.333	-0.039	0.001
23	17.667	-0.050	-0.014
23	18.000	-0.061	-0.032
24	18.000	-0.043	-0.097
24	18.333	-0.054	-0.114
24	18.667	-0.065	-0.134
24	19.000	-0.076	-0.157
24	19.333	-0.086	-0.184
24	19.667	-0.108	-0.215
24	20.000	-0.142	-0.257
24	20.333	-0.175	-0.310
24	20.667	-0.208	-0.374
24	21.000	-0.241	-0.449
25	21.000	0.482	-0.850
25	21.333	0.449	-0.695

25	21.667	0.415	-0.551
25	22.000	0.382	-0.418
25	22.333	0.349	-0.296
25	22.667	0.280	-0.188
25	23.000	0.175	-0.112
25	23.333	0.071	-0.071
25	23.667	-0.034	-0.065
25	24.000	-0.139	-0.094

EJE 3

EJE		3	
<i>Barra</i>	X	V	M
35	0.000	-0.074	0.075
35	0.333	-0.145	0.039
35	0.667	-0.216	-0.022
35	1.000	-0.287	-0.106
35	1.333	-0.359	-0.213
35	1.667	-0.395	-0.342
35	2.000	-0.398	-0.474
35	2.333	-0.400	-0.607
35	2.667	-0.403	-0.741
35	3.000	-0.405	-0.875
36	3.000	0.083	-0.349
36	3.333	0.080	-0.322
36	3.667	0.078	-0.295
36	4.000	0.075	-0.270
36	4.333	0.073	-0.245
36	4.667	0.083	-0.220
36	5.000	0.106	-0.189
36	5.333	0.129	-0.149
36	5.667	0.152	-0.103
36	6.000	0.175	-0.048
37	6.000	-0.094	0.049
37	6.333	-0.071	0.022
37	6.667	-0.048	0.002
37	7.000	-0.025	-0.011
37	7.333	-0.002	-0.015
37	7.667	0.017	-0.012
37	8.000	0.032	-0.004
37	8.333	0.046	0.009

37	8.667	0.061	0.027
37	9.000	0.076	0.050
38	9.000	-0.070	0.046
38	9.333	-0.055	0.025
38	9.667	-0.040	0.009
38	10.000	-0.025	-0.002
38	10.333	-0.010	-0.008
38	10.667	0.004	-0.008
38	11.000	0.018	-0.005
38	11.333	0.032	0.004
38	11.667	0.046	0.017
38	12.000	0.060	0.034
39	12.000	-0.060	0.034
39	12.333	-0.046	0.016
39	12.667	-0.032	0.004
39	13.000	-0.018	-0.005
39	13.333	-0.004	-0.009
39	13.667	0.010	-0.008
39	14.000	0.025	-0.002
39	14.333	0.040	0.009
39	14.667	0.055	0.025
39	15.000	0.070	0.046
40	15.000	-0.076	0.050
40	15.333	-0.061	0.027
40	15.667	-0.047	0.009
40	16.000	-0.032	-0.004
40	16.333	-0.017	-0.012
40	16.667	0.002	-0.015
40	17.000	0.025	-0.011
40	17.333	0.048	0.002
40	17.667	0.071	0.022
40	18.000	0.094	0.049
41	18.000	-0.175	-0.048
41	18.333	-0.152	-0.103
41	18.667	-0.129	-0.150
41	19.000	-0.106	-0.189
41	19.333	-0.083	-0.220
41	19.667	-0.073	-0.245
41	20.000	-0.075	-0.270
41	20.333	-0.078	-0.295

41	20.667	-0.080	-0.321
41	21.000	-0.082	-0.349
42	21.000	0.405	-0.876
42	21.333	0.403	-0.741
42	21.667	0.400	-0.607
42	22.000	0.398	-0.474
42	22.333	0.396	-0.342
42	22.667	0.359	-0.213
42	23.000	0.288	-0.105
42	23.333	0.217	-0.021
42	23.667	0.145	0.039
42	24.000	0.074	0.075

EJE 4

EJE		4		
<i>Barra</i>	X	V	M	
9	0.000	0.399	-0.746	
9	0.333	0.334	-0.624	
9	0.667	0.269	-0.523	
9	1.000	0.203	-0.444	
9	1.333	0.138	-0.388	
9	1.667	0.150	-0.346	
9	2.000	0.238	-0.281	
9	2.333	0.327	-0.187	
9	2.667	0.416	-0.063	
9	3.000	0.504	0.090	
26	3.000	-0.205	-0.368	
26	3.333	-0.116	-0.422	
26	3.667	-0.028	-0.446	
26	4.000	0.061	-0.440	
26	4.333	0.149	-0.405	
26	4.667	0.255	-0.339	
26	5.000	0.377	-0.234	
26	5.333	0.499	-0.088	
26	5.667	0.621	0.099	
26	6.000	0.744	0.326	
43	6.000	-0.744	0.327	
43	6.333	-0.622	0.100	
43	6.667	-0.500	-0.087	
43	7.000	-0.378	-0.234	

43	7.333	-0.255	-0.339
43	7.667	-0.150	-0.405
43	8.000	-0.061	-0.441
43	8.333	0.027	-0.446
43	8.667	0.116	-0.423
43	9.000	0.204	-0.369
60	9.000	-0.504	0.091
60	9.333	-0.416	-0.063
60	9.667	-0.327	-0.187
60	10.000	-0.239	-0.281
60	10.333	-0.150	-0.346
60	10.667	-0.138	-0.387
60	11.000	-0.204	-0.444
60	11.333	-0.269	-0.523
60	11.667	-0.334	-0.624
60	12.000	-0.400	-0.746

EJE 5

EJE		5	
<i>Barra</i>	X	V	M
13	0.000	0.142	-0.111
13	0.333	0.028	-0.083
13	0.667	-0.086	-0.092
13	1.000	-0.200	-0.140
13	1.333	-0.314	-0.225
13	1.667	-0.380	-0.345
13	2.000	-0.400	-0.475
13	2.333	-0.419	-0.611
13	2.667	-0.439	-0.754
13	3.000	-0.458	-0.904
30	3.000	0.161	-0.405
30	3.333	0.142	-0.354
30	3.667	0.122	-0.311
30	4.000	0.103	-0.273
30	4.333	0.083	-0.242
30	4.667	0.080	-0.216
30	5.000	0.094	-0.187
30	5.333	0.108	-0.153
30	5.667	0.122	-0.115

30	6.000	0.136	-0.072
47	6.000	-0.136	-0.072
47	6.333	-0.122	-0.115
47	6.667	-0.108	-0.153
47	7.000	-0.094	-0.187
47	7.333	-0.081	-0.216
47	7.667	-0.083	-0.242
47	8.000	-0.103	-0.273
47	8.333	-0.122	-0.311
47	8.667	-0.142	-0.355
47	9.000	-0.161	-0.405
64	9.000	0.458	-0.904
64	9.333	0.439	-0.755
64	9.667	0.419	-0.612
64	10.000	0.400	-0.475
64	10.333	0.381	-0.345
64	10.667	0.314	-0.225
64	11.000	0.200	-0.140
64	11.333	0.086	-0.092
64	11.667	-0.028	-0.082
64	12.000	-0.142	-0.111

Compresiones V (t) y M (t-m)

EJE 1

EJE		1		
<i>Barra</i>	X	V	M	
1	0.000	0.308	-0.473	
1	0.333	0.241	-0.382	
1	0.667	0.174	-0.312	
1	1.000	0.107	-0.266	
1	1.333	0.039	-0.241	
1	1.667	0.042	-0.234	
1	2.000	0.114	-0.208	
1	2.333	0.187	-0.158	
1	2.667	0.259	-0.083	
1	3.000	0.331	0.015	
2	3.000	-0.200	-0.164	
2	3.333	-0.128	-0.218	
2	3.667	-0.055	-0.249	
2	4.000	0.017	-0.255	
2	4.333	0.089	-0.238	
2	4.667	0.166	-0.195	
2	5.000	0.247	-0.127	
2	5.333	0.329	-0.031	
2	5.667	0.410	0.092	
2	6.000	0.491	0.243	
3	6.000	-0.352	0.172	
3	6.333	-0.270	0.069	
3	6.667	-0.189	-0.008	
3	7.000	-0.108	-0.058	
3	7.333	-0.027	-0.080	
3	7.667	0.050	-0.076	
3	8.000	0.123	-0.047	
3	8.333	0.195	0.006	
3	8.667	0.268	0.083	
3	9.000	0.341	0.185	
4	9.000	-0.327	0.164	
4	9.333	-0.255	0.067	
4	9.667	-0.182	-0.006	
4	10.000	-0.110	-0.055	
4	10.333	-0.037	-0.079	
4	10.667	0.036	-0.079	

4	11.000	0.109	-0.055
4	11.333	0.182	-0.007
4	11.667	0.255	0.066
4	12.000	0.328	0.164
5	12.000	-0.329	0.164
5	12.333	-0.255	0.066
5	12.667	-0.182	-0.007
5	13.000	-0.109	-0.055
5	13.333	-0.036	-0.079
5	13.667	0.037	-0.079
5	14.000	0.110	-0.055
5	14.333	0.182	-0.006
5	14.667	0.255	0.067
5	15.000	0.327	0.164
6	15.000	-0.341	0.185
6	15.333	-0.268	0.083
6	15.667	-0.195	0.006
6	16.000	-0.123	-0.047
6	16.333	-0.050	-0.076
6	16.667	0.027	-0.080
6	17.000	0.108	-0.058
6	17.333	0.189	-0.008
6	17.667	0.270	0.069
6	18.000	0.352	0.172
7	18.000	-0.491	0.243
7	18.333	-0.410	0.092
7	18.667	-0.329	-0.031
7	19.000	-0.247	-0.127
7	19.333	-0.166	-0.195
7	19.667	-0.089	-0.238
7	20.000	-0.017	-0.255
7	20.333	0.055	-0.249
7	20.667	0.128	-0.218
7	21.000	0.200	-0.164
8	21.000	-0.331	0.015
8	21.333	-0.259	-0.083
8	21.667	-0.187	-0.158
8	22.000	-0.114	-0.208
8	22.333	-0.042	-0.234
8	22.667	-0.039	-0.241

8	23.000	-0.107	-0.266
8	23.333	-0.174	-0.313
8	23.667	-0.241	-0.382
8	24.000	-0.308	-0.473

EJE 2

EJE		2	
<i>Barra</i>	X	V	M
18	0.000	0.214	-0.125
18	0.333	0.107	-0.071
18	0.667	0.000	-0.054
18	1.000	-0.107	-0.071
18	1.333	-0.214	-0.125
18	1.667	-0.276	-0.210
18	2.000	-0.294	-0.305
18	2.333	-0.312	-0.406
18	2.667	-0.330	-0.513
18	3.000	-0.348	-0.626
19	3.000	0.136	-0.261
19	3.333	0.119	-0.218
19	3.667	0.101	-0.182
19	4.000	0.083	-0.151
19	4.333	0.065	-0.126
19	4.667	0.053	-0.107
19	5.000	0.048	-0.090
19	5.333	0.043	-0.075
19	5.667	0.038	-0.062
19	6.000	0.032	-0.050
20	6.000	0.024	-0.003
20	6.333	0.019	0.004
20	6.667	0.014	0.010
20	7.000	0.009	0.013
20	7.333	0.003	0.015
20	7.667	-0.005	0.015
20	8.000	-0.016	0.012
20	8.333	-0.028	0.004
20	8.667	-0.039	-0.007
20	9.000	-0.050	-0.022
21	9.000	0.050	-0.025
21	9.333	0.039	-0.010

21	9.667	0.028	0.001
21	10.000	0.016	0.008
21	10.333	0.005	0.012
21	10.667	-0.006	0.012
21	11.000	-0.017	0.008
21	11.333	-0.028	0.001
21	11.667	-0.039	-0.011
21	12.000	-0.050	-0.025
22	12.000	0.050	-0.026
22	12.333	0.039	-0.011
22	12.667	0.028	0.000
22	13.000	0.017	0.008
22	13.333	0.006	0.012
22	13.667	-0.005	0.012
22	14.000	-0.016	0.008
22	14.333	-0.028	0.001
22	14.667	-0.039	-0.010
22	15.000	-0.050	-0.025
23	15.000	0.050	-0.021
23	15.333	0.039	-0.007
23	15.667	0.027	0.005
23	16.000	0.016	0.012
23	16.333	0.005	0.015
23	16.667	-0.004	0.015
23	17.000	-0.009	0.013
23	17.333	-0.014	0.009
23	17.667	-0.019	0.004
23	18.000	-0.025	-0.004
24	18.000	-0.032	-0.050
24	18.333	-0.037	-0.062
24	18.667	-0.043	-0.075
24	19.000	-0.048	-0.090
24	19.333	-0.053	-0.107
24	19.667	-0.065	-0.126
24	20.000	-0.083	-0.151
24	20.333	-0.101	-0.182
24	20.667	-0.119	-0.218
24	21.000	-0.136	-0.261
25	21.000	0.348	-0.626
25	21.333	0.330	-0.513

25	21.667	0.312	-0.406
25	22.000	0.294	-0.305
25	22.333	0.276	-0.210
25	22.667	0.214	-0.125
25	23.000	0.107	-0.071
25	23.333	0.000	-0.053
25	23.667	-0.107	-0.071
25	24.000	-0.214	-0.125

EJE 3

EJE		3		
<i>Barra</i>	X	V	M	
35	0.000	0.079	-0.003	
35	0.333	-0.010	0.008	
35	0.667	-0.100	-0.010	
35	1.000	-0.189	-0.058	
35	1.333	-0.278	-0.136	
35	1.667	-0.322	-0.239	
35	2.000	-0.321	-0.347	
35	2.333	-0.321	-0.454	
35	2.667	-0.320	-0.560	
35	3.000	-0.320	-0.667	
36	3.000	0.035	-0.191	
36	3.333	0.036	-0.179	
36	3.667	0.036	-0.167	
36	4.000	0.037	-0.155	
36	4.333	0.037	-0.143	
36	4.667	0.045	-0.129	
36	5.000	0.060	-0.112	
36	5.333	0.075	-0.090	
36	5.667	0.090	-0.062	
36	6.000	0.105	-0.030	
37	6.000	-0.070	0.048	
37	6.333	-0.055	0.027	
37	6.667	-0.040	0.011	
37	7.000	-0.025	0.000	
37	7.333	-0.010	-0.005	
37	7.667	0.001	-0.007	
37	8.000	0.010	-0.005	
37	8.333	0.019	0.000	

37	8.667	0.027	0.008
37	9.000	0.036	0.018
38	9.000	-0.039	0.019
38	9.333	-0.030	0.008
38	9.667	-0.022	-0.001
38	10.000	-0.013	-0.006
38	10.333	-0.005	-0.009
38	10.667	0.004	-0.010
38	11.000	0.013	-0.007
38	11.333	0.022	-0.001
38	11.667	0.031	0.008
38	12.000	0.040	0.020
39	12.000	-0.040	0.020
39	12.333	-0.031	0.008
39	12.667	-0.022	-0.001
39	13.000	-0.013	-0.007
39	13.333	-0.004	-0.010
39	13.667	0.005	-0.009
39	14.000	0.013	-0.007
39	14.333	0.022	-0.001
39	14.667	0.030	0.008
39	15.000	0.039	0.019
40	15.000	-0.036	0.018
40	15.333	-0.027	0.008
40	15.667	-0.019	0.000
40	16.000	-0.010	-0.005
40	16.333	-0.002	-0.007
40	16.667	0.010	-0.005
40	17.000	0.025	0.000
40	17.333	0.040	0.011
40	17.667	0.055	0.027
40	18.000	0.070	0.048
41	18.000	-0.104	-0.030
41	18.333	-0.090	-0.062
41	18.667	-0.075	-0.090
41	19.000	-0.060	-0.112
41	19.333	-0.045	-0.129
41	19.667	-0.037	-0.143
41	20.000	-0.037	-0.155
41	20.333	-0.036	-0.167

41	20.667	-0.035	-0.179
41	21.000	-0.035	-0.190
42	21.000	0.320	-0.667
42	21.333	0.320	-0.561
42	21.667	0.321	-0.454
42	22.000	0.322	-0.347
42	22.333	0.322	-0.239
42	22.667	0.278	-0.136
42	23.000	0.189	-0.058
42	23.333	0.100	-0.010
42	23.667	0.011	0.009
42	24.000	-0.078	-0.003

EJE 4

EJE		4	
<i>Barra</i>	X	V	M
9	0	0.406436	-0.665058
9	0.333333	0.339253	-0.540777
9	0.666667	0.27207	-0.438889
9	1	0.204887	-0.359397
9	1.333333	0.137704	-0.302298
9	1.666667	0.147346	-0.261192
9	2	0.233813	-0.197666
9	2.333333	0.32028	-0.105317
9	2.666667	0.406747	0.015854
9	3	0.493214	0.165848
26	3	-0.235992	-0.196936
26	3.333333	-0.149525	-0.261189
26	3.666667	-0.063058	-0.296619
26	4	0.023409	-0.303228
26	4.333333	0.109876	-0.281013
26	4.666667	0.205244	-0.229235
26	5	0.309514	-0.143442
26	5.333333	0.413784	-0.022892
26	5.666667	0.518053	0.132414
26	6	0.622323	0.322476
43	6	-0.622608	0.322961
43	6.333333	-0.518338	0.132804
43	6.666667	-0.414069	-0.022597
43	7	-0.309799	-0.143242

43	7.333333	-0.20553	-0.22913
43	7.666667	-0.110168	-0.281004
43	8	-0.023713	-0.303318
43	8.333333	0.062742	-0.296813
43	8.666667	0.149196	-0.26149
43	9	0.235651	-0.197348
60	9	-0.493274	0.166067
60	9.333333	-0.40682	0.016052
60	9.666667	-0.320365	-0.105146
60	10	-0.23391	-0.197525
60	10.333333	-0.147456	-0.261086
60	10.666667	-0.137827	-0.302231
60	11	-0.205026	-0.359373
60	11.333333	-0.272224	-0.438915
60	11.666667	-0.339422	-0.540856
60	12	-0.406621	-0.665197

EJE 5

EJE		5	
<i>Barra</i>	X	V	M
13	0.000	0.239	-0.153
13	0.333	0.119	-0.093
13	0.667	-0.001	-0.074
13	1.000	-0.121	-0.094
13	1.333	-0.241	-0.154
13	1.667	-0.307	-0.250
13	2.000	-0.318	-0.354
13	2.333	-0.329	-0.462
13	2.667	-0.340	-0.574
13	3.000	-0.351	-0.689
30	3.000	0.096	-0.236
30	3.333	0.085	-0.205
30	3.667	0.074	-0.179
30	4.000	0.063	-0.156
30	4.333	0.052	-0.137
30	4.667	0.051	-0.121
30	5.000	0.060	-0.102
30	5.333	0.069	-0.081
30	5.667	0.078	-0.056

30	6.000	0.086	-0.029
47	6.000	-0.087	-0.029
47	6.333	-0.078	-0.056
47	6.667	-0.069	-0.081
47	7.000	-0.060	-0.102
47	7.333	-0.051	-0.121
47	7.667	-0.052	-0.137
47	8.000	-0.063	-0.156
47	8.333	-0.074	-0.179
47	8.667	-0.085	-0.206
47	9.000	-0.096	-0.236
64	9.000	0.351	-0.689
64	9.333	0.340	-0.574
64	9.667	0.329	-0.462
64	10.000	0.318	-0.354
64	10.333	0.307	-0.250
64	10.667	0.241	-0.154
64	11.000	0.121	-0.094
64	11.333	0.001	-0.073
64	11.667	-0.119	-0.093
64	12.000	-0.239	-0.153

Bibliografía

A

Anzaldúa, R. (2002), "Tomo II: Manual de Construcción Geotécnica – Abatimiento del nivel freático para la construcción", SMMS.

Arnal, L. y Betancourt, M. (2005), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", 5a. Edición, Ed. Trillas, México, D. F.

Association of Geotechnical & Geoenvironmental Specialists AGS. (2003), "Guidelines for the Preparation of the Ground Report", Gran Bretaña.

ASTM International. (2008), "Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils Designation: D-1586-08a", Gran Bretaña.

B

Barnes, G.E. (2000). "Soil Mechanics Principles and Practice", 2nd Edición, Palgrave.

Bowles, J. E. (1992), "Engineering Properties of Soils and their Measurement", Fourth Edition, Ed. McGraw-Hill.

Bowles, J. E. (1996), "Foundation Analysis and Design", Fifth Edition, Ed. McGraw-Hill.

C

Comisión Federal de Electricidad (1980), "Manual de Diseño de Obras Civiles", Geotecnia, Tomo B.2.2. Propiedades Físicas y Mecánicas de los Suelos, México.

Comisión Federal de Electricidad (1981), "Manual de Diseño de Obras Civiles", Geotecnia, Tomo B.2.4. Cimentaciones en Suelos, México.

Comisión Federal de Electricidad (2008), "Manual de Diseño de Obras Civiles", Diseño por Sismo, México.

D

Damy, J., (1985). "Integración de las superficies de Boussinesq, Westergaard y Frölich, sobre superficies poligonales de cualquier forma, cargadas con fuerzas verticales uniformemente repartidas", Estudios e Investigaciones Recientes, Conferencia presentada en la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. 82-86.

Damy, J. y Casales, G. (1985). "Soil stresses under a polygonal area uniformly loaded", Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, ASCE, New York, N.Y.

Deméneghi Colina, Agustín, Armando Rafael Hermosillo Arteaga, Margarita Puebla Cadena y Héctor Sanginés García. (2018), "Apuntes de análisis y diseño de cimentaciones. Tomo I. México, Universidad Nacional Autónoma de México. Facultad de Ingeniería".

E

Flores, A., Gómez, E., y Romo, M.P. (2002), "Automatización del Equipo Triaxial Dinámico de Columna Resonante". Memorias de la Reunión Nacional de la SMMS, Querétaro, 2002.

G

Gobierno del Distrito Federal. (2017), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones", Tomo I, México.

Gutiérrez, C. (1992), "Abatimiento del Nivel Freático para Construcción de Cimentaciones", Tesis de Maestría en Ingeniería (Mecánica de Suelos), DEPMI, UNAM, México.

H

Hjort, E. (*), "Reflexiones sobre la Evolución de los Criterios Sísmicos de Análisis y Diseño de Estructuras, que han influenciado el Desarrollo de las Obras Civiles en México", Memoria 40 Años de Investigación y Práctica en Geotecnia, Tomo II.

Hunt, R. (2007), "Geotechnical Investigation Methods A Field Guide for Geotechnical Engineers", CRC Press Taylor & Francis Group.

Hermosillo Arteaga, Armando Rafael, Agustín Deméneghi Colina, Margarita Puebla Cadena y Héctor Sanginés García. (2017), "Apuntes de análisis y diseño de cimentaciones. Ejemplos de aplicación. Tomo II". México, Universidad Nacional Autónoma de México. Facultad de Ingeniería.

J

Jaime, A. y Montoya, A. (2008), "Análisis de Confiabilidad en Geotecnia, Cuatro Enfoques", Instituto de Ingeniería, UNAM.

Jaime, A. (1987). "Características Dinámicas de la Arcilla del Valle de México", Tesis de Doctorado en Ingeniería, Tomo I y Tomo II, DEPMI, UNAM, México.

Jaime, A. (1980), "Comportamiento Dinámico de Suelos". Memorias de la 10a Reunión Nacional de la SMMS, Vol. 1, Morelia, Michoacán, Noviembre 1980.

Jaime, A. (1988), "Geotecnia y Sismicidad en el Valle de México". Publicación No. D-29, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Jaime, A. (1997), "Ingeniería de Cimentaciones, Pasado y Práctica Actual", Ciclo de Conferencias "Reunión Conmemorativa de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos", Segundo Volumen, P. p. 117–142.

Juárez, S.E. (2008), "Prácticas de Laboratorio de Mecánica de Suelos", Posgrado en Ingeniería, UNAM.

Juárez Badillo, Eulalio.; Rico Rodríguez, Alfonso.(1996), "Mecánica de suelos, TOMO 1", Limusa, México.

K

Kramer, S. L. (1996), "Geotechnical Earthquake Engineering". Prentice Hall. New Jersey.

L

Leonards, G. A. (1962), "Foundation Engineering", Ed. Mc–Graw Hill, Tokio, Japón.

M

Marsal, R.J. (1986). "Notas sobre el Diseño y Construcción de Cimentaciones en el Distrito Federal", Comisión Federal de Electricidad, México, D.F.

Meli, R. (2000). "Diseño Estructural", Limusa Noriega Editores, México, D.F.

Mendoza, M.J. (2007). "Comportamiento y Diseño de Cimentaciones Profundas en la Ciudad de México", México, D.F.

N

Naval Facilities Engineering Command, (1986). "Design Manual: Foundations and Earth Structures", NAVFAC, Washington, D.C.

P

Peck, R. Hanson, W. y Thornburn, T. (2008), "Ingeniería de Cimentaciones", Ed. Limusa, México, D. F.

Poulos, H.G. y Davis, E.H. (1974). "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics", John Wiley & Sons, Inc., Sydney.

R

Rivera, R. (2004), "Notas del Curso de Laboratorio de Mecánica de Suelos I", Ed. SMMS.

S

Santoyo, E., Ovando, E., Mooser, F. y León, E. (2005), "Síntesis Geotécnica de la Cuenca del Valle de México", TGC Geotecnia, México.

Simons, N. y Menzies, B. (1975), "A Short Course in Foundation Engineering", 2nd edición, Thomas Telford.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. >SMMS< (2001), "Manual de Cimentaciones Profundas", 2nd edición, México, D.F.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. >SMMS< (1978), "El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México", México, D.F.

Sowers, G.B. y Sowers, G.F. (1994), "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones", Limusa Noriega Editores.

T

Tamez, E. (2001). "Ingeniería de Cimentaciones", TGC Geotecnia, S.A. de C.V.

Téllez, A. (1899). "Apuntes acerca de los Cimientos de los Edificios en la Ciudad de México", Compilación de Artículos Técnicos de Ingeniería escritos a Principio de Siglo, XXV Aniversario de la SMMS, Edición Conmemorativa 1982.

Tomlinson, M. J. (1996). "Cimentaciones", Ed. Trillas, México, D. F.

Tomlinson, M. J. (1986). "Foundation Design and Construction", Ed. Longman Scientific & Technical, New York.

Z

Zeevaert, L. (1990), "Conceptos Básicos en el Diseño de Cimentaciones Compensadas sin y con Pilotes de Fricción", SMMS, México, D.F.

Zeevaert, L. (1983), "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Ed. Van Nostrand Reinhold Company, New York.