



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN
COMPENSADA EN ZONA DE TRANSICIÓN DE LA
CIUDAD DE MÉXICO**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

PRESENTA:

ING. MIGUEL VALENTÍN NÁJERA LUNA

DIRECTOR DE TESINA: **M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA**

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX. **FEBRERO 2017**



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.

Agradecimientos

A Dios por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.

A mi familia por ser el pilar fundamental en todo lo que soy, en toda mi educación, tanto académica, como de la vida, por su incondicional apoyo y confianza. Por haberme enseñado a valorar cada esfuerzo e inspirarme a salir adelante en los momentos más difíciles. Todo este trabajo ha sido posible gracias a ellos.

A mi director de Tesina M.I. Agustín Deméneghi Colina por haberme confiado el presente trabajo, además de su tiempo, paciencia, conocimiento y experiencia.

A mis profesores, en especial al M.I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez por compartir todo su conocimiento, consejos, por su rectitud en su profesión como docente, pero sobre todo por haberme inspirado a estudiar la especialización en Geotecnia.

A la Facultad de Ingeniería de la UNAM, por brindarme educación y valores humanos.

Índice

Capítulo I. Introducción	5
Hipótesis	5
Objetivo.....	6
Aspectos metodológicos	6
Capítulo II. Zonificación geotécnica del valle de México	8
II.1 Geología	8
II.2 Contexto histórico	9
II.3 Estratigrafía de la ciudad de México	9
II.4 Problemas geotécnicos asociados	10
Capítulo III. Clasificación de las Cimentaciones.....	13
III.1 Definición y clasificación de las cimentaciones.....	13
III.2 Cimentaciones superficiales	14
III.2.1 Zapatas	14
III.2.2 Losa de cimentación	15
III.2.3 Cajones de cimentación	16
III.3 Cimentaciones profundas	17
III.3.1 Pilotes	17
III.4 Elección del tipo de cimentación.....	19
Capítulo IV. Capacidad de carga.....	20
IV.1 Teoría de Terzaghi	21
IV.2 Teoría de Skempton.....	24
IV.3 Teoría de Meyerhof	25
Capítulo V. Deformaciones.....	28
V.1 Asentamientos elásticos.....	28
V.2 Consolidación.....	33
V.3 Teoría de consolidación de Terzaghi	33
V.3.1 Curva de consolidación.....	37
V.3.2 Curva de compresibilidad	39
Capítulo VI. Reglamento de construcción del Distrito Federal	40
VI.1 Estados límite de falla	40
VI.2 Estados límite de servicio.....	42

Capítulo VII. Diseño Geotecnico de un Cajón de Cimentación.	43
VII.1 Estratigrafía	43
VII.2 Diagrama de esfuerzos	46
VII.2 Determinación de la profundidad de desplante	47
VII.3 Análisis de compensación.	49
VII.4 Estados límite de falla	50
VII.4.1 Capacidad de carga.....	50
VII.4.2 Revisión por sismo.....	52
VII.4.3 Revisión por flotación.....	56
VII.5 Estados límite de servicio.....	56
VII.5.1 Expansión elástica	56
VII.5.2 Asentamiento inmediato por incremento de presión neta	60
VII.5.3 Asentamiento diferido	63
VII.5.4 Giro permanente de un cimiento.....	66
Capítulo VIII. Conclusión	70
Capítulo IX. Bibliografía.....	72

Capítulo I. Introducción

En el presente trabajo se presentan los antecedentes teóricos necesarios para poder realizar el diseño geotécnico de una cimentación superficial, con base en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcción del Distrito Federal.

La teoría presentada está fundamentada en los libros más relevantes de la Mecánica de Suelos, siendo complementada en gran parte por los apuntes recopilados a lo largo de mi formación académica de la licenciatura y posteriormente en el posgrado, ambos en la Facultad de Ingeniería.

Siendo más preciso se diseñará y revisará un cajón de cimentación para un edificio de 6 pisos desplantado en zona de transición de la Ciudad de México.

Se deberá tener especial cuidado en las deformaciones ya que durante el proceso constructivo se presentarán diferentes asentamientos que se tienen que considerar, por ejemplo, al término de la excavación se tendrán expansiones inmediatas en el fondo de la misma, si el periodo de ejecución de la obra es relativamente corto no será necesario calcular las expansiones a largo plazo producido por el mismo efecto. Estas expansiones por excavación se recuperan con asentamientos por recompresión. Un fenómeno similar ocurre con el incremento neto de presión, en este caso se presentan asentamientos inmediatos o también llamados por compresión. A lo largo de la vida útil de la estructura se producen asentamientos diferidos debido al proceso de consolidación de las arcillas.

Hipótesis

Para el peso de la subestructura, se considera llena de agua la porción de celdas que esté por debajo del nivel freático y no constituya un espacio fundamental útil.

Las expansiones y asentamientos inmediatos son del tipo elástico, por lo cual es conveniente calcularlos con la teoría de la elasticidad con sus respectivos parámetros obtenidos de pruebas de la cámara triaxial y de consolidación unidimensional.

Para fines prácticos se considera que la expansión inmediata del fondo de la excavación es igual al asentamiento inmediato por recompresión debido a la recuperación del movimiento de expansión.

Objetivo

El presente trabajo pretende ser un material de apoyo para el diseño de cimentaciones someras o superficiales, considerando su estabilidad en condiciones tanto estáticas como sísmicas.

Aspectos metodológicos

Es conveniente tener la mayor información posible y detallada del proyecto, para poder realizar un diseño geotécnico eficiente. Por lo menos se debe contar con lo siguiente:

1. Planos arquitectónicos
 - Dimensiones de planta y elevaciones.
 - Material de construcción

2. Datos estructurales
 - Planos de planta de ejes de columna y alturas de entrepiso.
 - Bajada de cargas de cada columna a nivel de cimentación.
 - Centro de cargas estáticas.
 - Centro geométrico de la cimentación.
 - Suma de cargas permanentes y carga viva con intensidad máxima.
 - Suma de cargas permanentes y carga viva con intensidad media.
 - Momento de volteo y cortante basal sísmico

3. Geotecnia
 - Estratigrafía detallada.
 - Posición del nivel de aguas freáticas.
 - Propiedades mecánicas obtenidas de pruebas de laboratorio (pruebas triaxiales, consolidación unidimensional)
 - Diagrama de esfuerzos

Una vez teniendo estos datos se dispone a realizar el diseño geotécnico.

El diseño geotécnico comprende el:

- Análisis de compensación.
- Capacidad de carga del suelo por resistencia al esfuerzo cortante.
- Revisión por sismo.
- Falla por flotación.

A su vez también es necesario revisar el comportamiento de la cimentación. En esta parte se revisarán las:

- Expansión inmediata de fondo de corte, debido a la excavación.
- Asentamiento inmediato por recompresión, debido a la recuperación de la expansión de la excavación.
- Asentamiento por compresión, debido al incremento neto de carga por el peso máximo del edificio.
- Asentamientos diferidos por compresión, por consecuencia del incremento neto de carga por el peso medio del inmueble.
- Giro de la cimentación.

Como se hace referencia en las NTC para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, a lo largo del presente trabajo se utilizará el Sistema Internacional (SI).

Capítulo II. Zonificación geotécnica del valle de México

II.1 Geología

La cuenca del valle de México es endorreica, esto significa que el agua no tiene salida fluvial hacia el mar; forma parte del Arco volcánico Trans-Americano, es una extensa altiplanicie lacustre con altitud promedio de 2249 m.s.n.m y se encuentra rodeada por sierras volcánicas y por abanicos y llanuras aluviales.¹

El valle de México se encuentra limitada geográficamente por cordilleras enlazadas entre sí. En el norte se ubica la sierra de Guadalupe, al este se encuentra la sierra nevada, en el oeste la sierra de las cruces y la sierra Chichinautzin en el sur.

Cabe aclarar que no siempre fue una cuenca cerrada, sino que drenaba hacia el sur, con la formación de la sierra Chichinautzin se convirtió en una cuenca cerrada, esta formación se caracterizó por ser una época de intensa actividad volcánica, que trajo consigo la interestratificación con basaltos depositados al pie de la sierra. La parte central de la cuenca se fue rellenando con materiales limo arenoso y emisiones de cenizas y pómez provenientes de los volcanes del sur. Por otro lado, la formación de la sierra de las cruces dio origen a materiales con alto contenido de grava, arena, tobas pumíticas, entre otras. Debido a la gran actividad volcánica derivada de las formaciones antes mencionadas se dio origen a la heterogénea estratigrafía del valle de México, donde podemos encontrar materiales y espesores variados.

Al pie de las sierras y por el cambio brusco de la pendiente en los ríos, se localizan grandes depósitos aluviales de composición muy variable y estratificación cruzada o lenticular, manifestación de una dinámica erosiva muy prominente en los diferentes periodos de lluvia intensa alternados con otros muy secos. Las partes bajas, entre las sierras y principalmente en la región central de la cuenca, predominan las formaciones lacustres constituidas por ceniza volcánica, intercaladas con pómez, arenas finas y limos. Estos depósitos cubren o aparecen intercalados con estratos de origen aluvial, o bien, se encuentran en contacto con las formaciones pétreas típicas de las zonas altas. En general estas formaciones lacustres son de baja resistencia al corte y alta compresibilidad.

¹ Vázquez Sánchez E y Jaimes Palomera R, Geología de la Cuenca de México Geofísica internacional, Vol. 20, número 2, México D.F., 1989.

II.2 Contexto histórico

El mito sobre la población de Tenochtitlan nos refiere que durante el peregrinaje que tuvieron que padecer los aztecas para asentarse definitivamente, dos de sus sacerdotes descubrieron en una isla un manantial de aguas cristalinas, en una de cuyas rocas cercanas se encontraba posada un águila devorando una serpiente, portento que según los sacerdotes constituía una señal inequívoca de que ahí se debía construir un templo a Huitzilopochtli, “Colibrí Zurdo”, y máxima deidad del panteón mexica. Fue en este preciso lugar donde fundaron la Ciudad de México.

II.3 Estratigrafía de la ciudad de México

El subsuelo de la ciudad de México tiene propiedades únicas. El contenido de agua es mayor a 400%, el índice de plasticidad excede 300% y el índice de compresión Cc puede llegar a un valor de 10, cuando en la mayoría de los suelos es menor a 1. Lo anterior, ubica a los sedimentos lacustres de la ciudad de México como altamente compresibles, lo que ha dado lugar a intrincados problemas de cimentación para la construcción de edificios elevados y de gran peso en la ciudad de México.²

Es por ello que ha sido estudiada por diversos investigadores de la materia. En el año de 1959 los ingenieros Raúl J. Marsal y Marcos Mazari publicaron los resultados obtenidos durante casi 5 años de investigación y pruebas de laboratorio. Con base a sus resultados propusieron que la ciudad de México se dividiera en tres zonas geotécnicas: lomas, transición y de lago o lacustre.

Como lo define el artículo 170 del Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento, para fines de las presentes Normas, el Distrito Federal 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 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 limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas 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

² Dr. Jorge Abraham Díaz Rodríguez, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

o arcilla. Estas capas arenosas son generalmente medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.³

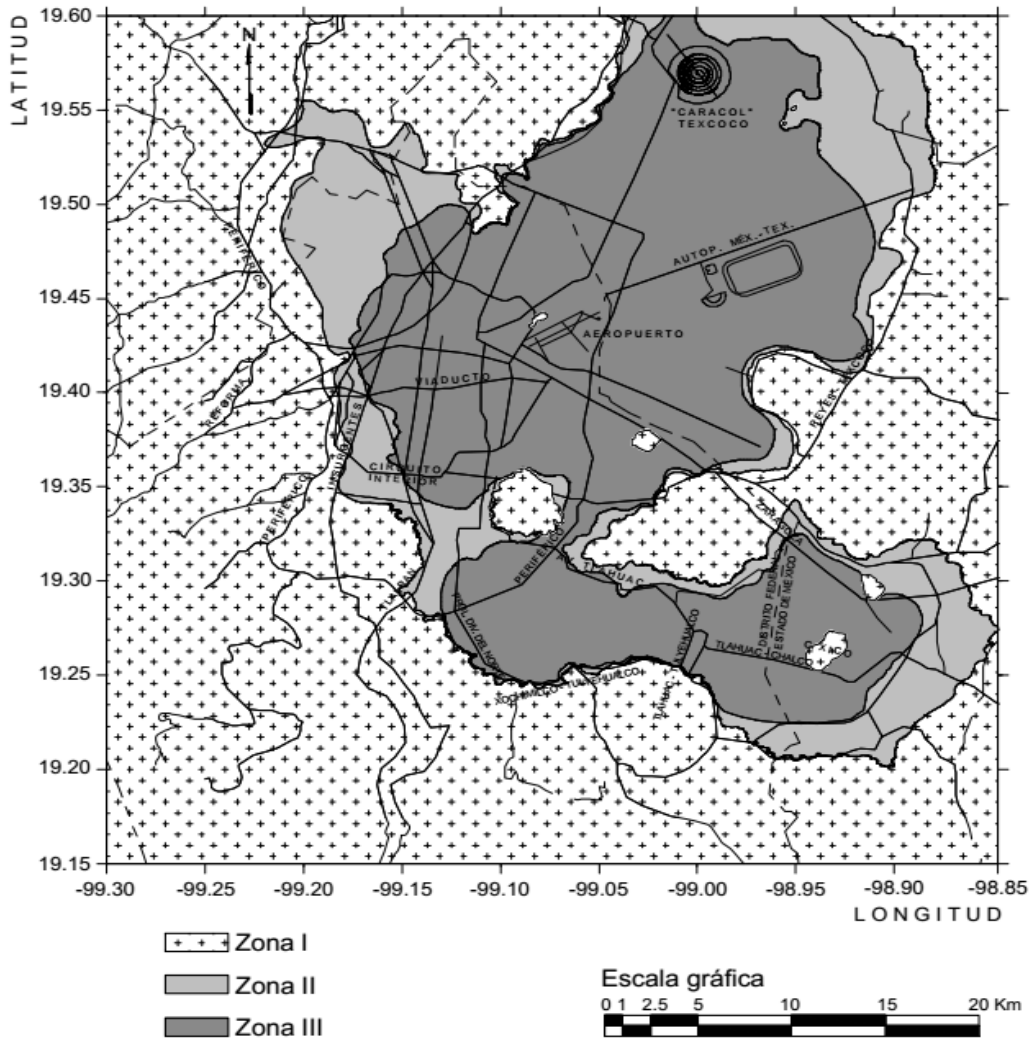


Figura 1. Zonificación geotécnica del Valle de México

II.4 Problemas geotécnicos asociados

Los problemas geotécnicos en la ciudad son muy variados. Empezando por la zona III, como se menciona anteriormente son arcillas de alta compresibilidad, con contenidos de agua que alcanzan el valor del 400%. Las construcciones desplantadas en este tipo de suelos presentan fuertes asentamientos. Las

³ Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, México D.F., 2004.

deformaciones inmediatas presentadas son del tipo elástico, es decir, se presentan deformaciones no recuperables, lo cual implica una construcción por etapas. El proceso de consolidación, genera asentamientos a mediano y largo plazo.

Un problema muy peculiar de la zona lacustre, es el centro histórico, debido a que varios sitios están construidos sobre edificaciones prehispánicas o islotes artificiales. Otros autores los denominan rellenos arqueológicos de gran espesor, los cuales originan problemas de comportamiento y daños estructurales sobre las construcciones desplantadas en este sitio.

La zona II son suelos de una gran heterogeneidad que van desde suelos lacustres a aluviales, esto implica la realización de más sondeos de exploración requeridos en comparación con las otras dos zonas. Otro problema importante en este tipo de suelos son los asentamientos diferenciales, estos se presentan donde la transición es abrupta, un claro ejemplo de este fenómeno se encuentra en las faldas del cerro del Marqués, sobre la calzada Ignacio Zaragoza se presenta un importante asentamiento diferencial.

La zona I, es bien sabido que son suelos volcánicos, destaca por su alta resistencia y baja compresibilidad, debido a su estratigrafía heterogénea, se presentan diferentes problemas. Debido a la gran actividad minera registrada en el siglo pasado, es común encontrar túneles u oquedades, las delegaciones y/o municipios con este tipo de problemas son la Álvaro Obregón, Miguel Hidalgo, Naucalpan, Atizapán, entre otras. Quizá el mayor problema de este tipo de suelos es la estabilidad de taludes, un caso no muy lejano, se presentó el pasado 27 de octubre del 2015 en el predio AltaVista 111, Santa Fe. Debido al incremento de presión de poro en el talud, este colapsó; aproximadamente seis mil metros cúbicos de material se desprendieron.



Figura 2. Deslave del talud en Santa Fe. Gerardo Suarez, el universal, 15/11/2015

Aunado a esto, el mayor problema geotécnico que se presenta en el valle de México es el hundimiento regional.

La población metropolitana es algo mayor de los 20 millones, existen unos 1,600 pozos profundos en operación, así como innumerables pozos clandestinos; la 3 extracción de agua es de unos 76.6 m/s. Pero también son significativas las pérdidas de agua por: el bombeo desde sótanos faltos de estanqueidad, de las líneas del metro, colectores y túneles del sistema de drenaje; otras formas de extracción son: la evaporación solar, el consumo de los árboles y los pozos abandonados y mal sellados. La ciudad se ha hundido desde 1856 casi 9.0 m, según la referencia de la Catedral Metropolitana, que se hunde actualmente con 6 a 7 cm/año. En cuanto a las zonas con mayor velocidad de hundimiento se identifican con la información del año 1995 de la GAVM en: el Peñón del Marqués con alarmantes 40 cm/año, Coapa y Ecatepec con 20 cm/año y Chalco con 30 cm/año.⁴

⁴ Santoyo Villa Enrique, Historia y Actualidad del Hundimiento Regional de la Ciudad de México.

Capítulo III. Clasificación de las Cimentaciones

III.1 Definición y clasificación de las cimentaciones

Prácticamente todas las estructuras de ingeniería civil, edificios, puentes, carreteras, túneles, muros, torres, canales o presas, deben cimentarse sobre la superficie de la tierra o dentro de ella, para que una estructura se comporte satisfactoriamente debe poseer una cimentación adecuada.⁵

Se entiende como cimentación aquella obra de la ingeniería que es diseñada para transmitir el peso de la estructura al terreno natural, es decir, debe ser capaz de transmitir todas las cargas de la estructura (carga muerta, carga viva y cargas accidentales) al suelo de apoyo.

Dependiendo de la profundidad de desplante se pueden distinguir dos tipos de cimentaciones: las superficiales y las profundas. Terzaghi propuso un criterio para distinguir ambos tipos. Definió como cimentaciones superficiales aquellas en donde se cumple la relación $D/B < 1$ y cimentaciones profundas donde $D/B > 1$, siendo D el nivel de desplante de la cimentación y B el ancho de la misma.

En la figura 3 se muestran la clasificación de cada una de ellas.

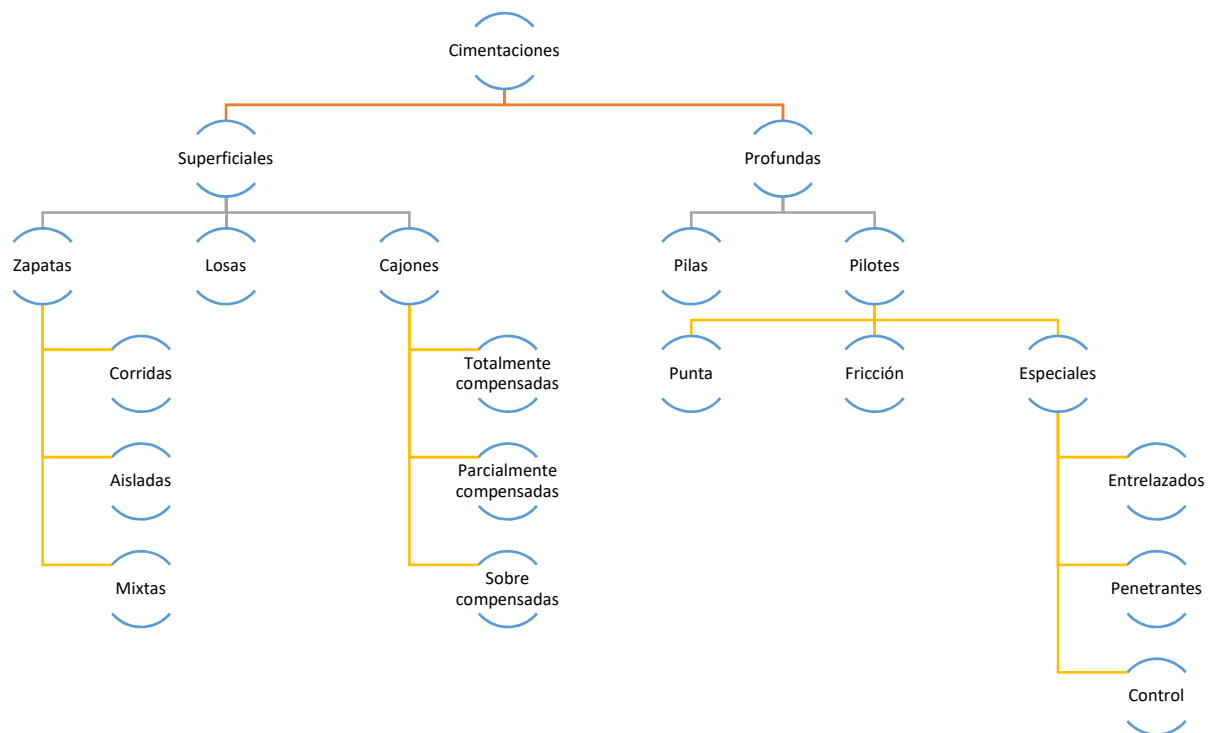


Figura 3. Clasificación de las cimentaciones. (Fuente propia).

⁵ Lambe T. William, Mecánica de suelos, Grupo Noriega Editores, 4ª edición, Limusa México, 1997.

De los cimientos superficiales de mampostería que datan de hace varios siglos, al aumentar el peso y tamaño de los edificios de concreto armado o acero, se pasó a las losas de cimentación de concreto reforzado, con las que se transfiere la carga al suelo de apoyo a través de toda el área en planta de la edificación. A fin de reducir la presión sobre el subsuelo, se introdujo después el concepto de cimentación compensada, mediante el que parte, todo, o aún más del peso del edificio (cimentación parcial, total y sobre-compensada, respectivamente) se compensa con el peso del suelo excavado a fin de construir la estructura de la cimentación; ésta es un cajón monolítico de concreto reforzado, rigidizado mediante contratraves peraltadas usualmente dispuestas ortogonalmente, con una losa en el fondo que hace contacto con la superficie de desplante, y una losa tapa que cierra las celdas huecas del cajón. La primera aplicación de esta idea en nuestra ciudad parece deberse al ingeniero Miguel Ángel de Quevedo, quien en la primera década del siglo pasado construyó una tienda departamental y un banco en el Centro con sótano a 4 m de profundidad.⁶

III.2 Cimentaciones superficiales

III.2.1 Zapatas

Como se mencionó anteriormente este tipo de cimentación somera se puede dividir en tres: aisladas, corridas y la combinación de estas dos (mixtas). Generalmente son de sección cuadrada o rectangular. Son económicamente más accesibles que los otros tipos de cimentación.

Las zapatas aisladas son elementos estructurales utilizados para distribuir las cargas de las columnas de la edificación al suelo, es decir, están diseñados bajo la influencia de carga axial.

Debido a que son elementos estructurales que actúan de manera independiente, son recomendables en suelos poco compresibles.

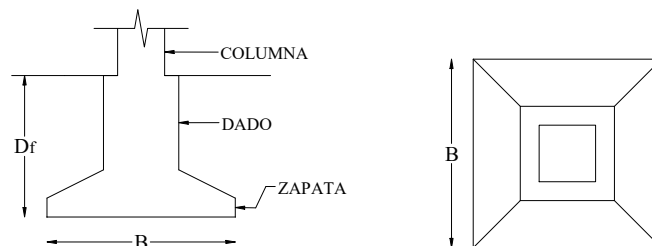


Figura 4. Planta y perfil de una zapata aislada, (Rivera Constantino).

⁶ Dr. Jorge Abraham Díaz Rodríguez, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Las zapatas corridas son elementos de gran longitud comparada con su dimensión transversal. Principalmente son utilizadas para:

- ✓ Homogenizar los asentamientos diferenciales
- ✓ Por la estructuración de la edificación (muros de carga)
- ✓ Cuando existe traslape de zapatas aisladas
- ✓ Procedimientos constructivos: el espacio libre entre zapatas es muy pequeño

Se pueden hacer diferentes combinaciones de las zapatas, por ejemplo: tener un arreglo de zapatas corridas longitudinalmente y ligadas entre sí por otra serie de zapatas transversalmente. Otro ejemplo son las zapatas aisladas ligadas entre sí por traveses de liga.

Este tipo de cimentaciones son muy usadas en construcciones pequeñas, que pueden ser desde casas, torres de transmisión eléctrica, tanques de almacenamiento de agua potable, etc.

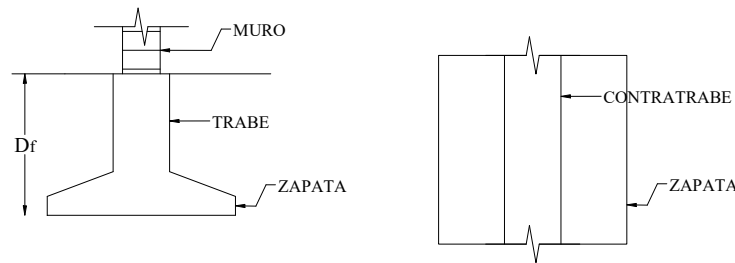


Figura 5. Planta y perfil de zapatas corridas, (Rivera Constantino).

III.2.2 Losa de cimentación

También se le conoce como placa de cimentación, ya que como su nombre lo indica cubre toda el área debajo de la estructura. Son elementos de grandes dimensiones comparadas con su espesor. Estas generalmente son utilizadas:

- ✓ Para reducir asentamientos diferenciales
- ✓ Cuando el área de zapatas ocupa más del 50% de la planta del edificio
- ✓ Cabe mencionar que el procedimiento constructivo es económicamente costoso.

El ejemplo más representativo de este tipo de cimentación aplicado en la ciudad de México, es el Palacio de las Bellas Artes.

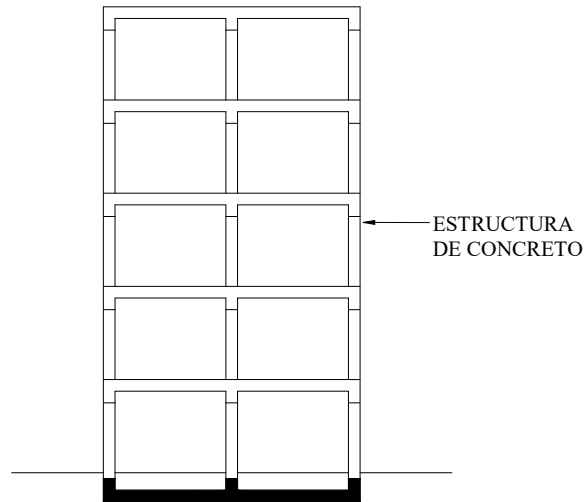


Figura 6. Losa de cimentación, (Rivera Constantino).

III.2.3 Cajones de cimentación

Estos elementos estructurales también son conocidos como cimentaciones compensadas. Son utilizados generalmente para evitar los asentamientos en suelos altamente compresibles, como es el caso de la ciudad de México. Estos elementos están compuestos por una losa de cimentación, contratrabes, muros de contención y por la tapa, que sirve a su vez como la losa de la planta baja en algunas edificaciones.

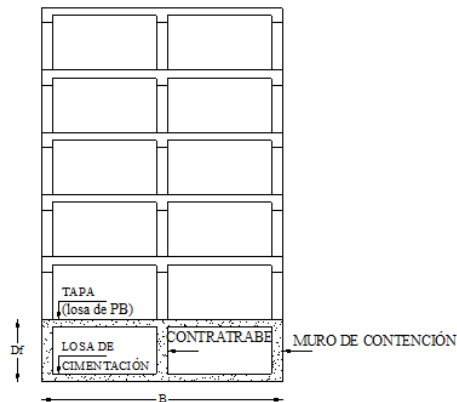


Figura 7. Cajón de cimentación, (Rivera Constantino).

Es necesario hacer tres definiciones:

Presión de contacto (q):

$$q = \frac{We}{Ac} \quad [\text{kPa}]$$

Donde

W_e = peso de la estructura [kN]

A_c = área de cimentación [m²]

Esfuerzo total al nivel de desplante (P_d):

$$P_d = \gamma \cdot D_f \quad [\text{kPa}]$$

Dónde:

γ : peso volumétrico del material (excavación) [kN/m³]

D_f : profundidad de desplante [m]

Incremento de presión neta:

$$P_n = q - P_d \quad [\text{kPa}]$$

Teniendo en cuenta estas consideraciones, se puede decir que el objetivo de los cajones de cimentación es disminuir el incremento de presión neta mediante excavaciones del terreno; se pueden definir tres diferentes casos:

1. Totalmente compensadas: donde el incremento de presión neta es igual a cero, es decir, el peso de la estructura es igual al peso del material excavado.

$$q = P_d$$

2. parcialmente compensadas: es aquella en el cual el peso de la estructura es mayor que el peso del material excavado.

$$q > P_d$$

3. sobre compensadas: son aquellas en el cual el peso de la estructura es menor que el peso del material excavado.

$$q < P_d$$

III.3 Cimentaciones profundas

III.3.1 Pilotes

Cuando el suelo es muy compresible es necesario utilizar este tipo de cimentaciones, los cuales transmiten la carga del edificio a estratos profundos más resistentes y menos compresibles.

Son elementos estructurales con un área de sección transversal muy baja comparándola con su longitud. Pueden ser colados in situ o prefabricados, los cuales en su defecto necesitan maquinaria especializada. Se pueden clasificar de la siguiente manera:

1. de acuerdo al material de fabricación
 - acero
 - concreto armado
 - madera
 - mixtos
2. de acuerdo a su procedimiento constructivo
 - prefabricados (hincados a golpes)
 - colados in situ
3. de acuerdo a la forma en que trabajan
 - de punta: funciona como columna confinada, estos mediante su base transmiten todo el peso del edificio al estrato resistente. Una desventaja que debe tenerse en cuenta es el fenómeno de fricción negativa, lo cual hace que el edificio emerja aparentemente de la superficie de terreno debido al hundimiento regional. Un claro ejemplo dentro de la Ciudad de México, es la columna del Ángel de la Independencia.
 - de fricción: no llega al estrato resistente, la capacidad de carga se obtiene con la superficie lateral del pilote.

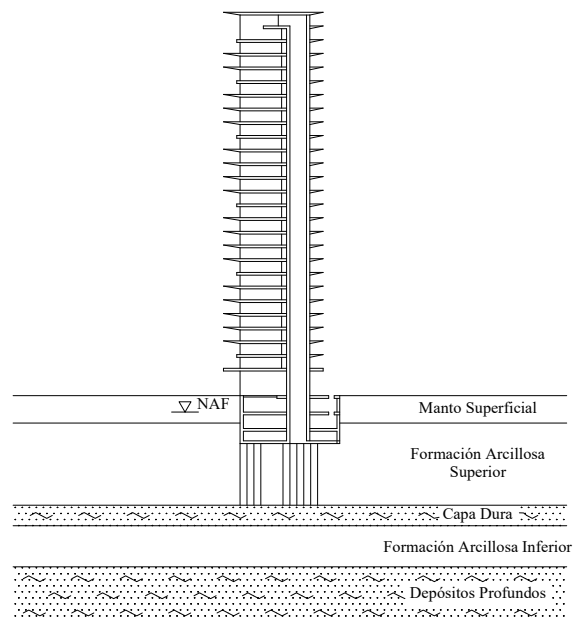


Figura 8. Pilotes desplazados en capa dura, (Rivera Constantino).

Este tipo de cimentación es recomendable para estructuras más pesadas; un problema importante es el fenómeno de emersión aparente, los pilotes son desplantados a estratos más competentes, en el caso de la ciudad de México, es en la primera capa dura localizada a unos 30 m de profundidad.

Como alternativa a este tipo de cimentación surgió (Zeevaert, 1957) la mixta compensada, constituida por un cajón de cimentación y pilotes de fricción, la que mucho se usó en edificios de 6 a 15 pisos, aproximadamente; en este caso, las puntas de los pilotes no tocan un estrato duro, sino que éstos se mantienen embebidos totalmente en los depósitos arcillosos blandos.⁷

III.4 Elección del tipo de cimentación

La elección del tipo de cimentación depende de diversos factores, por ejemplo:

- ✓ Características y condiciones del subsuelo
 - Estratigrafía
 - propiedades índice y mecánicas
 - posición del NAF
- ✓ Características de la estructura
 - Uso
 - Peso
 - Dimensiones
 - rigidez.
- ✓ Análisis costo-beneficio:
 - se debe asegurar la integridad de la obra civil, teniendo costos accesibles.
 - Procedimientos constructivos

En pocas palabras la cimentación debe ser capaz de proporcionar un buen comportamiento a la estructura (servicio y seguridad), además de fácil realización y económica.

⁷ Dr. Jorge Abraham Díaz Rodríguez, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Capítulo IV. Capacidad de carga

El método para diseñar cimentaciones superficiales se basa en la determinación de la capacidad de carga admisible del suelo. Esto se refiere a la capacidad que tiene un suelo de soportar una estructura y las presiones que esta genere. Para obtener este valor, se determina primero la capacidad de carga última, la cual es la carga por unidad de área que ocasionaría falla por cortante en el suelo.⁸

En la literatura existen diferentes teorías que han sido desarrolladas con el fin evaluar las propiedades mecánicas de los suelos. Están basadas en dos teorías: la de la elasticidad lineal y la de la plasticidad. Ambas teorías suponen que el suelo es semi-infinito, homogéneo e isótropo. Además de que las deformaciones son muy pequeñas o nulas.

El ingeniero mecánico Ludwig Prandtl en el año de 1920 propuso el mecanismo de falla tomando en cuenta las hipótesis mencionadas en el párrafo anterior, dicho mecanismo de falla se muestra en la figura 9.

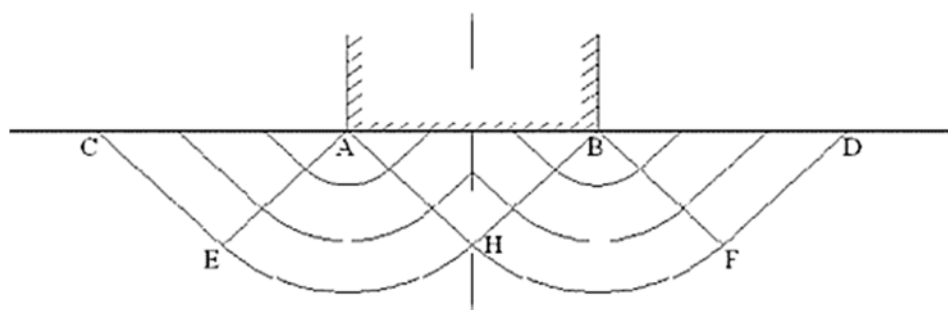


Figura 9. Solución de Prandtl, (Juárez Badillo).

Llegó a la conclusión de que la presión máxima que se puede dar al elemento rígido sin que penetre el medio estudiado es de:

$$q_{\text{máx}} = N_c \cdot C$$

Esta última expresión se le denomina carga límite, donde:

N_c = factor de capacidad de carga dado por $(2 + \pi)$

C = cohesión del material [kPa]

Dicha solución actúa como base de las diferentes teorías desarrolladas para el estudio de los suelos

⁸ Cheng Liu, Soils and Foundations, 7a edition Pearson/Prentice Hall, 2008.

En esta sección se describirán las tres principales teorías de capacidad de carga: Terzaghi, Skempton y Meyerhof, las cuales sirven como base en lo estipulado por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del reglamento de construcción del Distrito Federal, 2004.

IV.1 Teoría de Terzaghi

Terzaghi desarrolló esta teoría generalizando ambos tipos de suelos (cohesivos y friccionantes). Es comúnmente usada en cimentaciones someras, como ya se mencionó anteriormente, es donde el ancho B es mayor o igual a la profundidad de desplante D_f . El mecanismo de falla propuesto se muestra en la figura 10.

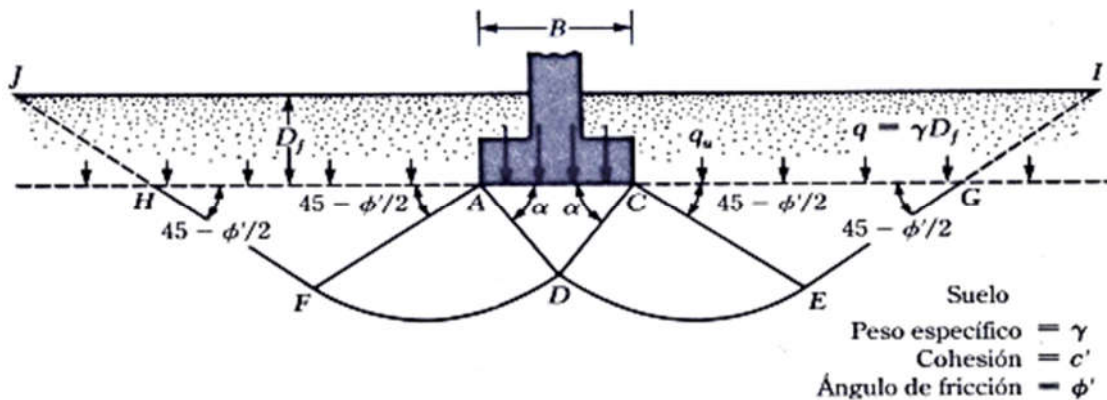


Figura 10. Mecanismo de falla propuesto por Terzaghi, (Juárez Badillo).

Esta teoría no considera la resistencia al esfuerzo cortante existente por arriba del nivel de desplante, la cual se sustituye por una sobrecarga q , igual al producto del peso específico del material por la profundidad de desplante.

La superficie de falla está formada básicamente por tres zonas:

- Zona I: formada por el polígono ACD. Se encuentra inmediatamente debajo de la cimentación, es decir, es una cuña que se desplaza como cuerpo rígido junto con la cimentación.
- Zona II: formado por el polígono ADF. Es una zona de estado plástico radial.

Es una zona de falla, y las grandes deformaciones que se presentan en ella provocan un levantamiento de la zona III, la cual trata de resistir a dicho levantamiento con el peso del material de la misma.⁹

⁹ Crespo Carlos, Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Noriega Editores, Limusa México, 5ª edición, 2004.

- Zona III: formada por el polígono AFH. Es una zona de estado plástico pasivo de Rankine.

Retomando la solución de Prandtl, Terzaghi considera que, para suelos cohesivos, el factor de capacidad de carga N_c , debe ser constante con un valor de 5.7. Además, propone la siguiente ecuación general para el cálculo de la capacidad de carga última.

$$q_{ult} = cN_c + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma + \gamma D_f N_q$$

Dónde:

c = Cohesión del material [kPa]

γ = Peso específico del material [kN/m³]

B = ancho de la cimentación [m]

D_f = Profundidad de desplante [m]

N_c, N_γ, N_q = Factores de capacidad de carga adimensionales, son función del ángulo de fricción interna del material, estos representan la cohesión, el peso del suelo y la sobrecarga respectivamente.

Estos valores se pueden leer en la figura 11.

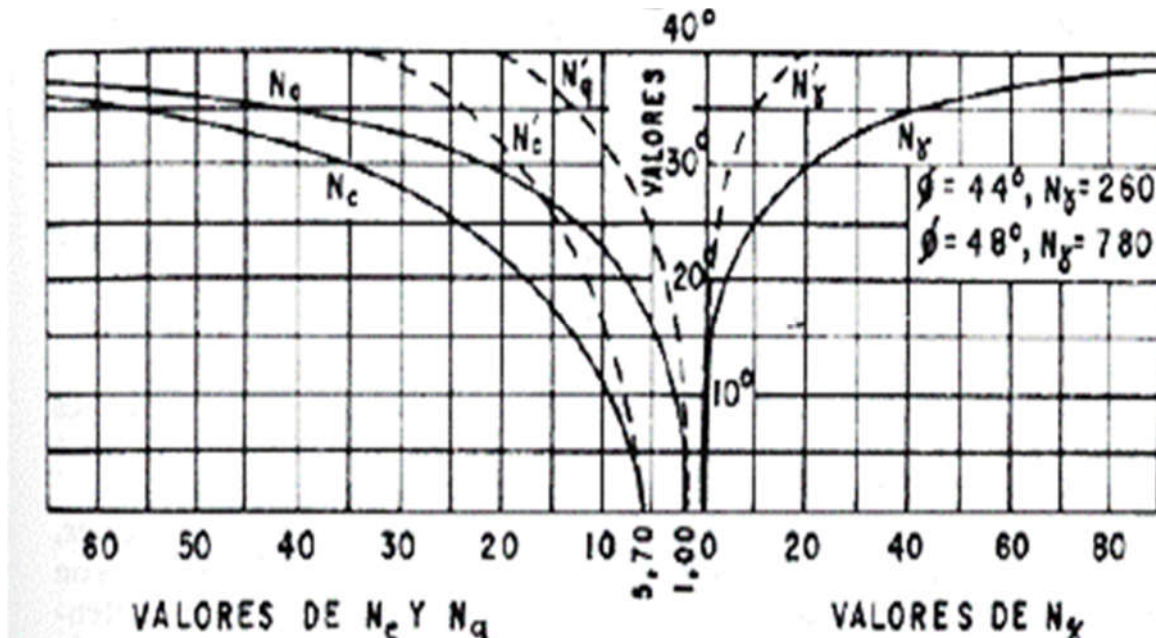


Figura 11. Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi, (Juárez Badillo).

La lectura de esta grafica es para fines prácticos, si se desea conocer el valor exacto de estos factores, a continuación, se presentan las expresiones de cada uno de ellos.

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

$$N_c = c \cot(\phi) (N_q + 1)$$

$$N_\gamma = 1.8(N_q + 1) \tan \phi$$

La ecuación fundamental únicamente es para el caso de cimentaciones continuas o muy largas. Con base en resultados experimentales modificó su ecuación general llegando a las siguientes expresiones

- Cimiento cuadrado (L=B):

$$q_{ult} = 1.3cN_c + 0.4\gamma BN_\gamma + \gamma D_f N_q$$

- Cimiento rectangular (L>B):

$$q_{ult} = \left[1 + 0.3 \left(\frac{B}{L} \right) \right] cN_c + \left[0.5 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \right] \gamma BN_\gamma + \gamma D_f N_q$$

- Cimiento circular (R=radio)

$$q_{ult} = 1.3cN_c + 0.6\gamma RN_\gamma + \gamma D_f N_q$$

Cabe destacar que las ecuaciones presentadas anteriormente son para el caso de que las cimentaciones están cargadas concéntricamente.

La carga admisible de una cimentación es aquella que puede ser aplicada sin producir desperfectos en la estructura soportada, teniendo, además, un margen de seguridad dado por el llamado coeficiente de seguridad adoptado.

La capacidad de carga admisible se obtiene al aplicar un factor de seguridad, esto es:

$$q_{adm} = \frac{q_{ultima}}{FS}$$

Según Terzaghi, dicho factor de seguridad no debe ser menor de tres.

IV.2 Teoría de Skempton

Skempton propone que la capacidad de carga para suelos puramente cohesivos, es una expresión análoga a la propuesta por Terzaghi.

$$q_{ult} = cN_c + \gamma D_f$$

Donde N_c no tiene un valor fijo, sino que está en función del cociente D/B ,

D = es la profundidad de desplante empotrado en el estrato competente [m]

B = ancho de la cimentación [m]

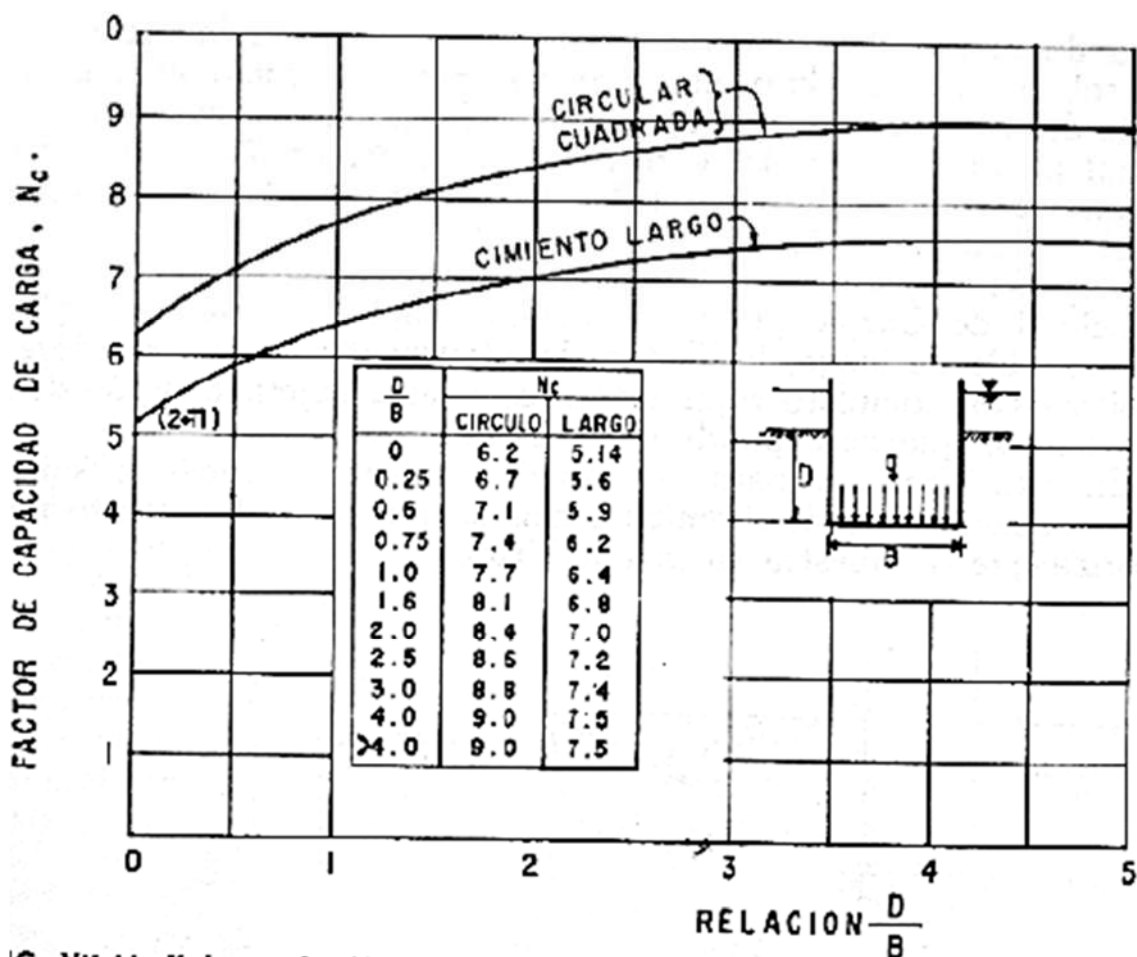


Figura 12. Valores N_c de Skempton, (Juárez Badillo).

IV.3 Teoría de Meyerhof

En contraposición a lo que propone Terzaghi, Meyerhof toma en cuenta el material situado arriba del nivel de desplante. Propone que a mayor profundidad habrá más resistencia al esfuerzo cortante.

Para cimientos muy largos se supone la superficie de deslizamiento mostrada en la figura 14.

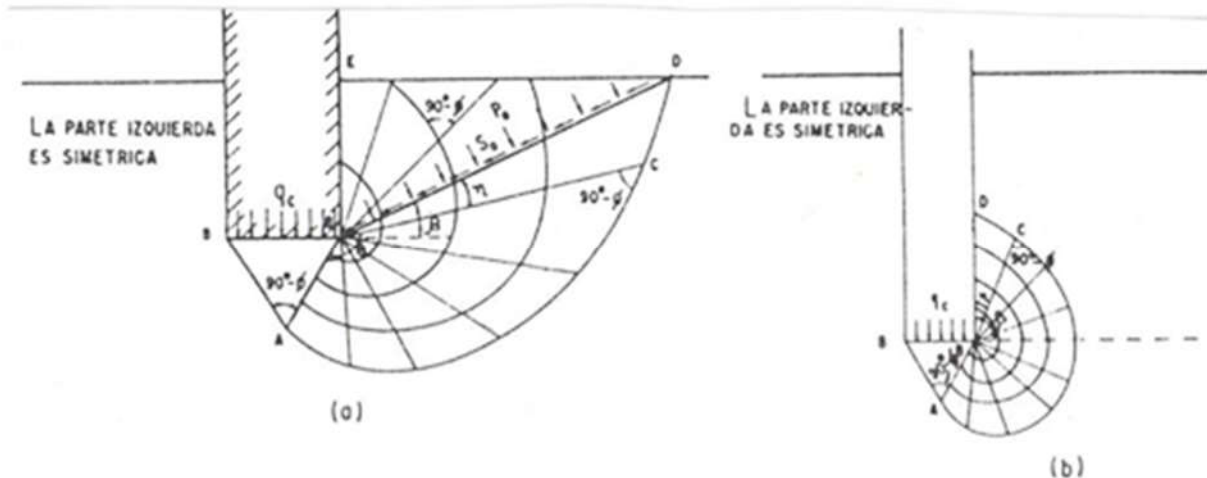


figura 14. Mecanismo de falla propuesto por Meyerhof, (Juárez Badillo).

Al igual que lo propuesto por Terzaghi, Meyerhof también propone tres zonas dentro del mecanismo de falla.

- Zona I: formada por ABB'. Es la cuña que se forma por debajo de la cimentación, dicha cuña se encuentre en estado activo de Rankine.
- Zona II: formada por AB'C. es la zona de transición, limitada por un arco de espiral logarítmica; al igual que Terzaghi la considera como una zona de esfuerzo cortante radial.
- Zona III: formada por B'CDE. Zona de estado plástico pasivo. Como se puede apreciar en la figura anterior, se presentan dos casos, el primero corresponde a una cimentación somera, mientras que el segundo para una profunda. La extensión del estado plástico depende de la profundidad de la cimentación.

Al final Meyerhof llegó a la misma expresión que propuso Terzaghi, la diferencia radica en los factores.

$$q_{ult} = cN_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D_f N_q$$

Al igual que Terzaghi, Meyerhof definió los factores N_c , N_γ , N_q en función del ángulo de fricción interna del material; estos factores varían de acuerdo al tipo de cimentación, consideran cimientos superficiales largos, cuadrado y pilotes. En cuanto a los cimientos rectangulares, Meyerhof propone multiplicar los factores obtenidos en los cimientos superficiales muy largos, por factores de forma obtenidos empíricamente. También desarrolló factores de inclinación, como su nombre lo indica sirven para cimentaciones que trabajan bajo cargas axiales inclinadas.

En 1953, Meyerhof propuso una teoría a la que generalmente se le refiere como método del área efectiva.¹⁰ En él se determinan las dimensiones efectivas de la cimentación:

$$B' = \text{ancho efectivo} = B - 2e$$

$$L' = \text{longitud efectiva} = L$$

Donde e = excentricidad de la carga. En este caso la excentricidad va en dirección del ancho. En la figura se muestran los valores de los factores de capacidad de carga en función del ángulo de fricción.

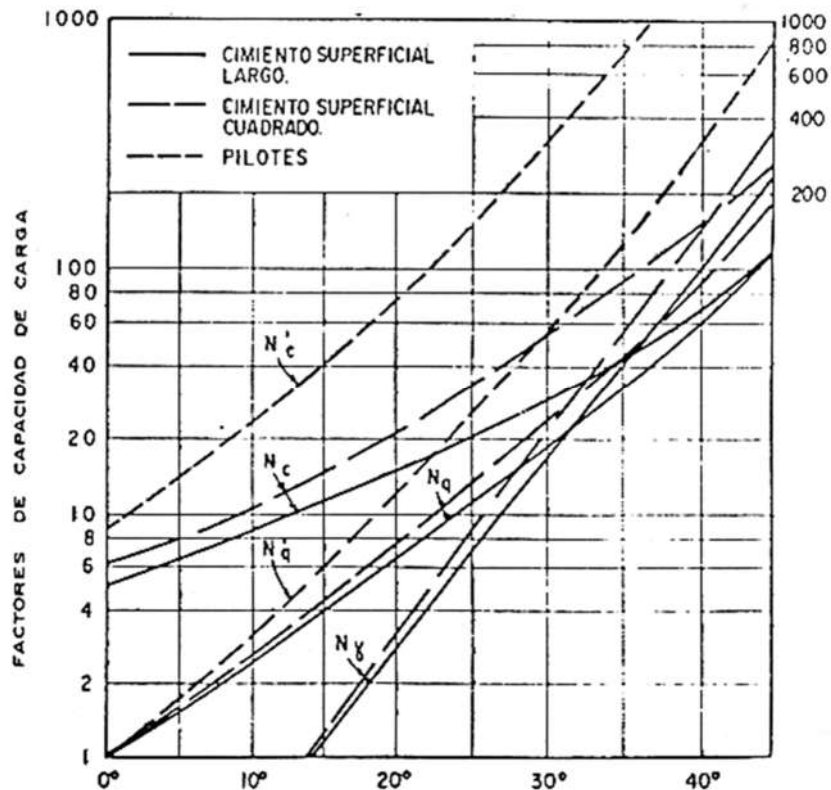


Figura 15. Factores de carga, para la teoría de Meyerhof, (Juárez Badillo).

¹⁰ Das, Braja M., Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Braja M., Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Quinta Edición, Cengage Learning, 2006.

Para el caso de cimentaciones profundas (pilotes de punta), definió la siguiente ecuación:

$$q_{ult} = cN_c' + \gamma DN_q'$$

Donde D, es la profundidad de empotramiento del pilote con el estrato resistente.

La teoría de Meyerhof aplicada en la práctica es muy conservadora.

Capítulo V. Deformaciones

Como se mencionó anteriormente la función de toda cimentación es transmitir las cargas de la estructura al suelo, la función de este último es disipar los esfuerzos producidos.

Todos los suelos se comprimen al someterlos a cargas y causan asentamientos en la estructura soportada. Los dos requisitos esenciales en el diseño de cimentaciones son: que el asentamiento total de la estructura esté limitado a una cantidad tolerablemente pequeña y que, en lo posible, el asentamiento diferencial de las distintas partes de la estructura se elimine.¹¹

Es necesario hacer la definición de asentamiento. Llamaremos asentamientos a las deformaciones verticales que sufre el suelo debido a la aplicación de una carga.

Se pueden distinguir tres tipos de asentamientos

- ✓ Inmediatos. Producidos por la aplicación inmediata de la carga; propio de arenas compactas y arcilla sometidas a cargas rápidas (UU).
- ✓ Por consolidación: deformación volumétrica producida en el tiempo, propia de las arcillas saturadas
- ✓ Por fluencia lenta: consolidación secundaria, reacomodo de las partículas del suelo, sin variación de presiones efectivas, en suelos cohesivos

Es decir, el asentamiento total que sufre un suelo por una sobrecarga se calcula como:

$$\delta = \delta_u + \delta_t$$

Dónde:

δ = Asentamiento total [m]

δ_u = Asentamientos elásticos [m]

δ_t = Asentamientos por consolidación [m]

V.1 Asentamientos elásticos

Los asentamientos elásticos o inmediatos son producidos en la masa del suelo por la aplicación de cargas. Como su nombre lo indica están basados en la teoría elástica, para ello es necesario determinar el módulo de elasticidad y la relación de Poisson.

¹¹ Nilson Arthur H., Diseño de Estructuras de Concreto, McGraw-Hill, Colombia, 2009.

En 1885 Joseph Boussinesq calculó con base en la teoría de la elasticidad lineal los incrementos que provoca una descarga vertical en cualquier punto de un medio elástico semi-infinito, homogéneo e isotrópico. Desarrolló su expresión en coordenadas polares y posteriormente hizo su equivalencia en el sistema cartesiano.

En la figura 16 se presenta el planteamiento grafico de la teoría de Boussinesq.

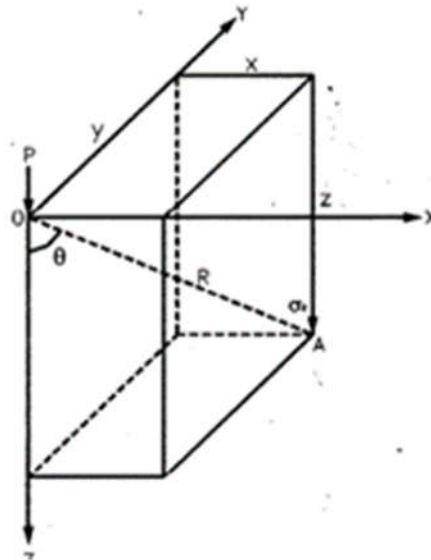


Figura 16. Incremento de esfuerzo bajo carga puntual. (Juárez Badillo).

De acuerdo a la figura 16, se considera un sistema cartesiano x, y, z . El parámetro theta (θ), se define como el ángulo entre el eje Z y el vector R .

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \left(\frac{z^3}{(x^2 + y^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \right)$$

Dónde:

σ_z = Esfuerzo en dirección z [kPa]

P = Carga puntual [Pa]

x, y, z = Coordenadas del punto en el que se calculan los esfuerzos [m]

Como podemos observar, la expresión anterior no depende del tipo de material, sino únicamente depende de la geometría del problema.

Soluciones similares fueron presentadas por Westergaard (1938) para medios con deformación lateral restringida y por Fröhlich (1934) para medios anisotrópicos. Mediante la integración de estas soluciones, se obtuvieron las expresiones para la

distribución de esfuerzos producida por diferentes áreas regulares uniformemente cargadas, tales como rectángulos, círculos y triángulos (Fadum 1941, Zeevaert 1980, Damy y Casales 1985). Una recopilación de las expresiones para diferentes tipos de cargas puede encontrarse en Poulos y Davis (1974). En el caso de áreas con formas arbitrarias, Newmark (1942) presentó un método gráfico mediante cartas de influencia, y Damy y Casales (1985) presentaron un método donde se realiza la adecuada adición y sustracción del esfuerzo producido por áreas triangulares parciales.¹²

Al construir una cimentación, se incrementan los esfuerzos normales en el medio. A su vez estos incrementos producen deformaciones tanto verticales como horizontales. La ley de Hooke permite calcular dichos incrementos con la siguiente expresión:

$$\delta_z = \frac{1}{E_s} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

$$\delta_y = \frac{1}{E_s} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)]$$

$$\delta_x = \frac{1}{E_s} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]$$

Donde

δ_z = Deformación vertical en el suelo [m]

$\delta_{x,y}$ = Deformación horizontal en el suelo [m]

E_s = Modulo de elasticidad [kPa]

σ_z = Esfuerzo en el suelo en dirección z [kPa]

σ_x = Esfuerzo en el suelo en dirección x [kPa]

σ_y = Esfuerzo en el suelo en dirección y [kPa]

ν = Relación de Poisson [1]

Frecuentemente se utiliza la expresión anterior para el cálculo de expansiones inmediatas; el modulo elástico se obtiene con pruebas de compresión triaxial, aplicando para cada presión de confinamiento ciclos de carga y descarga. Es importante tener en cuentas que el modulo elástico del suelo se incrementa con la profundidad y presión de confinamiento.

¹² Manica Miguel, Distribución de Asentamientos Elásticos producidos por una configuración de carga superficial compleja, XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, México, 2012.

El módulo de elasticidad se define como la relación entre el esfuerzo axial en dirección vertical y la deformación en el mismo sentido de la aplicación del esfuerzo, esto es:

$$E_s = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z}$$

Dónde:

E_s = Modulo de elasticidad [kPa]

σ_z = Esfuerzo aplicado dirección z [kPa]

ε_z = Deformación en dirección z [1]

Además, se define como relación de Poisson al cociente del valor absoluto entre la deformación unitaria lateral y la deformación unitaria axial; su valor varía entre 0 y 0,5.

$$\nu = \left| \frac{\text{deformación lateral}}{\text{deformación axial}} \right|$$

Si la relación de Poisson vale 0,5 corresponde a un material incompresible, por ejemplo, el agua. mientras que el valor de 0, es para un material que no se deforma lateralmente al aplicar la carga axial.

El ingeniero Julio Damy, integró la solución obtenida anteriormente por Boussinesq para carga puntual; en el año de 1985 presentó una formulación que permite calcular el incremento de esfuerzo bajo el vértice de un área rectangular con esfuerzo uniforme q.

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{B} + \tan^{-1} \frac{xy}{zB} \right]$$

$$B = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$$

Dónde:

σ_z = Esfuerzo en dirección z [kPa]

q = Carga uniforme [kPa]

x, y, z = coordenadas del punto en el que se calculan los esfuerzos [m]

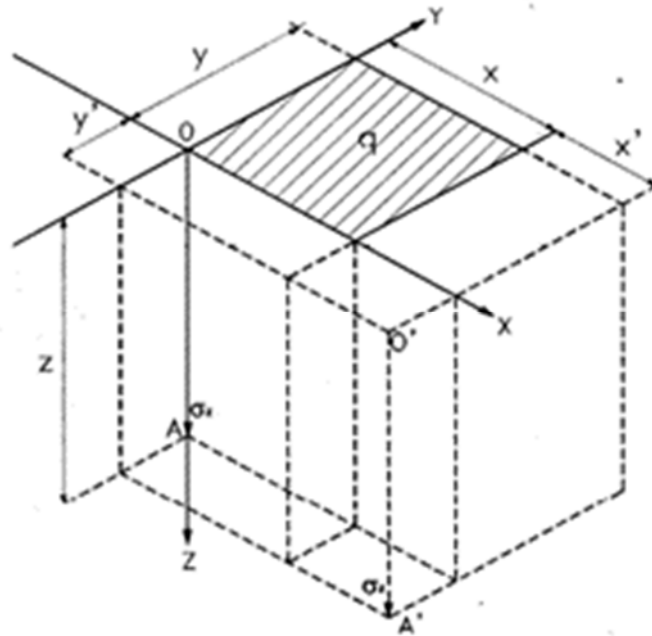


Figura 17. Incremento de presión bajo una superficie rectangular uniformemente cargada. (Juárez Badillo).

A su vez Dashko y Kagan desarrollaron expresiones similares a las de Damy para obtener el esfuerzo en el suelo tanto en dirección x como en y. Se utilizan los mismos parámetros anteriores y se introduce la relación de Poisson (ν).

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} \frac{xyz}{(y^2 + z^2)B} \tan^{-1} \frac{zB}{xy} + (1 - 2\nu) \left(\tan^{-1} \frac{x}{y} \tan^{-1} \frac{xB}{yz} \right) \right]$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} \frac{xyz}{(x^2 + z^2)B} \tan^{-1} \frac{zB}{xy} + (1 - 2\nu) \left(\tan^{-1} \frac{y}{x} \tan^{-1} \frac{yB}{xz} \right) \right]$$

V.2 Consolidación

Supongamos que se tiene un medio altamente compresible saturado (relación de vacíos igual a cero) al cual se le aplica una carga externa, como consecuencia de esto el suelo sufre un cambio en el estado de esfuerzos, es decir, se produce un exceso de presión de poro. Con el paso del tiempo dicha presión va disminuyendo, por consiguiente, los esfuerzos efectivos aumentan y el volumen del suelo decrece. Al tratarse de un fluido incompresible, el agua tiende a buscar una salida hacia un estrato permeable. A este fenómeno se le denomina consolidación.

En otras palabras, se define como consolidación al proceso hidrodinámico debido al aumento de presión de poro (Δu), ocasionado por el incremento de esfuerzo ($\Delta \sigma$), provocando un cambio volumétrico (ΔV) a través del tiempo.

La consolidación depende de la permeabilidad de los medios. Por ejemplo, en los suelos granulares (grava y arena) donde su permeabilidad es alta, los asentamientos producidos finalizan al aplicar la sobrecarga debido a que la presión de poro se disipa rápidamente. Sin embargo, en los suelos finos (arcillas, limos arcillosos, etc.) se requieren tiempos muy largos para que el medio se deforme, inclusive después de varios años después de la finalizada la construcción

Es por ello que al ingeniero geotecnista le interesa conocer el asentamiento total de la estructura y el tiempo a la cual se produce dicho asentamiento.

V.3 Teoría de consolidación de Terzaghi

La teoría de consolidación tiene por objeto encontrar una fórmula que ligue las condiciones de esfuerzo-cambio de oquedad en cualquier punto de una masa de suelo saturado en un tiempo determinado durante el cual la masa se encuentre sometida a una carga sostenida.¹³

Debido a la complejidad del problema, la teoría de consolidación se basa en hipótesis generales:

- ✓ Medio homogéneo e isótropo
- ✓ Medio saturado
- ✓ Tanto el agua como las partículas de suelo son incompresibles
- ✓ Expulsión del agua gravitacionalmente
- ✓ Ley de Darcy valida
- ✓ Compresión unidimensional (vertical)

Terzaghi propuso un modelo considerando las hipótesis antes mencionadas. Este consistía básicamente en un cilindro y un pistón. El modelo grafico se representa

¹³ Zeevaert L., Compendio Elemental de Mecánica de Suelos, México D.F., 1998

en la figura 18, donde la válvula representa la permeabilidad del medio, ya que esta se puede manipular para permitir mayor o menor flujo de agua.

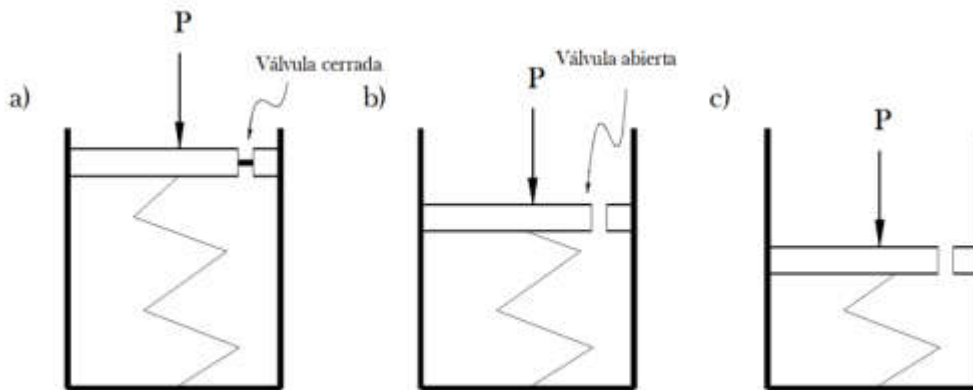


Figura 18. Representación del fenómeno de consolidación (fuente propia)

Haciendo una analogía con el modelo de Terzaghi. Imaginemos en un principio en el instante $t=0$, se aplica una sobrecarga P con la válvula cerrada, al cumplirse la tercera hipótesis mencionada, el sistema se mantiene estático. Después abrimos la válvula, resulta lógico que la presión de poro empieza a disminuir por consiguiente el esfuerzo efectivo a aumentar. Por último llega un instante $t \rightarrow \infty$ en el cual el exceso de presión de poro se ha disipado completamente o es mínimo, momento en el cual la sobrecarga P es soportada completamente por el resorte. Al final de dicho proceso el suelo aún sigue saturado, no ha sufrido una deshidratación, simplemente disminuyó su contenido de agua al volverse más compacto.

A esta primera etapa el Dr. Terzaghi la denominó consolidación primaria. La consolidación no termina cuando se ha completado la expulsión de agua. Existe otro fenómeno debido a la deformación de las partículas del suelo, el Dr. Terzaghi la explica en su Teoría de la Viscosidad intergranular.

Durante el proceso de consolidación en cualquier tiempo, un incremento de carga tiene que ser equilibrado por un esfuerzo intergranular y por la presión de exceso hidrostático en el agua. ¹⁴ Matemáticamente se representa como:

$$\sigma = \sigma' + u$$

Dónde:

σ = esfuerzo total aplicado al suelo

σ' = esfuerzo efectivo o intergranular

¹⁴ Zeevaert L., Compendio Elemental de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, UNAM México D.F., 1998.

u = presión de poro

La solución a la que llegó Terzaghi al resolver la ecuación diferencial del fenómeno de consolidación unidimensional es la siguiente:

$$u = \sigma \sum_{n=0}^{\infty} \left\{ \frac{4}{(2n+1)\pi} \sin \left[\frac{(2n+1)z}{2H} \right] e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 C_v t}{4H^2}} \right\}$$

H = espesor efectivo de drenaje [m]

Es decir, la consolidación es función de la profundidad y del tiempo.

$$u = f(z, t)$$

C_v = coeficiente de consolidación [m²/s]. Indica el grado de asentamiento del suelo bajo un cierto incremento de carga y vinculado a la velocidad del mismo. Se define como:

$$C_v = \frac{k_s}{\gamma_w m_v} = \frac{k_s(1+e_0)}{\gamma_w a_v}$$

k_s = permeabilidad del estrato [m/s]

γ_w = peso específico del agua [kN/m³]

m_v = módulo de deformación volumétrica [m²/kN]

e_0 = Relación de vacíos inicial [1]

a_v = Coeficiente de compresibilidad, se define como la pendiente de la curva de compresibilidad e vs σ . [kPa]

$$a_v = \frac{e}{\sigma_z}$$

Terzaghi introdujo el concepto de factor de tiempo, y se determina como:

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2}$$

T_v = Factor de tiempo primario [1]

C_v = Coeficiente de consolidación [m²/s]

t = Tiempo después de aplicar la carga al estrato [s]

H = espesor efectivo de drenaje [m]

Con esto la solución de la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional se puede escribir como:

$$u = \sigma \sum_{n=0}^{\infty} \left\{ \frac{4}{(2n+1)\pi} \sin \left[\frac{(2n+1)z}{2H} \right] e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 T_v}{4}} \right\}$$

Es decir,

$$\frac{u}{\sigma} = f \left(\frac{z}{H}, T \right)$$

Con base a la última ecuación, se deduce una expresión que define el grado de consolidación ($U\%$). Se define como grado o porcentaje de consolidación de suelo a una cierta profundidad z y para un cierto tiempo t , a la relación entre la consolidación que ya ha tenido lugar a esa profundidad y la consolidación total que ha de producirse en un tiempo muy grande por efecto del incremento de esfuerzos verticales.

$$U_z \% = \frac{\sigma'}{\sigma} 100$$

$$U_z \% = \frac{\sigma}{\sigma} \frac{u}{\sigma} 100 = \left(1 - \frac{u}{\sigma} \right) 100$$

También se puede definir el grado o porcentaje de consolidación para un estrato completo de espesor $2H$ para cualquier tiempo t , con la siguiente integral definida:

$$U_z \% = \frac{\int_0^{2H} (\sigma - u) dz}{\sigma 2H} 100$$

Resolviendo la ecuación y analizando para todo tiempo t , se llega a la siguiente expresión:

$$U_z \% = \left(1 - \sum_{n=0}^{\infty} \left\{ \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} \right\} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 T_v}{4}} \right) 100$$

Esta última expresión es válida para todo tipo de suelo fino saturado en cualquier tiempo t ; como se puede observar el grado de consolidación es función del factor del tiempo, esto es:

$$U_z \% = f(T_v)$$

Por lo tanto, es posible tabular la relación $U_z\%$ y T_v . En la tabla 1 se muestra los valores de la relación del grado de consolidación contra el tiempo.

$U_z\%$	T_v
0	0
10	0,008
15	0,018
20	0,031
25	0,049
30	0,071
35	0,096
40	0,126
45	0,159
50	0,197
55	0,238
60	0,287
65	0,342
70	0,405
75	0,477
80	0,565
85	0,684
90	0,848
95	1,127
100	$\approx 2,0$

Tabla 1. Relación entre el grado de consolidación y el factor de tiempo (Juárez Badillo).

La consolidación primaria termina cuando $T_v = 2$. Con el grado de consolidación se puede calcular el asentamiento por consolidación primaria δ_t con la siguiente ecuación:

$$\delta_t = \frac{U_z\%}{100} H$$

Dónde:

$$H = \frac{e}{1 + e_0} \quad H = m_v \quad \sigma_z \quad H$$

V.3.1 Curva de consolidación

Se construye a partir de los resultados obtenidos de la prueba de consolidación unidimensional, se grafican en escala semi-logarítmica los valores de las deformaciones de la muestra medidas por los extensómetros (ordenadas) [mm] vs el tiempo (abscisas) [s]. Es muy importante que el ingeniero geotecnista sepa interpretar los resultados de la misma. Ya que nos permite conocer el tiempo en el cual se ha alcanzado la consolidación completa, además del tiempo en que la

muestra ha alcanzado un cierto grado de consolidación, por consiguiente, el coeficiente de consolidación C_v .

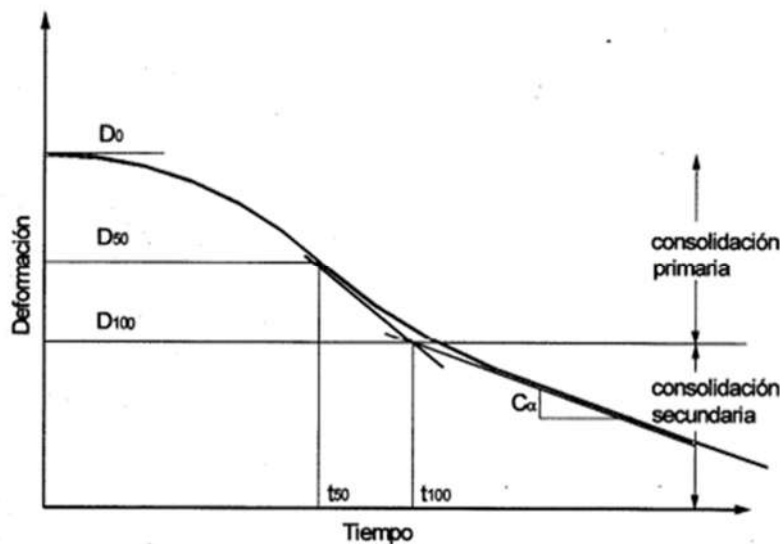


Figura 19. Curva típica de consolidación (Juárez Badillo).

Casagrande propuso un método gráfico partiendo de los resultados obtenidos de la curva de consolidación, para definir el coeficiente de consolidación C_v ; el método gráfico consiste básicamente en determinar los diferentes grados de consolidación y sus respectivos tiempos. En primer lugar, se debe determinar el D_0 , con los datos obtenidos se elige un punto A al inicio de la curva de consolidación (t_1, δ_1), después otro punto B donde $t_2 = 4 t_1$. Se determina la diferencia de ordenadas $\Delta = \delta_2 - \delta_1$. Conociendo el valor de Δ , se traza una recta horizontal a una distancia Δ por encima del punto A. Esta línea representa el 0% de consolidación. Para determinar el 100% de consolidación, se deben prolongar los tramos rectos de la curva de consolidación primaria y secundaria, donde se intersequen se le conoce como D_{100} , se interpreta como el fin de la consolidación primaria. Determinado el D_0 y el D_{100} , se determina la mitad de dicha distancia que es la deformación correspondiente al 50% de consolidación. Con estos datos se puede obtener el coeficiente de consolidación como:

$$C_v = \frac{T_{50} H^2}{t_{50}}$$

T_{50} = tiempo obtenido de la curva teórica correspondiente a las condiciones de drenado utilizadas durante el ensayo.

t_{50} = tiempo en que se produce el 50% de la consolidación primaria

H^2 = máxima distancia que recorre el agua en el ensayo

V.3.2 Curva de compresibilidad

Esta se obtiene de la prueba de consolidación completa. Se grafican los esfuerzos vs la relación de vacíos, a partir de esta se pueden determinar los parámetros de compresibilidad, los cuales sirven para calcular los asentamientos totales. En la figura se puede apreciar una curva típica de compresibilidad. Se divide en tres tramos. Podemos observar una parte recta, la cual representa la compresión del suelo hasta un punto D, donde se presenta el punto de inflexión de la curva el Dr. Zeevaert lo denominó esfuerzo crítico. A este primer tramo A se le denomina tramo de recompresión, al tramo B, tramo virgen, mientras que el tramo C, es el tramo de descarga

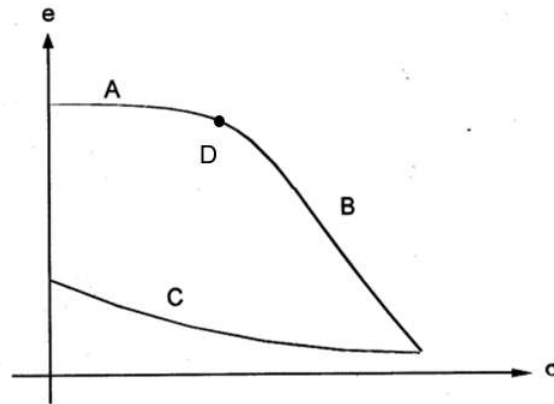


Figura 20. Curva de compresibilidad, (Juárez Badillo).

Como se puede apreciar en la figura anterior, en la descarga la muestra de suelo no logra recuperar en su totalidad la relación de vacíos que tenía inicialmente.

Capítulo VI. Reglamento de construcción del Distrito Federal

Para el diseño geotécnico de las cimentaciones compensadas, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones propone lo siguiente:

VI.1 Estados límite de falla

Con base en las normas para este tipo de cimentaciones se comprobará que no pueda ocurrir flotación de la misma durante ni después de su construcción, además se deben cumplir las siguientes desigualdades:

Suelos Cohesivos ($\Phi = 0$)

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

Suelos Friccionantes ($C = 0$)

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

Dónde:

$\sum Q$ = la suma de acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante [kN]

F_c = Factor de carga, el cual toma diferentes valores de acuerdo al tipo de análisis que se desea realizar,

- 1° combinación de cargas [cargas permanentes + carga viva máxima]
 $F_c = 1,4$
- 2° combinación de cargas [carga permanente + Carga Viva Accidental + Carga Viva Instantánea]
 $F_c = 1,1$
- 3° combinación de cargas [Carga Permanente + Carga viva media]
 $F_c = 1$

A = área del cimientto [m²]

P_v = es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo [kN/m²]

\bar{P}_v = es la presión vertical efectiva a la misma profundidad [kN/m²]

γ = es el peso volumétrico del suelo [kN/m³]

C_u = es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU) [KN/m²]

B= es el ancho de la cimentación [m]

N_c =Es el coeficiente de capacidad de carga

$$N_c = 5,14 \left(1 + 0,25 \frac{D_f}{B} + 0,25 \frac{B}{L} \right)$$

Se debe cumplir:

$$\frac{D_f}{B} < 2 \quad ; \quad \frac{B}{L} < 1$$

Donde

D_f =Profundidad de desplante [m]

L= longitud del cimientto [m]

En dado caso que no se cumplan las desigualdades, estas relaciones tendrán el valor de 2 y 1 respectivamente.

N_q y N_γ = coeficientes de capacidad de carga dados por:

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

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

Para cimientos rectangulares se aplicará

$$N_q = N_q \left[1 + \frac{B}{L} \tan \phi \right]$$

$$N_\gamma = N_\gamma \left[1 + 0,4 \frac{B}{L} \right]$$

Para cimientos cuadrados o circulares

$$N_q = N_q [1 + \tan \phi]$$

$$N_\gamma = 0,6 N_\gamma$$

F_R = Factor de resistencia, se consideran dos casos

- a) $F_R = 0,35$ todaas las zapatas desplantadas en zona I, zapatas de colindancia con $D_f < 5m$ en zonas II y III, y pilas y pilotes de punta
- b) $F_R = 0,70$ para todos los demás casos

VI.2 Estados límite de servicio

Se calcularán

- a) Movimientos instantáneos debido a la carga total transmitida al suelo por la cimentación, incluyendo los debidos a la recarga del suelo descargado por la excavación
- b) Deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo la segunda combinación
- c) Movimientos diferidos debidos al incremento o decremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo

Los asentamientos instantáneos se calcularán utilizando la teoría de la elasticidad. Mientras que los asentamientos diferidos con la siguiente ecuación

$$\Delta H = \sum_0^H \frac{[\Delta e]}{1+e_0} \Delta Z$$

Donde

ΔH = Es el asentamiento de un estrato de espesor H [m]

e_0 = Relación de vacíos inicial

Δe = Variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial

ΔZ = Espesores de los estratos elementales dentro de los cuales lo esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Capítulo VII. Diseño Geotecnico de un Cajón de Cimentación.

Se presenta un problema de una cimentación para un edificio de tipo interés social. Las dimensiones de la estructura se presentan en las figuras 21 y 22. La solución propuesta es el uso de un cajón de cimentación. Se consideraron contratraves de 0,4 m de ancho por 1 m de peralte, muros de contención perimetrales de 0,2 m por 3.0 m, y losa de cimentación de 0,25 m de peralte. La estructura tiene dimensiones de 20 x 30,6 m. Mediante el análisis de bajada de cargas se determinó un peso unitario máximo de 83 kPa y un peso unitario medio de 70 kPa (ya considerando el peso del cajón de cimentación). Se considera una vida útil de la estructura de 50 años. Con estos datos se procederá hacer el análisis correspondiente.

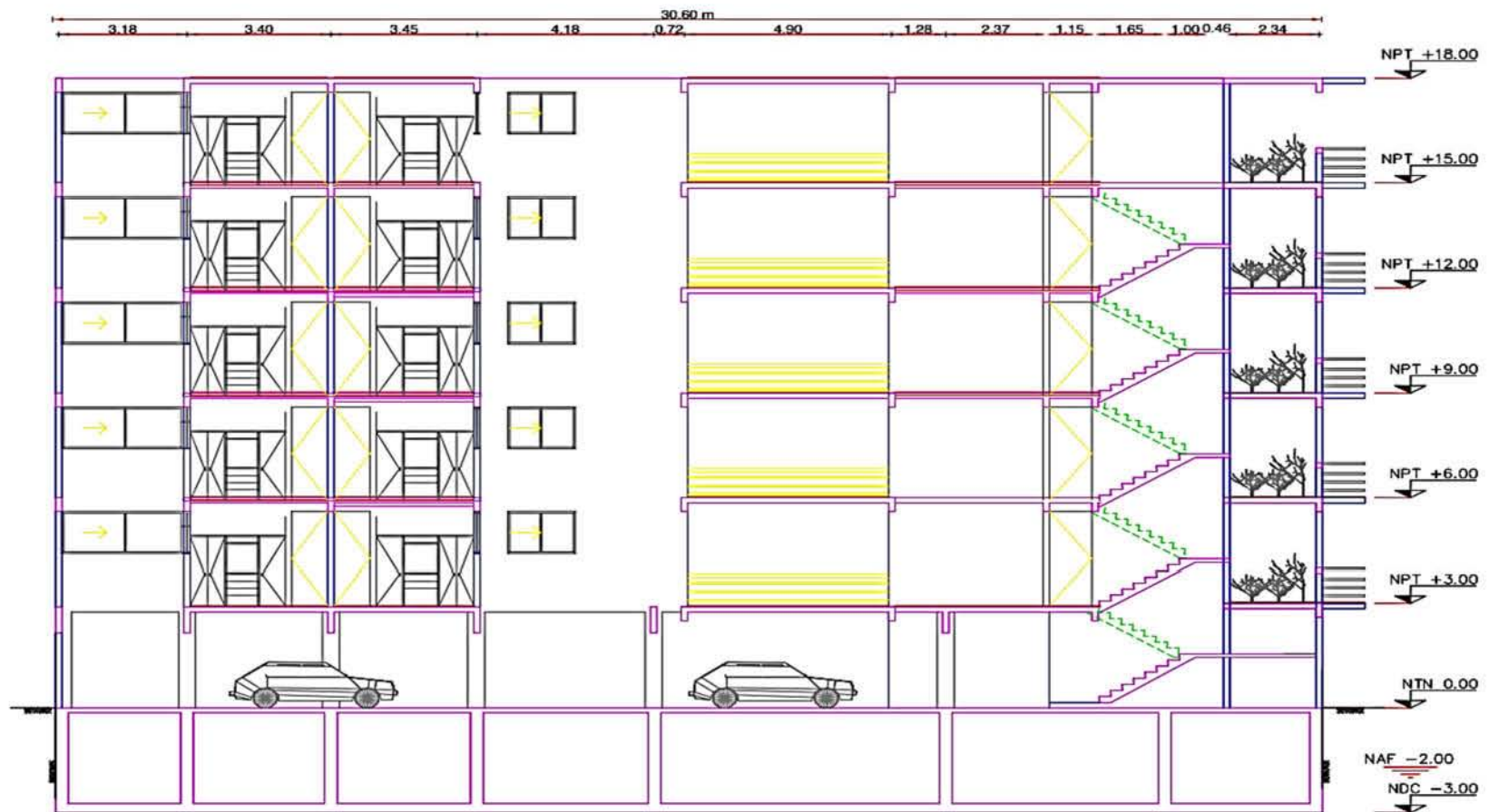
VII.1 Estratigrafía

Se realizaron las pruebas correspondientes y se obtuvieron la estratigrafía y propiedades del suelo, las cuales se resumen en la tabla 2.

El nivel de aguas freáticas (NAF) se encuentra a 2 m.

ESTRATO	DESCRIPCIÓN	PROF. [m]	PESO ESPECIFICO [kN/m ³]	COHESIÓN [kPa]	MÓDULO ELÁSTICO Es [kPa]	MÓDULO DE DEFORMACIÓN NO DRENADO Eu [kPa]	MÓDULO DE DEFORMACIÓN CONSOLIDACIÓN PRIMARIA Ep [kPa]	MÓDULO DE DEFORMACIÓN CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA Ecs [kPa]	ζ [%]	Cv [cm ² /s]	MÓDULO Gdin [kPa]
N.T.N.	-	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	LIMO ARCILLOSO SENSITIVO	4	17	22	4 955	3 980	6 200	11 295	5	0,002	3 400
2	ARCILLA LIMOSA SENSITIVA	8	14	23	4 905	4 000	6 795	12 400	5	0,0012	3 300
3	ARCILLA LIMOSA SENSITIVA	13	12	20	5 005	3 890	7 200	12 805	5	0,001	3 200
4	ARENA MUY COMPACTA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 2. Propiedades del suelo



SIMBOLOGIA:

NTN: NIVEL DE TERRENO NATURAL

NPT: NIVEL DE PISO TERMINADO

NAF: NIVEL DE AGUAS FREATICAS

NDC: NIVEL DE DESPLANTE DE LA CIMENTACION

CORTE LONGITUDINAL DEL EDIFICIO

Figura 21. Perfil de la estructura.

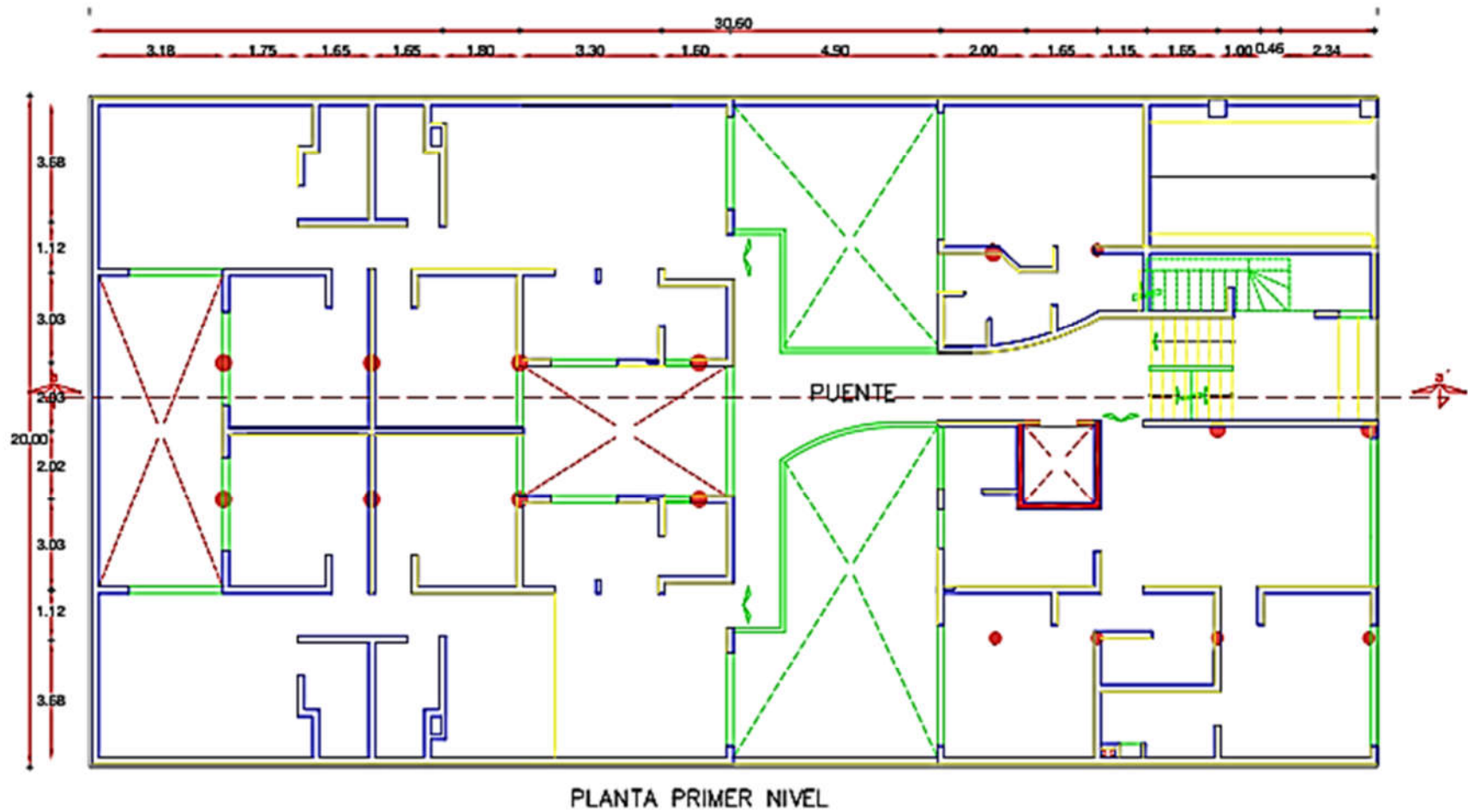


Figura 22. Planta del primer nivel del edificio

VII.2 Diagrama de esfuerzos

Con los datos mostrados en la tabla 2, se elaboraron los diagramas de esfuerzos totales, presión de poro y esfuerzos efectivos.

Definiéndose como esfuerzo total en un punto dado en una masa de suelo como:

$$\sigma = \sigma' + u$$

Dónde:

σ =esfuerzo total [kPa]

σ' = Esfuerzo efectivo [kPa]

u = Presión de poro [kPa]

En la tabla 3, se muestran los resultados obtenidos, además de sus graficas correspondientes en la figura 23.

PROF.[m]	PESO VOLUMÉTRICO [Kn/m3]	ESFUERZO TOTAL [kPa]	PRESIÓN DE PORO [kPa]	ESFUERZO EFECTIVO [kPa]
0	-	0		0
1.8	17	30,6	0	30,6
4	17	68	2,2	65,8
8	14	124	6,2	117,8
13	12	184	11,2	172,8

Tabla 3. Cálculo de Esfuerzos

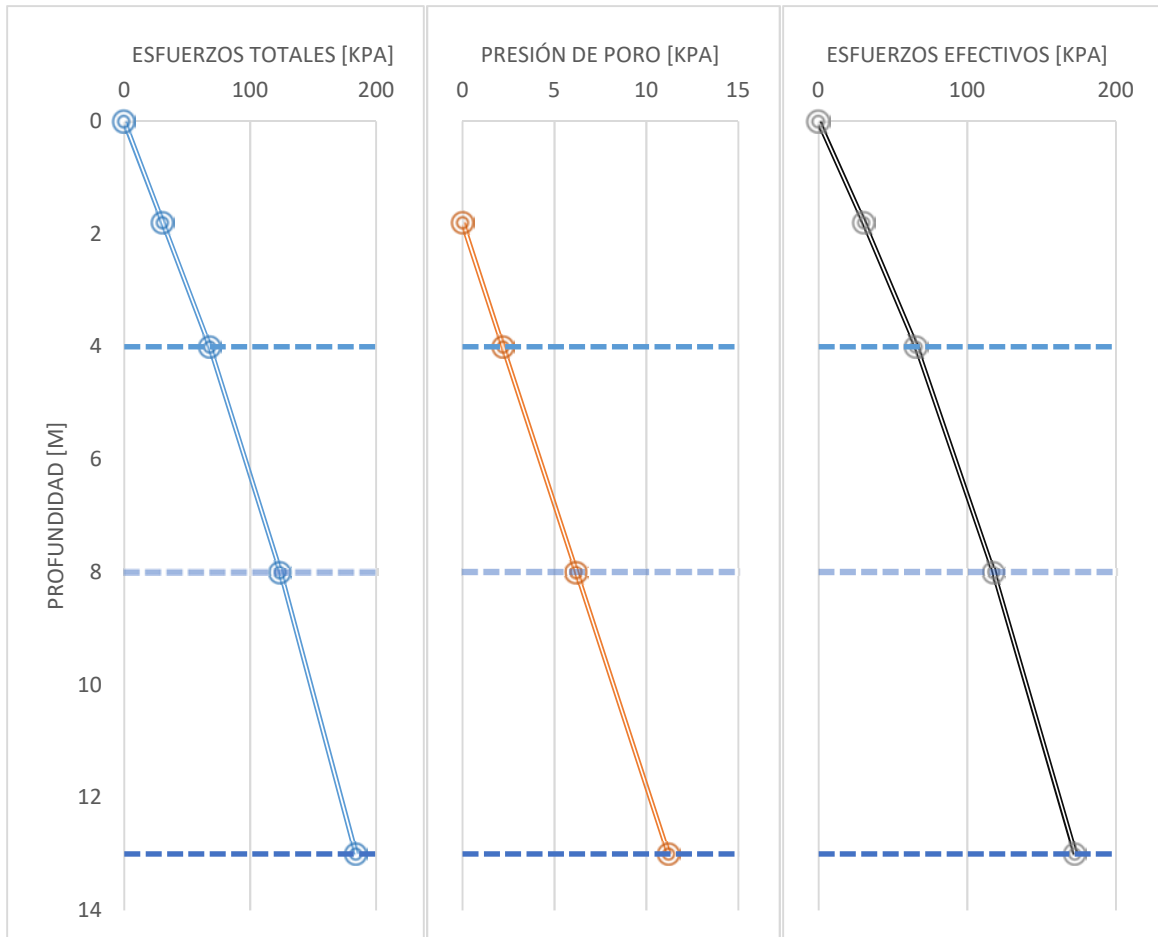


Figura 23 Diagramas de esfuerzos

VII.2 Determinación de la profundidad de desplante

Consideremos la curva de compresibilidad de una arcilla sensitiva mostrada en la figura 22. Sea $p_{vo'}$ la presión vertical efectiva inicial, y $p_{vb'}$ la presión para la cual se rompe la unión entre partículas, a la cual denominamos presión crítica. Esta presión crítica $p_{vb'}$ define, en estos sedimentos, una perturbación del esqueleto estructural que cambia considerablemente las propiedades de compresibilidad del material (Zeevaert, 1973).

Es interesante notar que, tomando datos de la arcilla de la ciudad de México, resulta también que el cociente $\frac{p_{vb'}}{p_{vo'}}$ 1,6. Por lo tanto, para que los asentamientos no sean excesivos, podemos adoptar para fines prácticos $\frac{p_{vb'}}{p_{vo'}} = 1,5$, y verificar que el incremento de esfuerzo normal vertical no sobrepase la cantidad $(p_{vb'} - p_{vo'})$, es decir,

$$\sigma_z \leq (p_{vb'} - p_{vo'}) = 1,5p_{vo'} \quad p_{vo'} = 0,5p_{vo'}$$

En el caso de una cimentación parcialmente compensada, el incremento neto de presión no debe exceder $(p_{vb'} - p_{vo'})$.¹⁵

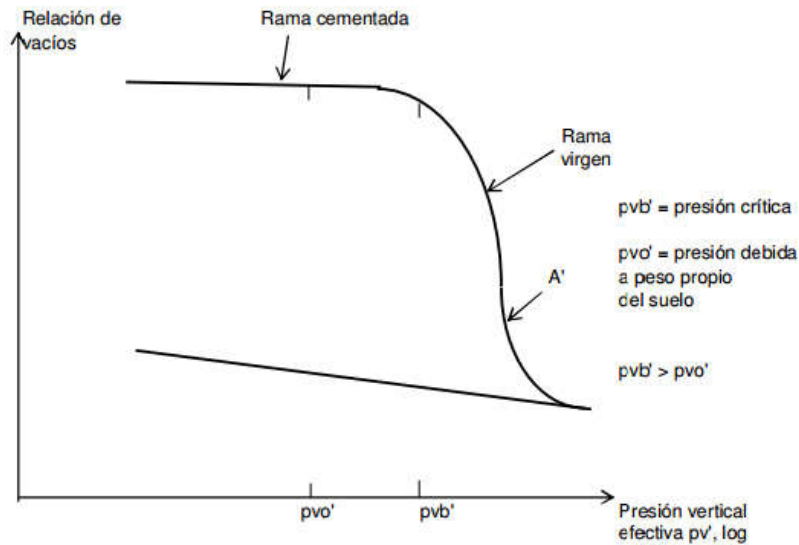


Figura 22. Curva de compresibilidad de arcillas sensitivas.

A la profundidad de desplante se debe cumplir la siguiente desigualdad:

$$PUM \quad p_{vod} \leq p_{vb'} - p_{vo'}$$

Dónde:

PUM= peso unitario medio

$p_{vod} = \gamma D_f$: Presión total previamente existente en el suelo, a la profundidad de desplante

$p_{vb'}$ = Presión crítica

$p_{vo'}$ =Esfuerzo efectivo al nivel de desplante

Sustituyendo

$$p_{vb'} - p_{vo'} = 1,5 p_{vo'} \quad p_{vo'} = 0,5 p_{vo'}$$

$$70 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] - 17 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] D_f \leq 0,5 p_{vo'}$$

¹⁵ Deméneghi Agustín C, Predicción de deformaciones a largo plazo en arcillas sensitivas, XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Acapulco Gro., 2010

$$0,5p_{vo'} = 0,5 \left(\left(17 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] \cdot 2 [\text{m}] \right) + \left((D_f - 2 [\text{m}]) \cdot 17 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] \right) \left((D_f - 2 [\text{m}]) \cdot 9,81 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] \right) \right)$$

$$0,5p_{vo'} = \left(3,595 D_f \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] + 9,81 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] \right)$$

Sustituyendo:

$$70 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] - 17 D_f \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] = \left(3,595 D_f \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] + 9,81 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] \right)$$

$$D_f = \frac{60,19 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]}{20,59 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right]}$$

$$D_f = 2,92 [\text{m}]$$

Para fines de procedimiento constructivo se redondeará a 3,0 m

VII.3 Análisis de compensación.

Una vez definida la profundidad de desplante, es necesario conocer qué tipo de cimentación compensada se tiene. Se calcula la presión total al nivel de desplante.

$$\sum_i \gamma D_f = P_d$$

$$P_d = 17 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] \cdot 3 [\text{m}] = 51 [\text{kPa}]$$

El peso unitario máximo de la estructura w es:

$$q = 83 [\text{kPa}]$$

Se tiene el caso que:

$$q = 83 [\text{kPa}] > P_d = 51 [\text{kPa}]$$

∴ cimentación parcialmente compensado

Con un incremento de presión neta al nivel de desplante igual a:

$$P_n = q - P_d [\text{kPa}]$$

$$P_n = 83 - 51 = 32 [\text{kPa}]$$

VII.4 Estados límite de falla

VII.4.1 Capacidad de carga

Se debe cumplir la siguiente desigualdad:

$$q_{ult} \leq q_R$$

Dónde:

q_{ult} = Esfuerzo último que actuara sobre el suelo afectada por un factor de carga.

q_R = Capacidad de carga resistente afectada por un factor de resistencia.

Como se trata de un suelo puramente cohesivo, procederemos a revisarlo con las ecuaciones establecidas en las normas técnicas complementarias

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

Se deben definir las variables de acuerdo a las condiciones, para calcular el lado izquierdo de la desigualdad, se utiliza la primera combinación de acciones, es decir, la carga permanente más carga viva máxima, por lo que:

$$F_c = 1,4$$

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

El peso total del edificio:

$$\sum Q = P_{U\text{Max}} \quad B \quad L$$

$$\sum Q = 80 \text{ [kPa]} \quad 20 \text{ [m]} \quad 30,6 \text{ [m]} = 50\,796 \text{ [kN]}$$

$$q_{ult} = \frac{50796 \text{ [kN]}}{20 \text{ [m]} \quad 30,6 \text{ [m]}} \quad 1,4 = 116,2 \text{ [kPa]}$$

Se realiza lo mismo para el término de la derecha de la desigualdad, se hace un promedio pesado de la cohesión

$$C_u = \frac{C_1 d_1 + C_2 d_2 + C_3 d_3}{d_1 + d_2 + d_3}$$

Dónde:

C_u = Promedio pesado de la cohesión [kPa]

C_1, C_2, C_3 = cohesión de cada estrato [kPa]

d_1, d_2, d_3 = Respectivos espesores del estrato [m]

$$C_u = \frac{22 \text{ [kPa]} \cdot 1 \text{ [m]} + 23 \text{ [kPa]} \cdot 4 \text{ [m]} + 20 \text{ [kPa]} \cdot 5 \text{ [m]}}{(1 + 4 + 5) \text{ [m]}}$$

$$C_u = 21.4 \text{ [kPa]}$$

El coeficiente N_c , se calcula:

$$N_c = 5,14 \left(1 + 0,25 \frac{D_f}{B} + 0,25 \frac{B}{L} \right)$$

Se debe cumplir:

$$\frac{D_f}{B} < 2 \quad ; \quad \frac{B}{L} < 1$$

$$\frac{D_f}{B} = \frac{3 \text{ [m]}}{20 \text{ [m]}} = 0,15 < 2 \quad \therefore \text{cumple}$$

$$\frac{B}{L} = \frac{20 \text{ [m]}}{30,6 \text{ [m]}} = 0,6536 < 1 \quad \therefore \text{cumple}$$

Sustituyendo en la ecuación de N_c

$$N_c = 5,14 \left(1 + 0,25 \frac{3 \text{ [m]}}{20 \text{ [m]}} + 0,25 \frac{20 \text{ [m]}}{30,6 \text{ [m]}} \right)$$

$$N_c = 6,173$$

Al tratarse de una losa de cimentación desplantada a 3 m en zona II, el factor de resistencia se considera como:

$$F_R = 0,70$$

Como se trata de un suelo puramente cohesivo, se obtiene el peso volumétrico total al nivel de desplante, esto es:

$$P_v = 17 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] \cdot 3 \text{ [m]} = 51 \text{ [kPa]}$$

Sustituyendo las variables, en q_R , se llega a:

$$C_u N_c F_R + P_v = (21,4 \text{ [kPa]} \cdot 6,173 \cdot 0,70) + 51 \text{ [kPa]}$$

$$q_R = C_u N_c F_R + P_v = 143,47 \text{ [kPa]}$$

Finalmente:

$$q_{ult} \leq q_R$$

$$116,2 \text{ [kPa]} \leq 143,47 \text{ [kPa]} \quad \therefore \text{cumple}$$

VII.4.2 Revisión por sismo

Segunda condición de acciones (carga permanente + carga variable + carga accidental)

$$q_{ult} \leq q_R$$

El peso total del edificio es

$$\sum Q = 50796 \text{ [kN]}$$

De acuerdo al reglamento de construcción del Distrito Federal, para zona II de la Ciudad de México se considera un factor de comportamiento sísmico igual a 0.32 y un coeficiente de ductilidad $Q'=2$. Entonces la fuerza sísmica es igual a:

$$S = \frac{C}{Q'} \sum Q$$
$$S = \frac{0,32}{2} 50\,796 \text{ [kN]}$$
$$S = 8\,127,36 \text{ [kN]}$$

Congruentemente con lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo respecto a efectos bidireccionales, se deberán considerar las acciones sísmicas de la siguiente forma: 100 por ciento del sismo en una dirección y 30 por ciento en la dirección perpendicular a ella. Este procedimiento se repetirá en la otra dirección.

$$M = S \cdot h_{CG}$$
$$M_y = 16\,254,7 \text{ [kN]} \cdot 10,5 \text{ [m]} = 85\,337,28 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$
$$M_x = 0,30 \cdot 85\,337,28 \text{ [kN} \cdot \text{m]} = 25\,601,18 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

Debido al efecto del sismo, se presentan resultantes excéntricas actuando a una distancia e del eje longitudinal, por lo cual, es necesario evaluar las dimensiones efectivas de la planta del edificio:

$$B' = B - 2e_x$$
$$L' = L - 2e_y$$

Donde e_x y e_y son las excentricidades en cada dirección definidas como:

$$e_x = \frac{M_y}{\sum Q} \quad e_y = \frac{M_x}{\sum Q}$$

Sustituyendo los valores obtenidos anteriormente:

$$e_x = \frac{85\,337,28 \text{ [kN} \cdot \text{m]}}{50\,796 \text{ [kN]}} = 1,68 \text{ [m]}$$

$$e_y = \frac{25\,601,18 \text{ [kN m]}}{50\,796 \text{ [kN]}} = 0,504 \text{ [m]}$$

Por lo tanto, las dimensiones efectivas resultan ser:

$$B' = 20 \text{ [m]} - 2 \cdot 1,68 \text{ [m]} = 16,64 \text{ [m]}$$

$$L' = 30,6 - 2 \cdot 0,504 \text{ [m]} = 29,592 \text{ [m]}$$

Con las dimensiones efectivas se calcula el área efectiva de la cimentación y por consiguiente la capacidad de carga última:

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

Para esta segunda combinación de acciones se considera un factor de carga igual a 1.1

$$q_{ult} = \frac{50\,796 \text{ [kN]}}{16,64 \text{ [m]} \cdot 29,592 \text{ [m]}} \cdot 1,1 = 113,47 \text{ [kPa]}$$

Para calcular la capacidad de carga resistente:

$$q_R = C_u N_c F_R + P_v$$

Dónde:

$$F_R = 0,70$$

$$P_v = 17 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] \cdot 3 \text{ [m]} = 51 \text{ [kPa]}$$

$$C_u = 21,4 \text{ [kPa]}$$

El coeficiente N_c , se calcula con las dimensiones efectivas

$$N_c = 5,14 \left(1 + 0,25 \frac{D_f}{B'} + 0,25 \frac{B'}{L'} \right)$$

Se debe cumplir:

$$\frac{D_f}{B'} < 2 \quad ; \quad \frac{B'}{L'} < 1$$

$$\frac{D_f}{B'} = \frac{3 \text{ [m]}}{16,64 \text{ [m]}} = 0,18 < 2 \quad \therefore \text{ cumple}$$

$$\frac{B'}{L'} = \frac{16,64 \text{ [m]}}{29,92 \text{ [m]}} = 0,56 < 1 \quad \therefore \text{ cumple}$$

Sustituyendo en la ecuación de N_c

$$N_c = 5,14 \left(1 + 0,25 \frac{3[m]}{16,64 [m]} + 0,25 \frac{16,64 [m]}{29,592 [m]} \right)$$

$$N_c = 6,094$$

Sustituyendo las variables, en q_R , se llega a:

$$C_u N_c F_R + P_v = (21,4 [kPa] \cdot 6,094 \cdot 0,70) + 51 [kPa]$$

$$q_R = C_u N_c F_R + P_v = 142,30 [kPa]$$

Finalmente:

$$q_{ult} \leq q_R$$

$$113,47 [kPa] \leq 142,30 [kPa] \therefore \text{cumple}$$

Como se indica en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Sismo, se procederá hacer el mismo análisis, pero en la otra dirección. Los momentos en sus respectivas direcciones son:

$$M_x = 16\,254,7 [kN] \cdot 10,5 [m] = 85\,337,28 [kN \cdot m]$$

$$M_y = 0,30 \cdot 85\,337,28 [kN \cdot m] = 25\,601,18 [kN \cdot m]$$

Sustituyendo los valores obtenidos anteriormente:

$$e_x = \frac{25\,601,18 [kN \cdot m]}{50\,796 [kN]} = 0,504 [m]$$

$$e_y = \frac{85\,337,28 [kN \cdot m]}{50\,796 [kN]} = 1,68 [m]$$

Por lo tanto, las dimensiones efectivas resultan ser:

$$B' = 20 [m] \cdot 2 \cdot 0,504 [m] = 18,992 [m]$$

$$L' = 30,6 \cdot 2 \cdot 1,68 [m] = 27,24 [m]$$

Con las dimensiones efectivas se calcula el área efectiva de la cimentación y por consiguiente la capacidad de carga última:

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

Para esta segunda combinación de acciones se considera un factor de carga igual a 1.1

$$q_{ult} = \frac{50\,796 [kN]}{18,992 [m] \cdot 27,24 [m]} \cdot 1,1 = 108,01 [kPa]$$

Para calcular la capacidad de carga resistente:

$$q_R = C_u N_c F_R + P_v$$

Dónde:

$$F_R = 0,70$$

$$P_v = 17 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] 3[\text{m}] = 51 [\text{kPa}]$$

$$C_u = 21,4 [\text{kPa}]$$

El coeficiente N_c , se calcula con las dimensiones efectivas

$$N_c = 5,14 \left(1 + 0,25 \frac{D_f}{B'} + 0,25 \frac{B'}{L'} \right)$$

Se debe cumplir:

$$\frac{D_f}{B'} < 2 \quad ; \quad \frac{B'}{L'} < 1$$

$$\frac{D_f}{B'} = \frac{3[\text{m}]}{18,992 [\text{m}]} = 0,158 < 2 \quad \therefore \text{cumple}$$

$$\frac{B'}{L'} = \frac{18,992 [\text{m}]}{27,24 [\text{m}]} = 0,697 < 1 \quad \therefore \text{cumple}$$

Sustituyendo en la ecuación de N_c

$$N_c = 5,14 \left(1 + 0,25 \frac{3[\text{m}]}{18,992 [\text{m}]} + 0,25 \frac{18,992[\text{m}]}{27,24 [\text{m}]} \right)$$

$$N_c = 6,239$$

Sustituyendo las variables, en q_R , se llega a:

$$C_u N_c F_R + P_v = (21,4 [\text{kPa}] \quad 6,239 \quad 0,70) + 51 [\text{kPa}]$$

$$q_R = C_u N_c F_R + P_v = 144,46 [\text{kPa}]$$

Finalmente:

$$q_{ult} \leq q_R$$

$$108,01 [\text{kPa}] \leq 144,46 [\text{kPa}] \quad \therefore \text{cumple}$$

VII.4.3 Revisión por flotación

Se debe verificar que la estructura no tienda a flotar por pérdida de la fricción en las paredes del cajón después de un sismo, o por recuperación del nivel freático, mediante la siguiente expresión:¹⁶

$$\frac{PUMax}{(D_f - h_w) \gamma_w} \geq 1,2$$

Dónde:

$$\gamma_w = \text{Peso específico del agua } 9,8 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right]$$

h_w = Profundidad al nivel freático, en su condición más desfavorable medida desde la superficie [m]

$$\frac{83 \text{ [kPa]}}{(3 \text{ [m]} - 2 \text{ [m]}) 9,8 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right]} \geq 1,2$$

$$8.47 \geq 1,2 \therefore \text{cumple}$$

VII.5 Estados límite de servicio

VII.5.1 Expansión elástica

Se analizará la expansión inmediata del fondo producida por la excavación

La descarga por excavación es igual a

$$P_d = 17 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] 3\text{m} = 51 \text{ [kPa]}$$

Las deformaciones inmediatas se calculan usando la ley de Hooke

$$\delta_z = \frac{z}{E_s} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

Calculando para el estrato 1, se tiene un módulo de elasticidad igual a:

$$E_s = 4\,955 \text{ [kPa]}$$

Se calculan los incrementos de esfuerzos normales verticales y horizontales bajo centro del rectángulo. Las ecuaciones presentadas por Julio Damy, Dashko y Kagan proporcionan los esfuerzos inducidos bajo esquina de un rectángulo cargado. Por lo tanto, para obtener los esfuerzos bajo centro será necesario dividir

¹⁶ Holgín, Gutiérrez, Cuevas, Segovia, Diseño Geotécnico de Cimentaciones. TGC Geotecnia, México, 1992.

en 4 dovelas la planta de la cimentación. Con estas dimensiones tendremos un esfuerzo parcial inducido bajo esquina parcial, para obtener el esfuerzo total se multiplica este último por el número de dovelas. Esto es:

$$\sigma_z' = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{B} + \tan^{-1} \frac{xy}{zB} \right]$$

$$\sigma_{x'} = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} \frac{x'y'z}{(y'^2 + z^2)B} \tan^{-1} \frac{zB}{x'y'} + (1 - 2\nu) \left(\tan^{-1} \frac{x'}{y'} \tan^{-1} \frac{x'B}{y'z} \right) \right]$$

$$\sigma_{y'} = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} \frac{x'y'z}{(x'^2 + z^2)B} \tan^{-1} \frac{zB}{x'y'} + (1 - 2\nu) \left(\tan^{-1} \frac{y'}{x'} \tan^{-1} \frac{y'B}{x'z} \right) \right]$$

Dónde:

$$B = \sqrt{x'^2 + y'^2 + z^2}$$

Por último:

$$\sigma_z = \sigma_{z'} \cdot 4 \quad \sigma_x = \sigma_{x'} \cdot 4 \quad \sigma_y = \sigma_{y'} \cdot 4$$

Trabajando a la mitad de lo que resta del estrato 1:

$$z = \frac{1}{2} [m] = 0,5 [m], \quad x' = 10[m], \quad y' = 15,3 [m], \quad P_d = 51 [kPa]$$

$$B = \sqrt{(10m)^2 + (15,3m)^2 + (0,5m)^2} = 18,28m$$

$$\sigma_z' = \left[\frac{51[kPa]}{2\pi} \right] \left[\left(\frac{1}{(10[m])^2 + (0,5[m])^2} + \frac{1}{(15,3[m])^2 + (0,5[m])^2} \right) \frac{(10 \ 15,3 \ 0,5)[m]}{18,28[m]} + \tan^{-1} \frac{(10[m])(15,3[m])}{(0,5[m])(18,28[m])} \right]$$

$$\sigma_{x'} = \left[\frac{51[kPa]}{2\pi} \right] \left[\frac{\pi}{2} \frac{(10 \ 15,3 \ 0,5)[m]}{((15,3[m])^2 + (0,5[m])^2)(18,28[m])} \tan^{-1} \frac{(0,5[m])(18,28[m])}{(10[m] \ 15,3[m])} + (1 - 2(0,5)) \left(\tan^{-1} \frac{10[m]}{15,3[m]} \tan^{-1} \frac{(10[m])(18,28[m])}{(15,3[m] \ 0,5[m])} \right) \right]$$

$$\sigma_{y'} = \left[\frac{51[kPa]}{2\pi} \right] \left[\frac{\pi}{2} \frac{(10 \ 15,3 \ 0,5)[m]}{((10[m])^2 + (0,5[m])^2)(18,28[m])} \tan^{-1} \frac{(0,5[m])(18,28[m])}{(10[m] \ 15,3[m])} + (1 - 2(0,5)) \left(\tan^{-1} \frac{15,3[m]}{10[m]} \tan^{-1} \frac{(15,3[m])(18,28[m])}{(10[m] \ 0,5[m])} \right) \right]$$

$$\begin{array}{ll} \sigma_{z'} = 12,749 \text{ [kPa]} & \sigma_z = \sigma_{z'} \cdot 4 = 50,997 \text{ [kPa]} \\ \sigma_{x'} = 12,121 \text{ [kPa]} & \sigma_x = \sigma_{x'} \cdot 4 = 48,483 \text{ [kPa]} \\ \sigma_{y'} = 11,927 \text{ [kPa]} & \sigma_y = \sigma_{y'} \cdot 4 = 47,707 \text{ [kPa]} \end{array}$$

Reemplazando en la ecuación

$$\delta_z = \frac{1[\text{m}]}{4 \cdot 955[\text{kPa}]} (50,997 \text{ [kPa]} - 0,5(48,483 \text{ [kPa]} + 47,707 \text{ [kPa]}))$$

$$\delta_z = 0,000 \ 585 \ 7 \text{ [m]}$$

Procediendo en forma análoga con los demás estratos, se llega a los resultados mostrados en la tabla 4.

Es decir, debido a la excavación, ocurre una expansión inmediata del fondo de la excavación de 4.15 [cm].

CALCULO DE EXPANSIONES INMEDIATAS DEL FONDO DE LA EXCAVACIÓN POR MEDIO DE LA TEORÍA DE LA ELASTICIDAD

DATOS	
q	51 [kPa]
x	10 [m]
y	15,3 [m]
Módulo de Poisson	0,5 [1]

ESTRATO	PROF.[m]	ESPEJOR DEL ESTRATO A PARTIR DEL NIVEL DE DESPLANTE [m]	PROF. AL CENTRO DE CADA ESTRATO (Z) [m]	MODULO ELÁSTICO Es [kPa]	B [m]	SIGMA Z [kPa]	SIGMA X [kPa]	SIGMA Y [kPa]	SIGMA Z TOTAL [kPa]	SIGMA X TOTAL [kPa]	SIGMA Y TOTAL [kPa]	DEFORMACIÓN UNITARIA [m]
N.T.N.	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	4	1	0,5	4955	18,284	12,749	12,121	11,927	50,997	48,483	47,707	0,000 586
2	8	4	3	4905	18,523	12,595	9,095	8,077	50,380	36,379	32,308	0,013 078
3	13	5	7.5	5005	19,757	11,146	4,881	3,488	44,583	19,525	13,951	0,027 818
0,041 481												

Tabla 4. Cálculo de expansiones inmediatas

VII.5.2 Asentamiento inmediato por incremento de presión neta

La deformación inmediata (a volumen constante) de un suelo cohesivo totalmente saturado la podemos valuar también mediante el uso de la ley de Hook, utilizando el módulo E_u , este se define como el módulo de deformación en condiciones no drenadas, y se obtiene a partir de pruebas de compresión triaxial no consolidadas-no drenadas.

Trabajando para el estrato 1, se tiene que

$$E_u = 3\,980[\text{kPa}]$$

Trabajando a la mitad de lo que resta del estrato 1 se llega, se calculan los incrementos de esfuerzos normales verticales y horizontales

$$\nu = 0,5$$

$$z = \frac{1}{2}[\text{m}] = 0,5[\text{m}]$$

El incremento neto de presión vale

$$\text{INP} = \text{PUMax} \quad q_{\text{exc}}$$

$$\text{INP} = 83[\text{kPa}] - 51[\text{kPa}] = 32[\text{kPa}]$$

Trabajando a la mitad de lo que resta del estrato 1 se llega, se calculan los incrementos de esfuerzos normales verticales y horizontales

$$\nu = 0,5$$

$$z = \frac{1}{2}[\text{m}] = 0,5[\text{m}], \quad x' = 10[\text{m}], \quad y' = 15,3[\text{m}], \quad q = \text{INP} = 32[\text{kPa}]$$

$$\sigma_{z'} = \left[\frac{32[\text{kPa}]}{2\pi} \right] \left[\left(\frac{1}{(10[\text{m}]^2 + (0,5[\text{m}])^2)} + \frac{1}{(15,3[\text{m}]^2 + (0,5[\text{m}])^2)} \right) \frac{(10 \quad 15,3 \quad 0,5)[\text{m}]}{18,28[\text{m}]} + \tan^{-1} \frac{(10[\text{m}])(15,3[\text{m}])}{(0,5[\text{m}])(18,28[\text{m}])} \right]$$

$$\sigma_{x'} = \left[\frac{32[\text{kPa}]}{2\pi} \right] \left[\frac{\pi}{2} \frac{(10 \quad 15,3 \quad 0,5)[\text{m}]}{((15,3[\text{m}]^2 + (0,5[\text{m}])^2))(18,28[\text{m}])} \tan^{-1} \frac{(0,5[\text{m}])(18,28[\text{m}])}{(10[\text{m}] \quad 15,3[\text{m}])} \right. \\ \left. + (1 - 2(0,5)) \left(\tan^{-1} \frac{10[\text{m}]}{15,3[\text{m}]} - \tan^{-1} \frac{(10[\text{m}])(18,28[\text{m}])}{(15,3[\text{m}] \quad 0,5[\text{m}])} \right) \right]$$

$$\sigma_{y'} = \left[\frac{32[\text{kPa}]}{2\pi} \right] \left[\frac{\pi}{2} \frac{(10 \quad 15,3 \quad 0,5)[\text{m}]}{((10[\text{m}]^2 + (0,5[\text{m}])^2))(18,28[\text{m}])} \tan^{-1} \frac{(0,5[\text{m}])(18,28[\text{m}])}{(10[\text{m}] \quad 15,3[\text{m}])} \right. \\ \left. + (1 - 2(0,5)) \left(\tan^{-1} \frac{15,3[\text{m}]}{10[\text{m}]} - \tan^{-1} \frac{(15,3[\text{m}])(18,28[\text{m}])}{(10[\text{m}] \quad 0,5[\text{m}])} \right) \right]$$

$$\sigma_{z'} = 7,999[\text{kPa}]$$

$$\sigma_z = \sigma_{z'} \quad 4 = 7,999 \quad 4 = 31,998[\text{kPa}]$$

$$\sigma_{y'} = 7,605 \text{ [kPa]}$$

$$\sigma_y = \sigma_{y'} \cdot 4 = 7,605 \cdot 4 = 30,42 \text{ [kPa]}$$

$$\sigma_{x'} = 7,483 \text{ [kPa]}$$

$$\sigma_x = \sigma_{x'} \cdot 4 = 7,483 \cdot 4 = 29,934 \text{ [kPa]}$$

Reemplazando en la ecuación

$$\delta_z = \frac{1[\text{m}]}{3\,980[\text{kPa}]} (31,998 \text{ [kPa]} + 0,5(30,42 \text{ [kPa]} + 29,93 \text{ [kPa]}))$$

$$\delta_z = 0,000\,4574 \text{ [m]}$$

Procediendo en forma análoga con los demás estratos, se llega a los resultados mostrados en la tabla 5.

Es decir, debido a un incremento neto de presión de 32 [kPa], la cimentación sufre un asentamiento inmediato de 3.30 [cm]

CALCULO DE ASENTAMIENTOS POR INCREMENTO DE PRESIÓN NETA POR MEDIO DE LA TEORÍA DE LA ELASTICIDAD

DATOS	
q	32 [kPa]
x	10 [m]
y	15,3 [m]
Módulo de Poisson	0,5 [1]

ESTRATO	PROF.[m]	ESPEJOR DEL ESTRATO A PARTIR DEL NIVEL DE DESPLANTE [m]	PROF. AL CENTRO DE CADA ESTRATO (Z) [m]	MODULO Eu [kPa]	B [m]	SIGMA Z [kPa]	SIGMA X [kPa]	SIGMA Y [kPa]	SIGMA Z TOTAL [kPa]	SIGMA X TOTAL [kPa]	SIGMA Y TOTAL [kPa]	DEFORMACIÓN UNITARIA [m]
N.T.N.	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	4	1	0,5	3 980	18,284	8,000	7,605	7,483	31,998	30,420	29,934	0,000 457
2	8	4	3	4 000	18,523	7,903	5,707	5,068	31,611	22,826	20,272	0,010 062
3	13	5	7,5	3 890	19,757	6,993	3,063	2,188	27,974	12,251	8,754	0,022 457
0.032 977												

Tabla 5. Cálculo de asentamientos inmediatos

VII.5.3 Asentamiento diferido

Para calcular las deformaciones a largo plazo en estratos de arcillas, emplearemos las siguientes ecuaciones.¹⁷

$$\delta_t = \delta_{pt} + \delta_{st}$$

Dónde:

δ_t = Deformación a largo plazo [m]

δ_{pt} = Deformación por consolidación primaria [m]

δ_{st} = Deformación por consolidación secundaria [m]

Estas se definen como:

$$\delta_{pt} = \delta_p U$$

Dónde:

δ_p = Deformación al término de la consolidación primaria [m]

U = Grado de consolidación [1]. A su vez es función del tiempo T_v que introdujo Terzaghi.

$$T_v = \frac{C_v t}{\Delta Z_0^2}$$

T_v = Factor de tiempo primario [1]

C_v = Coeficiente de consolidación [m²/s]

t = Tiempo después de aplicar la carga al estrato [s]

ΔZ_0 = espesor efectivo de drenaje [m]

La ecuación de deformación por consolidación secundaria se define como:

$$\delta_{st} = C_t \log(1 + \xi T_v)$$

Donde:

$$\delta_p = \left(\frac{\Delta Z_0}{E_p}\right) \sigma_z \quad y \quad C_t = \left(\frac{\Delta Z_0}{E_{cs}}\right) \sigma_z$$

¹⁷ Deméneghi Agustín C, Predicción de deformaciones a largo plazo en arcillas sensitivas, XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Acapulco Gro., 2010

Haciendo una analogía se definen los módulos E_p y E_{cs} como el inverso de los coeficientes de compresibilidad volumétrica en consolidación primaria y consolidación secundaria respectivamente, es decir:

$$E_p = \left(\frac{\Delta Z_0}{\delta_p} \right) \sigma_z = \frac{1}{m_v} \quad \text{y} \quad E_{cs} = \left(\frac{\Delta Z_0}{C_t} \right) \sigma_z = \frac{1}{m_t}$$

Las propiedades de deformación C_v , ξ , E_p y E_{cs} se obtienen a partir de los resultados de pruebas de consolidación unidimensional practicadas en muestras inalteradas obtenidas del estrato de arcilla sensitiva.

Finalmente, la ecuación de asentamientos por consolidación se puede escribir como:

$$\delta_t = \delta_p U + C_t \log(1 + \xi T_v)$$

$$\delta_t = \left(\frac{\Delta Z_0}{E_p} \right) \sigma_z U + \left(\frac{\Delta Z_0}{E_{cs}} \right) \sigma_z \log(1 + \xi T_v)$$

$$\delta_t = (\Delta Z_0 m_v) \sigma_z U + (\Delta Z_0 m_t) \sigma_z \log(1 + \xi T_v)$$

CALCULO DE ASENTAMIENTOS DIFERIDOS

DATOS			
q	19 [kPa]	t	50 años
x	10 [m]		1.58E+09 s
y	15,3 [m]		
Módulo de Poisson	0,5 [1]		

ESTRATO	PROF. [m]	ESPEJOR DEL ESTRATO A PARTIR DEL NIVEL DE DESPLANTE [m]	PROF. AL CENTRO DE CADA ESTRATO (Z) [m]	MODULO Ep [kPa]	MODULO Ecs [kPa]	ζ [%]	Cv [cm ² /s]	B [m]	SIGMA Z [kPa]	SIGMA Z TOTAL [kPa]	δp [m]	Ct [m]	Tv [1]	$\delta p t$ [m]	$\log(1+\zeta t)$	$\delta s t$ [m]	δt [m]
N.T.N.	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	4	1	0,5	6 200	11 295	5	0,002	18,28	4,749	18,999	0,003064	0,0017	315,36	0,00306	3,198	0,005379	0,00844
2	8	4	3	6 795	12 400	5	0,0012	18,52	4,692	18,769	0,011049	0,0061	11,826	0,01105	1,779	0,010772	0,02182
3	13	5	7,5	7 200	12 805	5	0,001	19,76	4,152	16,610	0,011534	0,0065	6,3072	0,01153	1,512	0,009809	0,02134
0,051607																	

Tabla 6. Cálculo de asentamientos diferidos.

VII.5.4 Giro permanente de un cimiento

El giro permanente de un cimiento está dado por (Zeevaert, 1973)

$$\theta_d = \theta_{ep} + \theta_e$$

Donde

θ_d = Giro total de la cimentación

θ_{ep} = Giro elastoplástico

θ_e = Giro elástico

Estos dos últimos se definen como:

$$\theta_{ep} = \frac{3(1 - \nu)M}{8G_{ep}R^3}$$

$$\theta_e = \frac{3(1 - \nu)M}{8G_eR^3}$$

Dónde:

ν = módulo de Poisson [1]

M = Momento sísmico [kN*m]

G = Módulo de rigidez dinámico [kPa]

R = radio de un círculo con un momento de inercia equivalente [m]

Entonces:

$$\theta_d = \frac{3(1 - \nu)M}{8G_{ep}R^3} + \frac{3(1 - \nu)M}{8G_eR^3}$$

$$\theta_d = \frac{3(1 - \nu)M}{8G_eR^3} \left(\frac{G_e}{G_{ep}} + 1 \right)$$

Se define a

$$k_{ep} = \frac{G_e}{G_{ep}}$$

Finalmente

$$\theta_d = \frac{3(1 - \nu)M}{8G_eR^3} (k_{ep} + 1)$$

$$\theta_d = \theta_e (k_{ep} + 1)$$

El módulo de rigidez dinámico se define como:

$$G = \rho V_s^2$$

Y el módulo de elasticidad dinámico como:

$$E = 2\rho V_s^2(1 + \nu)$$

Igualando estas dos últimas ecuaciones se llega a

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Entonces la variable k_{ep} se puede escribir en términos del módulo de elasticidad dinámico

$$k_{ep} = \frac{E_e}{E_{ep}}$$

El valor de k_{ep} se puede obtener mediante pruebas dinámicas de compresión, obteniendo las deformaciones elásticas y plásticas producidas por ciclos de esfuerzos sobre probetas de suelo.

Por ejemplo, en la arcilla de la Ciudad de México, los módulos dinámicos valen

$$G_e \approx 3\,300 \text{ [kPa]}$$

$$G_{ep} \approx 2\,700 \text{ [kPa]}$$

$$k_{ep} \approx 1,22$$

El peso total del edificio es

$$\sum Q = PUMax \cdot B \cdot L$$

$$\sum Q = 88 \text{ [kPa]} \cdot 20 \text{ [m]} \cdot 30,6 \text{ [m]} = 50\,796 \text{ kN}$$

De acuerdo al reglamento de construcción del Distrito Federal, para zona II de la Ciudad de México se considera un factor de comportamiento sísmico igual a 0,32. Entonces la fuerza sísmica es igual a:

$$S = c \sum Q$$

$$S = 0,32 \cdot 50\,796 \text{ [kN]}$$

$$S = 16\,254,7 \text{ [kN]}$$

Considerando que la altura total del edificio es de 21 [m], El centro de gravedad del edificio es:

$$h_{CG} = \frac{21 \text{ [m]}}{2}$$

$$h_{CG} = 10,5 \text{ m}$$

Por lo tanto, el momento sísmico vale

$$M = S \cdot h_{CG}$$

$$M = 16254.7 \text{ [kN]} \cdot 10,5 \text{ [m]}$$

$$M = 170674.6 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

El momento de inercia de la cimentación es:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I = \frac{30,6 \text{ [m]} \cdot (20 \text{ [m]})^3}{12} = 20 \,400 \text{ [m}^4\text{]}$$

El radio de un círculo con un momento de inercia equivalente está dado por:

$$R = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot I}{\pi}}$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 20 \,400 \text{ [m}^4\text{]}}{\pi}} = 12,7 \text{ [m]}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación del giro de la cimentación

$$\theta_d = \frac{3(1 - \nu)M}{8G_e R^3} (k_{ep} - 1)$$

$$\theta_d = \frac{3(1 - 0,5)170 \,674,6 \text{ [kN]}}{8 \cdot 3 \,300 \text{ [kPa]} \cdot 12,7^3} (1,22 - 1)$$

$$\theta_d = 0.00104 = 0,104\%$$

El giro permisible es:

$$\theta_{\text{permisible}} (\%) = \frac{100}{100 + 3h_c}$$

Donde

h_c = altura del edificio = 21 m

Entonces el giro permisible es:

$$\theta_{\text{permisible}} (\%) = \frac{100}{100 + 3(21)}$$

$$\theta_{\text{permisible}} (\%) = 0,613\%$$

$$\theta_d < \theta_{\text{permisible}}$$

$$\mathbf{0,104\% < 0,613\% \therefore \text{cumple}}$$

Capítulo VIII. Conclusión

Como se hizo hincapié a lo largo del trabajo una cimentación es transmitir la carga del edificio a un estrato de suelo competente, es decir, que tenga la resistencia suficiente, además de distribuir la carga sobre un área lo suficientemente grande para minimizar las presiones de contacto.

Debido a la complejidad que presentan los suelos de la Ciudad de México, es necesario recopilar toda la información posible y saber interpretar dichos resultados obtenidos en pruebas triaxiales, consolidación unidimensional, pruebas dinámicas, etc.

Es importante analizar y calcular las deformaciones que se presentan en cualquier estructura tanto en su proceso constructivo como a lo largo de la vida útil de la misma, en especial los asentamientos a largo plazo, considerando tanto el fenómeno de consolidación primaria (expulsión de agua) como el de consolidación secundaria (viscosidad intergranular). Todo esto para que la estructura pueda cumplir los estados límite de servicio y de falla.

Como podemos ver, según las recomendaciones de las Normas Técnicas Complementarias para la Construcción y Diseño de Cimentaciones, el cajón de cimentación propuesto es suficiente para transmitir las cargas de la estructura al suelo, sin embargo, es conveniente tener en cuenta lo siguiente durante su proceso constructivo:

Se recomienda hacer la excavación por partes, con el fin de reducir las expansiones inmediatas, a pesar de que en nuestro caso el valor es relativamente bajo, se recomienda disminuir dichos valores para evitar daños a colindancias y a servicios públicos.

Para el diseño de la excavación se deberá revisar los mecanismos de falla de fondo, falla por subpresión y falla del talud. De ser necesario se podrá utilizar un sistema de bombeo, con el fin de abatir la presión en los estratos arenosos cercanos al fondo de la excavación y así evitar la falla por subpresión; otra ventaja de este sistema es reducir las expansiones inmediatas además de facilitar el proceso de la excavación trabajando en seco.

Suponiendo que existen construcciones colindantes se debe revisar la estabilidad de la excavación y de ser conveniente utilizar elementos de contención. En caso de que no existan construcciones colindantes y tomando en cuenta que se tiene el suficiente espacio, se podrá realizar la excavación utilizando el sistema de bermas.

En dado caso de que la cimentación no hubiese cumplido con lo estipulado con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal, se deben hacer otras

consideraciones, ya sea aumentar el área de contacto, incrementar el nivel de desplante o en su defecto utilizar un sistema combinado de cimentación, por ejemplo, un cajón de cimentación y pilotes de fricción. Un inconveniente de estas soluciones es un incremento considerable en el costo de la construcción. Es por ello que la toma de decisión debe estar sustentada en un análisis de costos, que como se hizo énfasis, una cimentación debe asegurar la integridad de la obra civil, teniendo costos accesibles.

Aunado a esto se debe de hacer un análisis de la distribución de los esfuerzos entre la cimentación y el suelo, mediante modelos de interacción suelo-estructura.

Capítulo IX. Bibliografía

Apuntes de Cimentaciones, Dr. Rigoberto Constantino Rivera, Facultad Ingeniería, UNAM.

Apuntes de Comportamiento de Suelos. M.I. Ricardo Padilla Velázquez, Facultad Ingeniería, UNAM.

Apuntes de Comportamientos de Suelos. M.I. Agustín Deméneghi Colina, Facultad Ingeniería, UNAM.

Apuntes de Mecánica de Suelos. M.I. Agustín Deméneghi Colina, Facultad Ingeniería, UNAM.

Apuntes de Mecánica de Suelos. M.I. Ricardo Padilla Velázquez, Facultad Ingeniería, UNAM.

Cheng Liu, Soils and Foundations, 7a edition Pearson/Prentice Hall, 2008.

Crespo Carlos, Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Noriega Editores, Limusa México, 5ª edición, 2004.

Das, Braja M., Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Quinta Edición, Cengage Learning, 2006.

Deméneghi Agustín C, Predicción de deformaciones a largo plazo en arcillas sensitivas, XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Acapulco Gro., 2010

Holgín, Gutiérrez, Cuevas, Segovia, Diseño Geotécnico de Cimentaciones. TGC Geotecnia, México, 1992.

Juárez Badillo y Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos, Tomo II, 2ª edición, Limusa México, 1983.

Lambe T. William, Mecánica de suelos, Grupo Noriega Editores, 4ª edición, Limusa México, 1997.

Manica Miguel, distribución de asentamientos elásticos producidos por una configuración de carga superficial compleja, XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, México, 2012.

Mendoza Manuel, Comportamiento y Diseño de Cimentaciones Profundas en la Ciudad de México, Academia de ingeniería de México, México D.F., 2007.

Nilson Arthur H., Diseño de Estructuras de Concreto, McGraw-Hill, Colombia, 2009.

Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcción del Distrito Federal, 2004.

Santoyo Enrique, Historia y Actualidad del Hundimiento Regional de la Ciudad de México, T.G.C. Geotecnia, 2013.

Terzaghi Karl y Peck Ralph, Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica, Editorial El Ateneo, 2ª edición, España, 1973.

Vásquez Sánchez E. y Jaimes Palomera R., Geología de la cuenca de México, Geofísica Internacional, Vol. 20, número 2, México D.F., 1989.

Zeevaert L., Compendio Elemental de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, UNAM México D.F., 1998.