



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA
EN ARCILLAS SENSITIVAS

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
JOSÉ ANTONIO SALGADO SANTIAGO

TUTOR PRINCIPAL
M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA FACULTAD DE INGENIERÍA



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.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA
Secretario: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
Vocal: M.I. GERMAN LÓPEZ RINCÓN
1^{er.} Suplente: M.I. HÉCTOR SANGINÉS GARCÍA
2^{do.} Suplente: Dr. ROBERTO MAGAÑA DELTORO

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Laboratorio de la facultad de ingeniería de Cd. Universitaria, Posgrado de ingeniería de Cd. Universitaria, Cd. de México.

TUTOR DE TESIS:

M.I. AGUSTIN DEMÉNEGHI COLINA

FIRMA

(Segunda hoja)

DEDICATORIAS

A mis recordados padres

Eliseo Salgado Gómez por su carácter sólido, mostrarme un camino correcto y guiarme por él, así mismo, por darme todo lo que estuvo a su alcance.

Virginia Santiago Nuñez, quien fue un ejemplo de perseverancia y fortaleza, por su amor incondicional, sus consejos, sus valores, por la motivación por ser una persona de bien, por su lucha por nosotros sus cinco hijos, para sacarnos adelante.

Y aunque no estén a mi lado, siempre los llevo presente en mi corazón.

El presente estudio lo dedico a

Mi novia, Erika Janet Martínez Valle, por formar parte de mi vida, por su amor, comprensión, su amistad, consejos, apoyo, por su confianza y por creer en mí, por darme ánimo para cumplir mis metas y terminar lo que algún un día comencé, por su compañía en los momentos más difíciles.

A mis familiares

Mi hermana Gladys y su esposo Eduardo por darme impulsos para seguir adelante y lograr mis metas.

A mis hermanos, Eliseo, Elisabeth y Juan Manuel, porque me acompañan en cada proyecto de vida emprendido.

AGRADECIMIENTOS

A mi asesor de tesis, el M.I. Agustín Deméneghi Colina, por la orientación y ayuda que me brindo para la realización de esta tesis, por su apoyo, amistad y enseñanzas las cuales me permitieron un buen aprovechamiento en el trabajo realizado.

Un agradecimiento especial, a los profesores M.I. Juan de Luis Umaña Romero (jefe de laboratorio), M.I. Enrique Elizalde Romero (responsable de prácticas) y Oscar Díaz Silva (laboratorista), por el ambiente de trabajo, por brindarme su tiempo y ayuda para realizar los ensayos de laboratorio que permitió entender mejor como realizar dichas pruebas.

Al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, por permitirme hacer uso de las instalaciones y realizar los ensayos necesarios para la culminación de la tesis.

A todos mis maestros y compañeros de la Maestría en Geotecnia, por las clases, pláticas compartidas que han favorecido mi crecimiento profesional.

Índice

INTRODUCCIÓN	x
OBJETIVOS	xi
CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES GEOLOGICOS	12
1.1 Características geológicas y geotécnicas	12
1.1.1 Generalidades	12
1.1.2 Marco geológico	12
1.1.3 Marco paleoclimático	14
1.1.4 Marco vulcanológico	15
1.2 Estratigrafía general	15
1.3 Depósitos de lago	17
1.3.1 Proceso de formación de los suelos	17
1.3.1.1 Lago virgen	17
1.3.1.2 Lago centro I	17
1.3.1.3 Lago centro II	18
1.3.2 Evolución de las propiedades mecánicas	18
1.3.2.1 Consolidación natural	18
1.3.2.2 Consolidación inducida	18
1.3.2.3 Resistencia al corte	18
1.3.3 Características estratigráficas	19
1.3.3.1 Costra superficial (CS)	19
1.3.3.2 Serie arcillosa lacustre superior	19
1.3.3.3 Capa dura	20
1.3.3.4 Serie arcillosa lacustre inferior	20
1.3.3.5 Depósitos profundos	20
1.4 Depósitos de transición	21
1.4.1 Condición interestratificada del poniente	23
1.4.1.1 Transición alta	24
1.4.1.2 Transición baja	24
1.4.2 Condición abrupta cercana a los cerros	24
1.5 Depósitos de las lomas	25
1.5.1 Zona poniente	25
1.5.1.1 Sierra de las cruces	25
1.5.1.2 Pedregal del Xitle	26
1.5.2 Zona norte	27
CAPÍTULO 2: ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO	30
2.1 Principales tipos de suelos	30
2.2 Exploración de campo	31
2.2.1 Sondeos geotécnicos	32
2.2.2 Ensayo pozo a cielo abierto	32
2.2.3 Ensayo de penetración estándar (SPT)	33

Contenido

2.2.4 Ensayo de tubo Shelby	34
2.2.5 Muestras geotécnicas	35
2.2.6 Muestras inalteradas	36
2.2.7 Muestras alteradas	36
2.3 Pruebas de laboratorio	36
2.4 Estratigrafía y propiedades	36
2.4.1 Objetivos de la estratigrafía	37
2.4.2 Secciones estratigráficas	37
CAPÍTULO 3: CIMENTACIONES	39
3.1 Generalidades	39
3.2 Profundidad mínima de cimentaciones	39
3.3 Presión permisible sobre el subsuelo	40
3.4 Clasificación de cimentaciones	41
3.4.1 Cimentaciones someras	42
3.4.2 Cimentaciones profundas	42
3.5 Cimentación compensada	42
3.5.1 Factor de seguridad	45
3.6 Capacidad de carga	46
3.6.1 Estado de equilibrio plástico originados en el suelo	47
3.6.2 Capacidad de carga última	49
3.7 Capacidad de carga dinámica	52
3.7.1 Método propuesto	52
CAPÍTULO 4: DEFORMACIONES VERTICALES	54
4.1 Generalidades	54
4.2 Deformaciones inmediatas	54
4.2.1 Expansión inmediata	54
4.2.2 Recompresión inmediata	55
4.2.3 Compresión inmediata	55
4.2.4 Distribución de esfuerzos	56
4.3 Deformación a largo plazo	57
4.3.1 Modelo de viscosidad intergranular de Zeevaert	58
4.3.2 Unidad Kelvin	59
4.3.3 Unidad Z	60
4.4 Curvas de consolidación	61
4.4.1 Consolidación primaria (Etapa I)	62
4.4.2 Consolidación secundaria (Etapa II)	62
4.4.3 Ajustes de curvas de consolidación	64
CAPÍTULO 5: CALCULO DEL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN COMPENSADA	68

CAPÍTULO 6: RESUMEN Y CONCLUSIONES	80
6.1 Resumen	80
6.2 Conclusiones	81
6.3 Recomendaciones	82
6.4 Investigación futura	82
ANEXO A	85
ANEXO B	96

Lista de figuras

Figura 1 Esquema geológico general del Valle de México	13
Figura 2 Esquema geológico general de la transición lomas-planicie de un "delta" aluvial	14
Figura 3 Esquema geológico general de la transición lomas-planicie fuera de un "delta" aluvial	14
Figura 4 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México (Santoyo y otros, 2005)	16
Figura 5 Estratigrafía de la planicie lacustre	22
Figura 6 Estratigrafía de la zona de transición	23
Figura 7 Transición interestratificada angosta	24
Figura 8 Transición abrupta de islote a depósitos lacustres, fallas y fosas por gravedad	25
Figura 9 Sección Chichinautzin-lomas cortando el pedregal de San Miguel	27
Figura 10 Estratigrafía de las lomas	29
Figura 11 Observación de suelos en pozo a cielo abierto	33
Figura 12 Perforación con penetrómetro estándar	34
Figura 13 Perforación con tubo Shelby	35
Figura 14 Sección estratigráfica de una región (Juan Antonio Vera 1994)	37
Figura 15 Perfil estratigráfico	38
Figura 16 Sección simplificada mediante una zapata de cimentación con basamento	40
Figura 17 a) Cimentación superficial y b) Cimentación profunda	42
Figura 18 Perfil del suelo y material extraído	44
Figura 19 Estructura y cimentación desplantada para igualar el peso del suelo extraído	44
Figura 20 Distribución inconstante de la arena floja a través de un estrato de arena densa situada debajo de la base de un edificio	46
Figura 21 Relación entre intensidad de carga y asentamiento	47
Figura 22 Límites de la zona de equilibrio plástico después de la rotura del suelo situado debajo de una zapata	48
Figura 23 Base sometida a carga excéntrica en la falla	51
Figura 24 Superficie de falla y fuerzas que producen momento	53
Figura 25 Giro del edificio en un ángulo ψ	53
Figura 26 Curva tipo esfuerzo-deformación para determinar los módulos E_e y E_p	56
Figura 27 Modelo de carga rectangular (q) sobre un medio elástico	56
Figura 28 Modelo de Zeevaert de viscosidad intergranular	58
Figura 29 Consolidómetro	61
Figura 30 Curva tipo de consolidación	62
Figura 31 Curva de consolidación tipo I	63
Figura 32 Curva de consolidación tipo II	63
Figura 33 Curva de consolidación tipo III (suelo con cavidades)	64
Figura 34 Curva de consolidación tipo IV	64
Figura 35 Calculo de la curva de consolidación	67
Figura 36 Extracción de muestra para el ensayo de consolidación	86
Figura 37 Introducción del anillo a la muestra	87
Figura 38 Muestra de suelo contenida en el anillo de consolidación	88
Figura 39 Encapsulado de probeta de suelo	89
Figura 40 Montaje del consolidómetro	89
Figura 41 Montaje de la carga en el porta pesas	90
Figura 42 Desmonte de la probeta y obtención del peso seco	91
Figura 43 Corte de la muestra de suelo para las probetas	92

<i>Figura 44</i>	<i>Probeta labrada</i>	92
<i>Figura 45</i>	<i>Probeta en cuarto húmedo para evitar pérdida de humedad</i>	93
<i>Figura 46</i>	<i>Montaje de la probeta</i>	93
<i>Figura 47</i>	<i>Cámara lista para realizar la prueba</i>	94
<i>Figura 48</i>	<i>Colocación de pesas</i>	95
<i>Figura 49</i>	<i>Muestra de suelo llevada a la falla</i>	95
<i>Figura 50</i>	<i>Perfil estratigráfico SM-1</i>	100
<i>Figura 51</i>	<i>Diagrama de esfuerzos</i>	102
<i>Figura 52</i>	<i>Curva de consolidación (estrato 2)</i>	103
<i>Figura 53</i>	<i>Curva de consolidación (estrato 3)</i>	104
<i>Figura 54</i>	<i>Curva de consolidación (estrato 4)</i>	104
<i>Figura 55</i>	<i>Curva de consolidación (estrato 5)</i>	105
<i>Figura 56</i>	<i>Curva de consolidación (estrato 6)</i>	105
<i>Figura 57</i>	<i>Curva de consolidación</i>	106
<i>Figura 58</i>	<i>Curva de consolidación</i>	106
<i>Figura 59</i>	<i>Curva de compresión simple</i>	107
<i>Figura 60</i>	<i>Curva de compresión simple</i>	107
<i>Figura 61</i>	<i>Curva de compresión simple carga-descarga</i>	108
<i>Figura 62</i>	<i>Curva de compresión simple carga-descarga</i>	108

INTRODUCCIÓN

Debido a las necesidades que requiere hoy en día la Ciudad de México con una población en constante crecimiento, se ve en la necesidad o en la exigencia de la creación de nueva infraestructura, en donde los ingenieros se enfrentarán a enormes inconvenientes, lo cual deberán de estar al tanto de la problemática de la estabilidad de la arcilla de la Ciudad de México, ya que presenta una alta compresibilidad y una baja resistencia al esfuerzo cortante. Haciendo que estas propiedades se distingan de otros suelos plásticos. Las investigaciones desarrolladas en las últimas décadas, sobre el estudio de la arcilla bajo condiciones estáticas y dinámicas, han permitido obtener resultados de las propiedades del suelo, Por ejemplo, se ha establecido la gran capacidad de los depósitos arcillosos para amplificar las ondas sísmicas, debiéndose esto, a que se comportan como un material elástico, aun cuando sufran deformaciones relativamente grandes.

El presente documento comprende del estudio del comportamiento del suelo teniendo como interés la reacción de cómo trabajará cuando se le aplique carga, en el cual se considera construir un edificio cuya estructura constará de 5 niveles y un sótano. La superestructura tendrá un nivel máximo de 13.00 m sobre nivel de banqueta, y tendrá un área de 344.24 m² con un área de estacionamiento de 108.12 m²; el cual estará ubicado en la zona de lago.

Conocido el proyecto, se deberá de realizar tanto el cálculo como el diseño del edificio para así conocer la carga que será transmitida al subsuelo, en el documento se abordó la necesidad de realizar una cimentación compensada, que para todo ingeniero (Zeevaert, 1959) se refieren como el peso de la estructura deberá ser equilibrada por el peso del suelo removido.

Siendo así la importancia de la cimentación compensada comprende que, el suelo no presente una reacción a la expansión, al mismo tiempo, de reducir los esfuerzos efectivos que se producen en el suelo para tener un asentamiento permitido, en condiciones tales que cumplan con los estados límite de servicio y falla sin que la estructura presente algún daño ya que se encuentra desplantado sobre un terreno arenoso-arcilloso y el nivel de agua freática (NAF), se encuentra a 2.50mts de profundidad.

Por lo que el ingeniero ha de ser capaz de entender el comportamiento de los diferentes tipos de suelos que se encuentran en el Valle de México, donde gran parte el tipo de suelo que predomina son las arcillas siendo estas las que presentan un asentamiento mayor.

Como consecuencia y para fines del proyecto es importante conocer las características y propiedades mecánicas del subsuelo, para cimentar la edificación, teniendo como estudios realizados pruebas de campo y de laboratorio.

OBJETIVOS

El objetivo general de esta investigación es el:

Diseño de una cimentación compensada que sea capaz de soportar la presión que ejerce sobre el suelo, tomando en consideración la zona en la que se va a desplantar (zona de lago).

El estudio tiene los objetivos específicos:

- 1) Realizar las pruebas necesarias para clasificar y determinar las características del suelo con que se va a trabajar.
- 2) Determinar la expansión de fondo por excavación para un cajón de cimentación, utilizando la ley de Hooke.
- 3) Determinar el asentamiento inmediato para el cajón de cimentación, mediante la ley de Hooke.
- 4) Calcular el asentamiento diferido según la metodología del M.I. Deméneghi.
- 5) Calcular la capacidad de carga de falla y de servicio.

Al momento de utilizar las curvas de consolidación (prueba de odómetro), se esperan obtener valores confiables, que permitan calcular los asentamientos originados por el edificio, así lograr no superar los asentamientos permitidos.

El propósito de este trabajo es proporcionar a los interesados en el tema una metodología que les permita contar con una herramienta que facilite el entendimiento del diseño geotécnico de una cimentación compensada, al sustituir en su totalidad el peso del suelo por el peso de la estructura.

CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES GEOLOGICOS

1.1 Características geológicas y geotécnicas

Como resultado de los sondeos realizados históricamente se puede observar la compleja estratigrafía que comprende la zonificación del subsuelo. La exploración de éste, mediante el uso del cono eléctrico y el muestreo inalterado ha permitido la definición de perfiles más precisos y la realización de estudios eficientes y económicos principalmente en la zona de lago y transición.

Al respecto de estas zonas y en relación con las propiedades mecánicas de sus suelos, ocurre una constante disminución de la compresibilidad y un aumento de la resistencia al corte, estos fenómenos que acontecen en pocos años y aún en meses se presentan como consecuencia de lo siguiente:

- a) El bombeo profundo para el abastecimiento de agua potable.
- b) El efecto de sobrecarga de antiguos rellenos superficiales.
- c) El peso de las estructuras.
- d) El abatimiento del nivel freático por bombeo superficial.

Todo esto hace que la información sobre las propiedades mecánicas sea necesario actualizarse.

Todo lo anterior origina que la información sobre las propiedades mecánicas de los suelos deba ser actualizada constantemente, esto se logrará tomando como base el mejoramiento de las técnicas de campo, de laboratorio y de instrumentación, sobre todo en aquellos aspectos que se desarrollan a corto plazo que a continuación se enlistan:

- a. Definir la estratigrafía y propiedades mecánicas de la costra superficial.
- b. Mejorar la técnica del cono eléctrico.
- c. Reducir el remoldeo y fisuración de las muestras inalteradas de suelos blandos.
- d. Muestrear en seco los suelos de bajo contenido de agua.
- e. Disminuir el costo de la instrumentación de campo.

1.1.1 Generalidades

Para comprender la naturaleza geológica de los depósitos sobre los que se edifica la Ciudad de México, es necesario tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

1.1.2 Marco geológico

La cuenca de México está representada por los basaltos de la sierra de Chichinautzin, los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por arcillas lacustres y en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos,

arroyos, glaciares y volcanes (figura 1), el conjunto de rellenos contiene capas de cenizas y estratos de pómez, producto de las erupciones volcánicas durante el último medio millón de años (era Pleistoceno superior).

Derivado de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciales; hoy estos suelos se transforman en paleosuelos o tobas llevando el sello del clima donde fueron formados, siendo a veces amarillos, producto de ambiente fríos y otras veces cafés y hasta rojizos producto de ambientes moderados a subtropicales, sobre este complejo relleno ha crecido la Ciudad de México, Tenochtitlán.

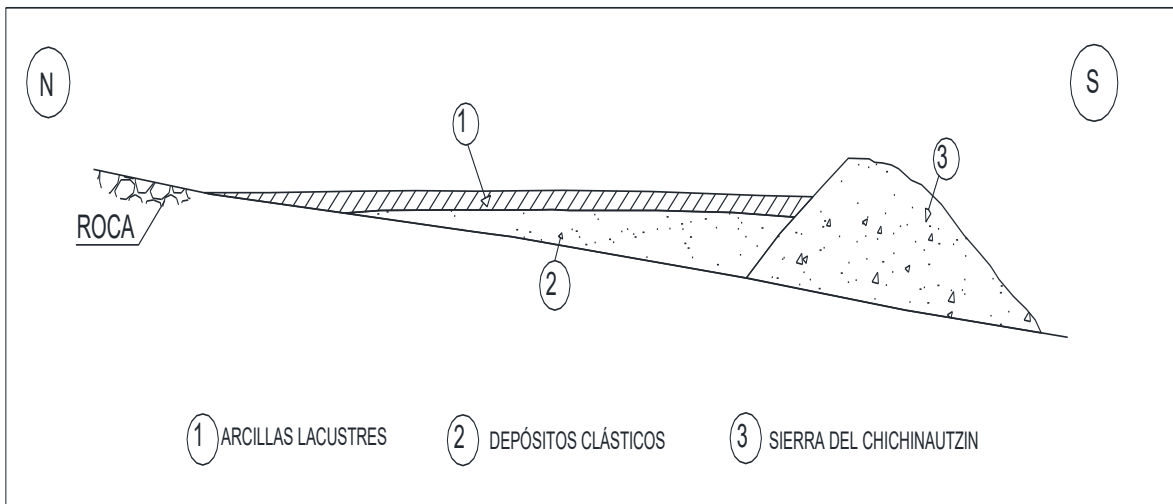


Figura 1 Esquema geológico general del Valle de México

El principal problema con el que se encontraron sus pobladores fue enfrentar las características difíciles del relleno central para llevar a cabo sus construcciones.

Hacia la primera mitad de este siglo, los edificios y obras se fueron desplantando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos de sedimentos transicionales (figura 2 y 3), sin embargo, no fue hasta la segunda mitad del siglo XXI que la urbe se ha extendido aún más subiendo a los extensos flancos occidentales de la cuenca espacio de volcanes de la sierra conocido como las Lomas, en la que sus depósitos clásticos difieren de los depósitos arcillosos superficiales.

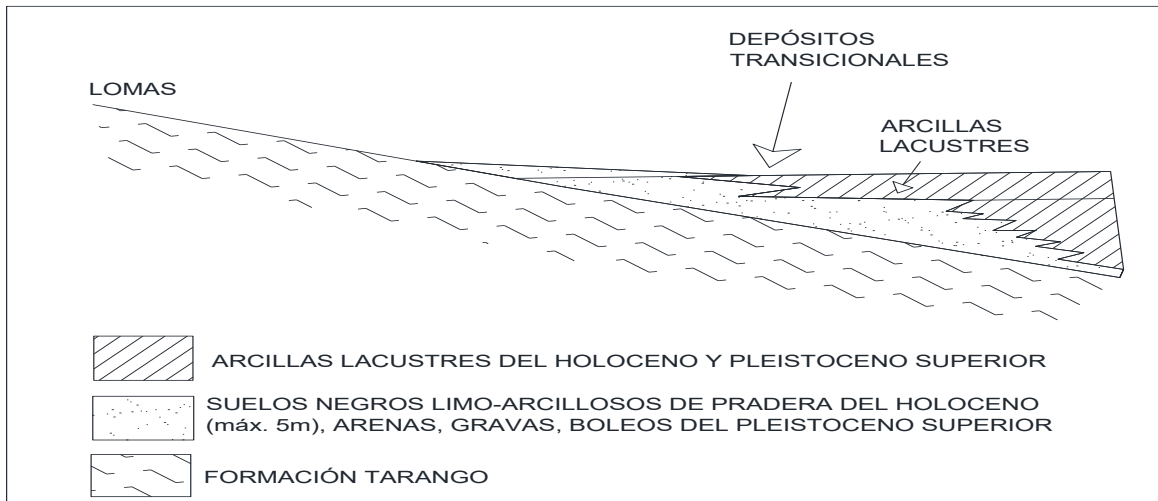


Figura 2 Esquema geológico general de la transición lomas-planicie de un "delta" aluvial

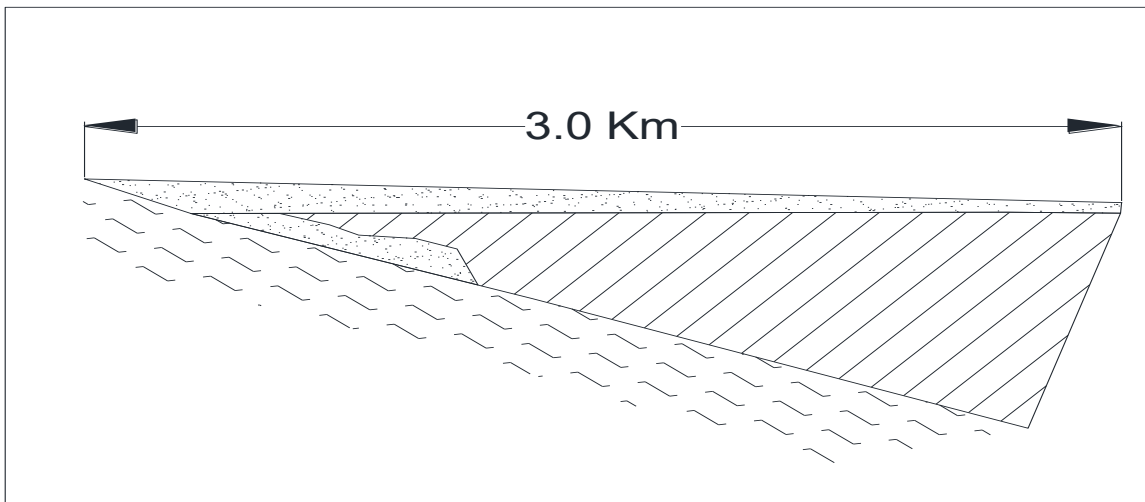


Figura 3 Esquema geológico general de la transición lomas-planicie fuera de un "delta" aluvial

1.1.3 Marco paleoclimático

El clima uniformemente cálido y desértico del Plioceno, cedió al clima cambiante del Pleistoceno, este cambio comenzó con ligeras oscilaciones de períodos calurosos a fríos, que se acentuaron hasta el inicio de las primeras glaciaciones., de lo anterior se derivó que la cuenca de México, desde su cierre en el sur por los basaltos de la sierra del Chichinautzin, haya pasado por dos períodos de glaciación conocidos como Illinois y Wisconsin y dos interglaciales, el Yarmouth y el Sangamon.

Hay que señalar que estas manifestaciones glaciales sobreyacen a secuencias de suelos rojos del tipo interglacial, que define a los fenómenos de origen glacial como pertenecientes a la tercera glaciación.

Uno de los productos típicos acompañado de la existencia de glaciares son los suelos eólicos, las llamadas brisas del valle y montaña, que se desarrollan hoy en día en la cuenca, se acentuaron principalmente durante los climas glaciales; en algún momento debido a los fuertes vientos acarrearón importantes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico alterado al Valle. Cuando este polvo llamado loess se precipitaba en el lago, se hidrataba fácilmente creando las conocidas arcillas lacustres del Valle; producto principal de la alteración físico-química de loess glacial.

1.1.4 Marco vulcanológico

Todo material contenido en los depósitos de la cuenca del Valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico.

De origen volcánico directo son: las lavas de los domos pliocénicos del cerro de Chapultepec y del cerro del Tepeyac, también las lavas, brechas tezontles y cenizas del Peñón del Marqués. Este complejo volcán con calderas múltiples, estuvo activo desde finales del Plioceno, produciendo en un lapso de dos a tres millones de años erupciones pumíticas de gran volumen.

De origen volcánico indirecto son: las acumulaciones de polvo eólico. Las regiones volcánicas de por sí abundan en detritos finos derivados de cenizas volcánicas. El viento levanta este polvo y lo transporta a veces a grandes distancias, si el viento los deposita en laderas durante períodos de clima frío, se transforma en suelos inmaduros que con el transcurso del tiempo se convierten en tobas amarillas que tanto abundan en las Lomas.

Por el contrario, si se depositan en un lago (por ejemplo, el lago de Texcoco), sus partículas se hidratan transformándose en arcillas, si se asientan durante un interglacial, cuando impera un clima relativamente caliente, se producen suelos con coloides, estos suelos con el tiempo se transforman en tobas rojizas arcillosas.

1.2 Estratigrafía general

En 1959, Marsal y Masari presentaron la primera zonificación de los suelos del Valle de México, cuya estratigrafía se ha ido actualizando abarcando áreas que incluyen el crecimiento de la ciudad con datos de diferentes proyectos. Mismo plano que se incorporó a las Normas Técnicas para el Diseño de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal entró en vigor en octubre del 2004. La Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR) con el fin de proporcionar una zonificación geotécnica más detallada, propuso un plano como se muestra en la figura 4, la cual representa una recopilación actualizada hasta el año 1987 con datos derivados de un buen número de sondeos de cono eléctrico que precisan mejor las ubicaciones de las zonas consolidadas de las arcillas del lago.

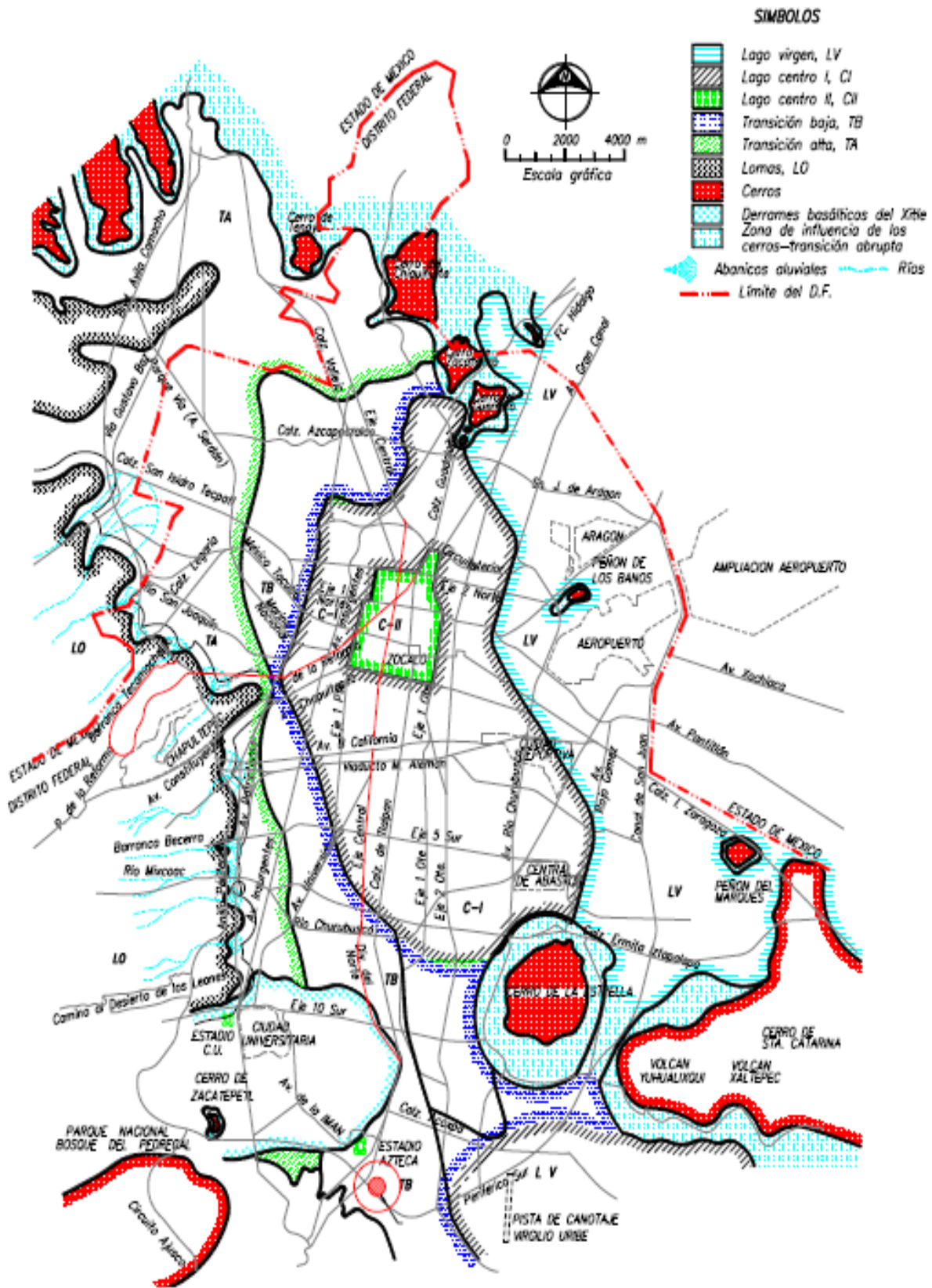


Figura 4 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México (Santoyo y otros, 2005)

1.3 Depósitos de lago

Los depósitos de la planicie del Valle de México se conocen como depósitos del lago, que únicamente es válido en ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propicien la existencia de un lago.

La formación de un lago se encontraba dominada por el factor de equilibrio entre la temperatura ambiental, es decir, si el clima se enfriaba, se formaba un lago; si se calentaba, el lago disminuía y hasta desaparecía, dando como resultado transgresiones y regresiones lacustres, así como la depositación de arcillas o formación de suelos.

1.3.1 Proceso de formación de los suelos

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y de alteración fisicoquímica de los materiales eólicos, aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, el proceso sufrió largas interrupciones durante los períodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar, las cuales fueron provocadas por la actividad volcánica, que cubrió toda la cuenca con mantos de arenas basálticas y pumíticas; eventualmente, en los períodos de sequía ocurría también una erupción volcánica que formaba costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

Este proceso formó estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos y arcillas arenosas, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas producto de las emisiones volcánicas. Debido a la deshidratación solar, los espesores de las costras alcanzan su mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden importancia y aún llegan a desaparecer al centro del mismo. Este proceso se observa en el vaso del antiguo lago de Texcoco, con escasos y breves períodos de sequía, que dependiendo de la localización e historia de cargas de la zona, se puede dividir en tres subzonas.

1.3.1.1 *Lago virgen*

Corresponde al oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo, el reciente desarrollo de esta zona de la ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo.

1.3.1.2 *Lago centro I*

Está asociada al sector no colonial de ciudad, que se desarrolló a partir de principios de este siglo y ha estado sujeto a sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta subzona representan condición intermedia entre el lago virgen y el lago centro II.

1.3.1.3 *Lago centro II*

Esta subzona corresponde con la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable, provocando las siguientes condiciones extremas:

- a. Arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas.
- b. Arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos períodos de tiempo.
- c. Arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Asimismo, el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad se refleja en aumento general de la resistencia de los estratos de arcilla por efecto de la consolidación inducida.

1.3.2 Evolución de las propiedades mecánicas

1.3.2.1 *Consolidación natural*

El proceso de formación de los suelos implicó que se consolidaran bajo su propio peso, excepto en las costras duras, que se preconsolidaron fuertemente por deshidratación o secado solar y que en su parte inferior formaron una zona ligeramente preconsolidada. Considerando que la masa de suelo predominante era muy blanda y normalmente consolidada, la variación de su resistencia al corte con la profundidad debió ser lineal y seguramente muy similar en cualquier punto del lago. Es factible que en el lago de Texcoco, que prácticamente no sufrió etapas de sequía, y donde el contenido salino de sus aguas era más alto, las arcillas fueran más blandas y compresibles que en el resto de la cuenca.

1.3.2.2 *Consolidación inducida*

El desarrollo urbano en la zona lacustre de la cuenca de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación en el que se distinguen los siguientes factores:

- La colocación de rellenos desde la época precortesiana, necesarias para la construcción de viviendas.
- La apertura de tajos y túneles para drenaje de aguas pluviales y negras, provocó el abatimiento del nivel freático, lo que incrementó el espesor de la costra superficial y consolidó la parte superior de la masa arcillosa.
- La extracción de agua del subsuelo, ha venido consolidando a las arcillas, desde los estratos profundos a los superficiales.
- La construcción de estructuras.

1.3.2.3 *Resistencia al corte*

La resistencia cortante de una masa de suelo es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él. Los ingenieros deben entender la naturaleza de la resistencia cortante para analizar los problemas de la estabilidad del suelo.

Mohr (1900) presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales. Esta teoría afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no solo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien de un esfuerzo máximo cortante sobre un plano de falla.

1.3.3 Características estratigráficas

1.3.3.1 *Costra superficial (CS)*

Estrato integrado por tres substratos, con materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo:

- Relleno artificial (RA). Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico, cuyo espesor varía entre 1 y 7 m.
- Suelo blando (SB). Serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalados.
- Costra seca (CS). Se formó como consecuencia de un abatimiento del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares.

1.3.3.2 *Serie arcillosa lacustre superior*

La estratigrafía de lago se encuentra entre la superficie y la llamada Capa Dura, es muy uniforme y se pueden identificar cuatro estratos principales de acuerdo a su origen geológico y a los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y bombeo profundo, contiene lentes duros considerados estratos secundarios, y tiene un espesor entre 25 y 50 m aproximadamente.

Características de los estratos que integran esta serie arcillosa:

- Arcillas preconsolidadas superficiales (PCS). Las sobrecargas y rellenos provocaron un proceso de consolidación que transformó a los suelos normalmente consolidados, localizados por debajo de la costra superficial CS, en arcillas preconsolidadas.
- Arcillas normalmente consolidadas (NC). Se localiza por debajo de la profundidad hasta la que afectan las sobrecargas y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo, éstos suelos se han identificado normalmente consolidados para las sobrecargas actuales porque aún estas arcillas han sufrido un proceso de consolidación a partir de su consolidación inicial.

- Arcillas preconsolidadas profundas (PCP). El bombeo ha generado un fenómeno de consolidación en las arcillas profundas, más significativo que en las superficiales.
- Lentes duros (LD). Los estratos de arcilla están interrumpidos por lentes duros como son costras de secado solar, arena o vidrio volcánicos; estos lentes se utilizan como marcadores de la estratigrafía.

1.3.3.3 *Capa dura*

Es un depósito heterogéneo en el que predomina material limo arenoso con lentes de arcilla y ocasionales gravas, tiene una cementación muy variable en la zona central del lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar a unos 5 m en lo que fueron orillas del lago. Este estrato se desarrolló en el período interglacial Sangamon, que se caracterizó por ser un período de sequía y calor.

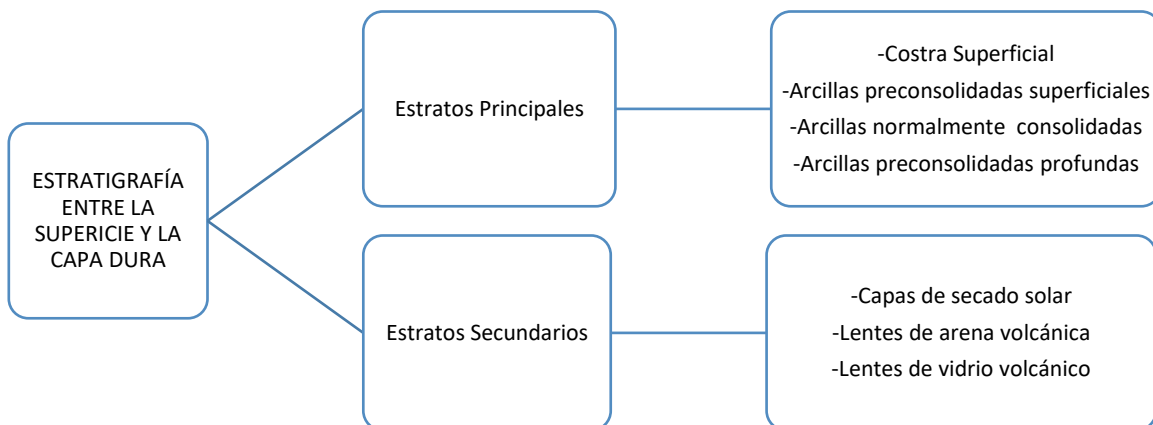
1.3.3.4 *Serie arcillosa lacustre inferior*

Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, el espesor de este estrato es de unos 15 m al centro del lago.

1.3.3.5 *Depósitos profundos*

Es una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio; la parte superior de estos depósitos, de uno a 5 m, está más endurecida, abajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

En el siguiente diagrama se puede observar el orden de la estratigrafía arriba mencionada.



Teniendo claros los conceptos geológicos y litológicos que se han abordado anteriormente es relativamente sencillo interpretar los depósitos lacustres, para

identificar que el clima de la cuenca de México ha sido resultado directo de los cambios producidos por estos factores, y que a su vez se pueden apreciar en la secuencia estratigráfica de los depósitos del lago.

En la figura 5 se muestra de forma sintética la interpretación de dicha estratigrafía.

1.4 Depósitos de transición

Los depósitos de transición forman una franja comprendida entre las zonas que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean el Valle (lomas) y de los volcanes que sobresalen en la zona de lago. Estos materiales arcillosos en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago estos depósitos lacustres van cambiando a medida que se acercan al pie de Las Lomas; lo que ocurre es que entre las arcillas lacustres van intercalándose capas de suelos limosos, cuerpos de arena fluviales y, en ciertos casos, en la desembocadura de arroyos y ríos, importantes depósitos de gravas y boleos, las aportaciones fluviales de las lomas, se deposita especialmente en el quiebre morfológico lomas-planicie (figura 6).

De esta manera se generaron dos tipos de transiciones: interestratificada y abrupta. En el caso de los clásticos fluviales y aluviales se acumulaban consecuentemente y se interestratificaban localmente con la serie arcillosa lacustre, superior puede decirse que las características estratigráficas de la parte superior de la transición son similares a la subzona de lago centro I o centro II, debido a las siguientes características:

- a. La costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme.
- b. Los materiales compresibles se extienden a profundidades máximas de orden de 20 m.
- c. Existe interestratificación de arcillas y suelos limoarenosos.
- d. Se presentan mantos colgados.

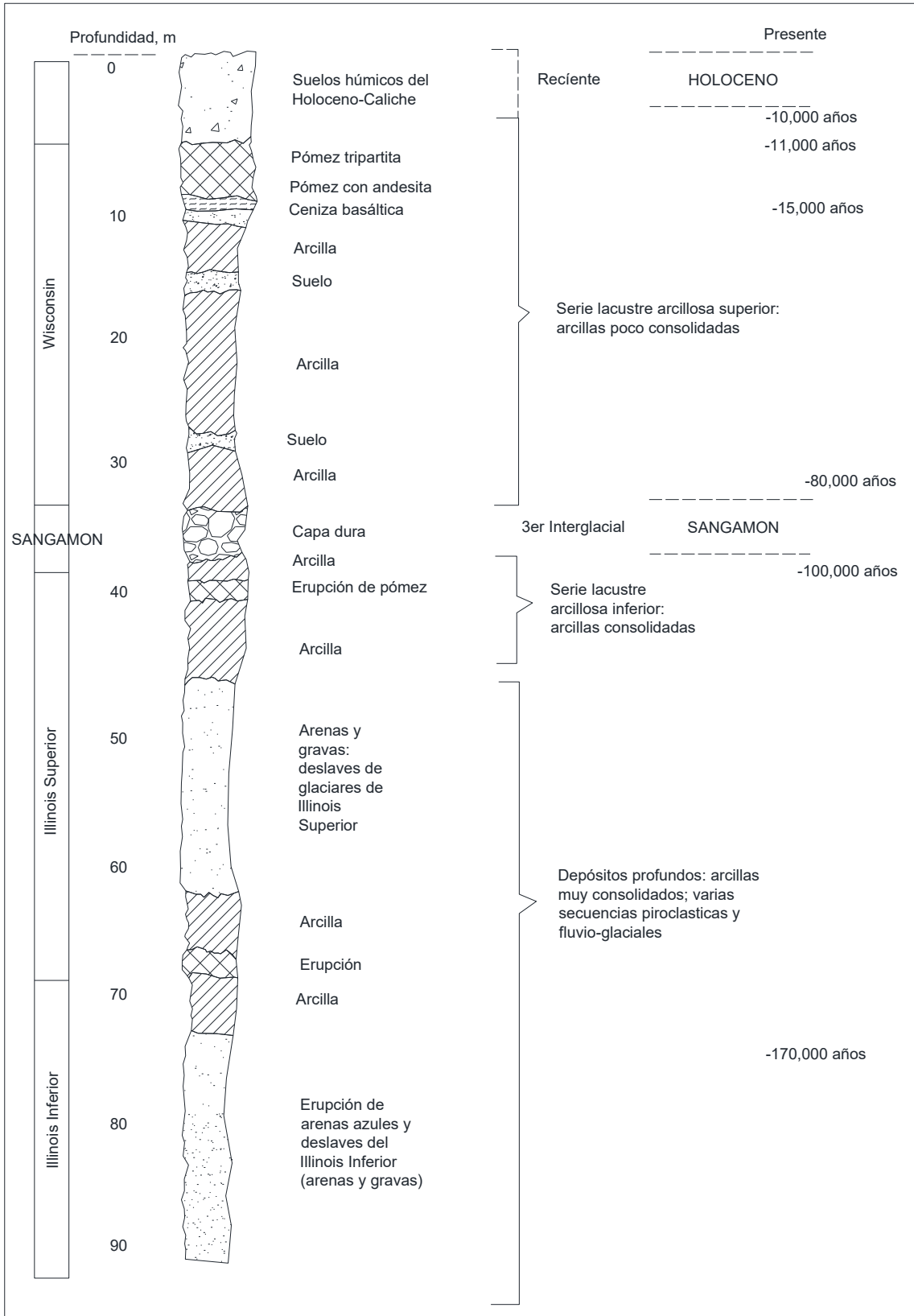


Figura 5 Estratigrafía de la planicie lacustre

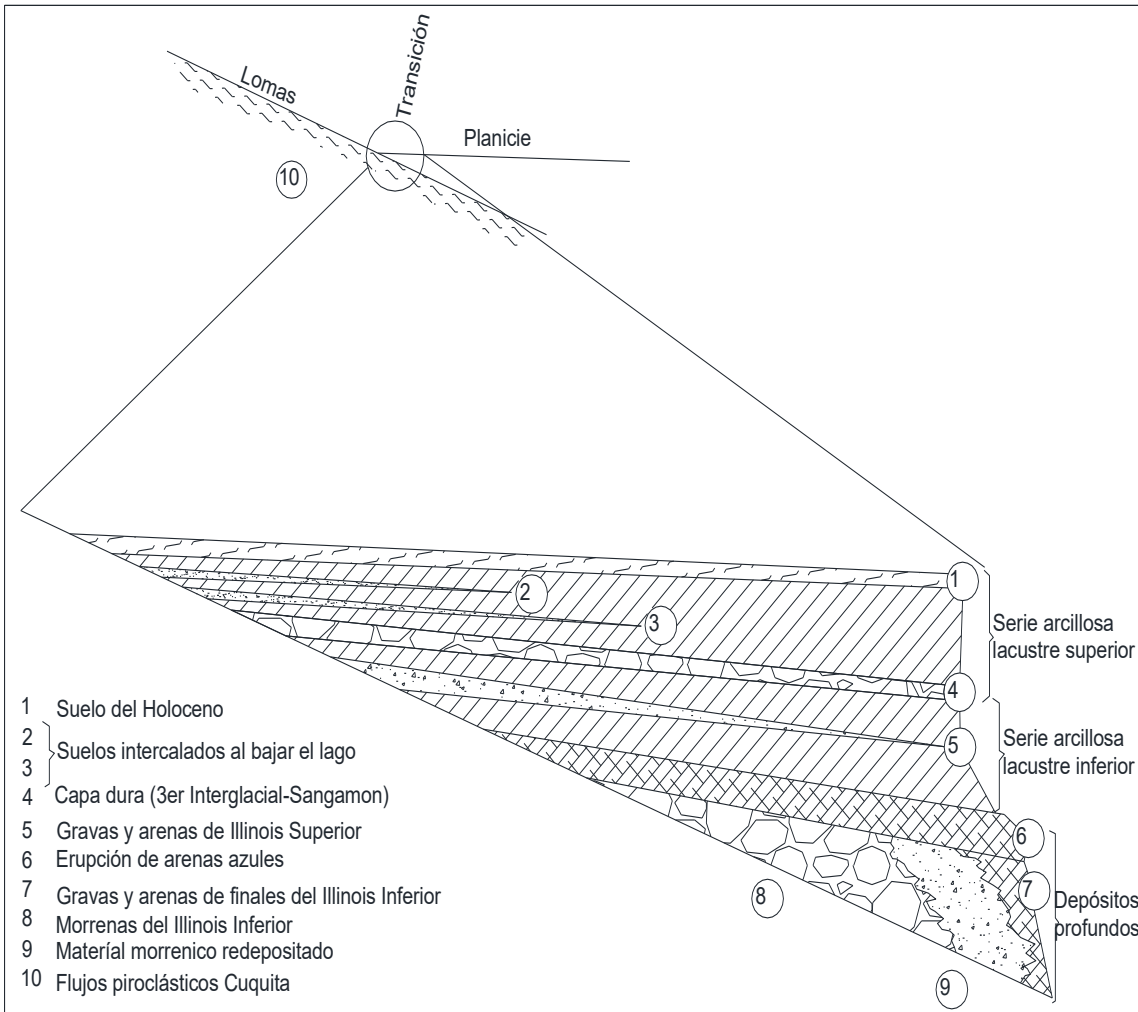


Figura 6 Estratigrafía de la zona de transición

1.4.1 Condición interestratificada del poniente

Se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas, donde se acumularon los acarrees fluviales que descendieron de las lomas a la planicie y se extendieron hasta la arcilla del antiguo lago Texcoco, formando intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas de río.

Esta transición se puede dividir en dos subzonas, en función de su cercanía a la zona de las Lomas y sobre todo al espesor de los suelos relativamente blandos, el proceso de formación de estos, varía según el clima prevaleciente en cada época geológica (figura 7).

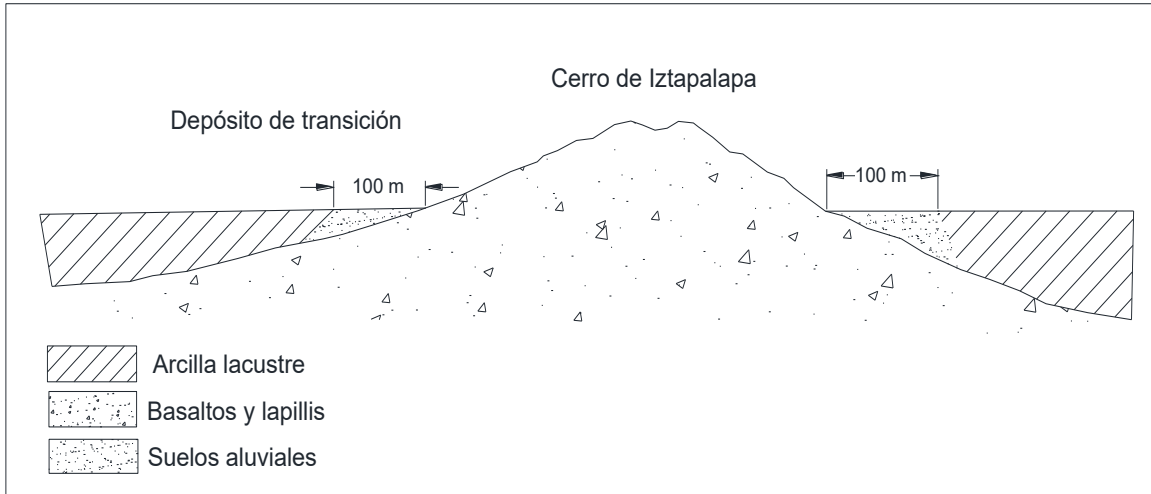


Figura 7 Transición interestratificada angosta

1.4.1.1 Transición alta

Subzona de transición más próxima a las Lomas, presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales, bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de las Lomas.

1.4.1.2 Transición baja

Corresponde a la transición vecina a la zona de Lago; aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limoarenosos de origen aluvial que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago.

1.4.2 Condición abrupta cercana a los cerros

Esta condición se identifica en el contacto entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen de dicho relleno a manera de islotes; en este caso, los depósitos aluviales al pie de los cerros son prácticamente nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca (figura 8).

La estratigrafía típica de estas zonas está integrada por la serie arcillosa lacustre interrumpida por numerosos lentes duros de los materiales erosionados de los cerros vecinos.

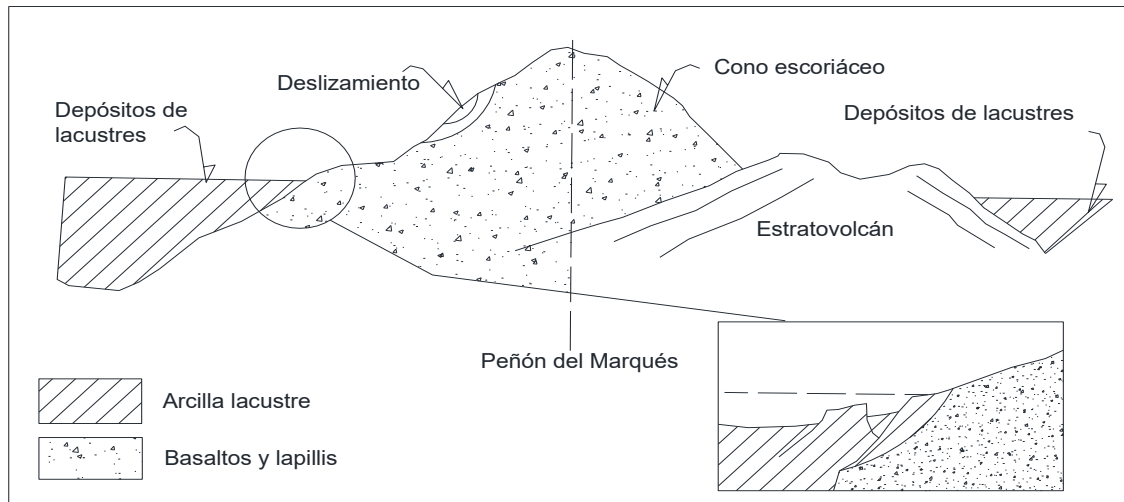


Figura 8 Transición abrupta de islote a depósitos lacustres, fallas y fosas por gravedad

En estas zonas donde la consolidación de los suelos está muy avanzada, se desarrollan fisuras superficiales que profundizan hasta más de 20 m.

1.5 Depósitos de las lomas

La zona de las Lomas está formada por las serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al suroeste; en las sierras predominan tobos compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Por su parte, en la zona del Pedregal (Xitle), los basaltos sobreyacen a las tobos y depósitos fluvio-glaciales y glaciales más antiguos.

1.5.1 Zona poniente

1.5.1.1 Sierra de las cruces

Se formó a partir del Plioceno Superior hasta el Pleistoceno Superior (Sangamon). Varios volcanes andesítico-dacíticos componen esta sierra, los cuales se caracterizan por la acumulación de materiales piroclásticos producidos en períodos de actividad explosiva; subsecuentemente estos fueron retransportados por agua, aire y hielo.

Producto de las erupciones y durante la formación de las Lomas se pueden observar los siguientes elementos litológicos.

- Horizontes de cenizas volcánicas.
- Capas de erupciones pumíticas. Correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia, depositados como lluvia en estratos de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter.

- Flujos piroclásticos (nuées). De grandes volúmenes de grava, bloques y arena (arenas azules, arenas rosas, cuquita).
- Lahares calientes. Correspondientes a corrientes impulsadas por gases y agua condensada, están asociadas a erupciones de flujos piroclásticos.
- Lahares fríos. Son acumulaciones de material piroclástico arrastrado en corrientes lubricadas por agua de lluvias torrenciales.
- Avalanchas ardientes.
- Depósitos glaciales.
- Depósitos fluvioglaciales. Producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glaciar.
- Depósitos fluviales. Correlacionables con la formación clástica aluvial del relleno de la Cuenca de México.
- Suelos. Producto de la alteración de las distintas unidades litológicas, de cenizas y acumulaciones de polvo eólico. Son de color rojo cuando están asociados a climas húmedos calientes, de color amarillo y subdesarrollados cuando son producto de climas áridos y fríos.

Todos estos materiales presentan condiciones irregulares de compacidad y cementación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona.

Tobas y lahares fracturados. Estos materiales pueden presentar fracturas en direcciones concurrentes que generen bloques potencialmente inestables, estos bloques pueden activarse bajo la acción de un sismo o por efecto de la alteración de las superficies de fracturamiento, al estar sometidos a un humedecimiento producto de la infiltración de escurrimientos no controlados.

Depósitos de arenas pumíticas y lahares de arenas azules. Estos suelos están en estado semicompacto y se mantienen en taludes verticales debido principalmente a la cohesión aparente generada por la tensión superficial asociada a su bajo contenido de agua; por tanto, el humedecimiento o secado de estos materiales puede provocar la falla de los cortes.

Lahares poco compactados y depósitos glaciales y fluvioglaciales. Depósitos que presentan una compacidad y cementación muy errática, por lo que la erosión de origen eólico y fluvial tiende a generar depósitos de talud crecientes, que sólo detienen su avance cuando alcanzan el ángulo de reposo del suelo granular en estado suelto.

Los principales agentes de activación son el agua y el viento, por lo tanto, es necesario proteger estos materiales contra un intemperismo prolongado.

1.5.1.2 *Pedregal del Xitle*

Del cerro del Xitle descendió una extensa colada de lavas basálticas; sus numerosos flujos cubrieron las Lomas al pie del volcán avanzando hasta la planicie

lacustre. Las lavas descendieron sepultando dos valles antiguos; uno en el sur y otro en el norte.

Por otra parte, también puede asegurarse que antes de que las lavas del Xitle cubrieran el sitio, este valle fue inundado por otras coladas lávicas que presentan discontinuidades como fracturas y cavernas. La estabilización de excavación en estos basaltos debe de analizarse en función de los planos principales de fracturamiento y no de resistencia intrínseca de la roca; en la figura 9 se ilustra la estratigrafía descrita.

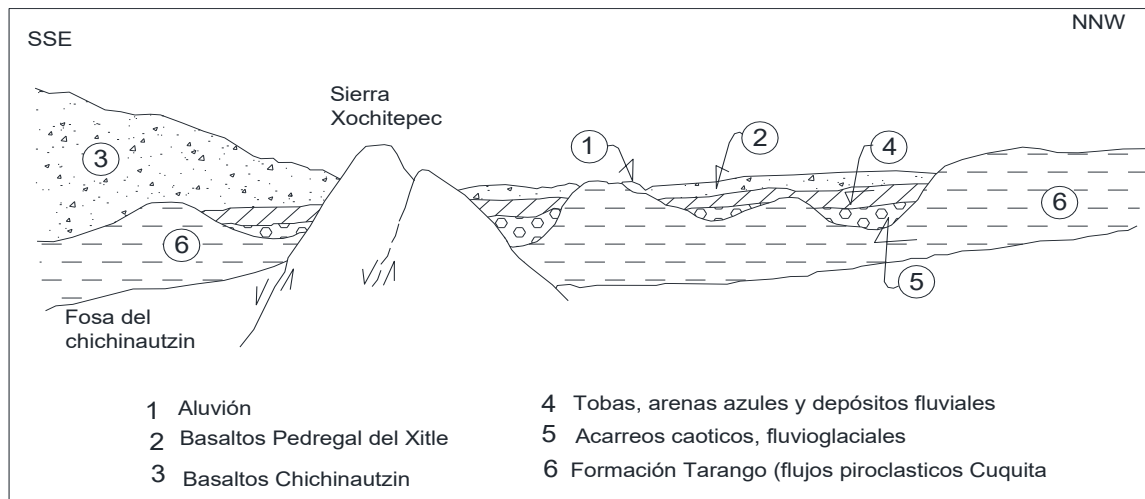


Figura 9 Sección Chichinautzin-lomas cortando el pedregal de San Miguel

Los accidentes que se observan en las coladas de basalto son principalmente fracturas que pueden formar bloques independientes y desarrollar un mecanismo de falla:

- Burbujas grandes o pequeñas; las primeras son cavidades por sí solas, mientras que las segundas constituyen zonas porosas débiles.
- Vacíos entre coladas; son cavidades lenticulares.

1.5.2 Zona norte

Región que corresponde a la sierra de Guadalupe, se integra principalmente por rocas volcánicas dacíticas y andesíticas en forma de conjunto de elevaciones dómicas que se extienden desde el sureste hasta al noroeste.

El tectonismo que ha regido el vulcanismo de la sierra de Guadalupe se remonta al Plioceno Superior y consiste en fracturas y fallas dirigidas al este-sureste.

Una característica de la sierra de Guadalupe son los depósitos de tobas amarillas que cubren los pies de las elevaciones en forma de abanicos aluviales. Estas tobas se conforman de estratos de vidrio pumítico fino a grueso y son producto de las

erupciones violentas que generaron la sierra durante el Plioceno superior y Pleistoceno.

En la secuencia estratigráfica de las Lomas se identifican los siguientes fenómenos geológicos:

- La erosión.- Subsecuente de estos depósitos, formándose profundas barrancas.
- El depósito.- Barrancas de Morrenas.
- El relleno.- Parcial de esas barrancas con los productos clásicos de nuevas erupciones (flujos piroclásticos rosas y azules).

Las anteriores unidades quedan separadas unas de otras por suelos rojos, amarillos o cafés, según el clima que rigió después de su desplazamiento, en la figura 10 se muestra esa estratigrafía que se extiende sobre un lapso que cubre el último medio millón de años.

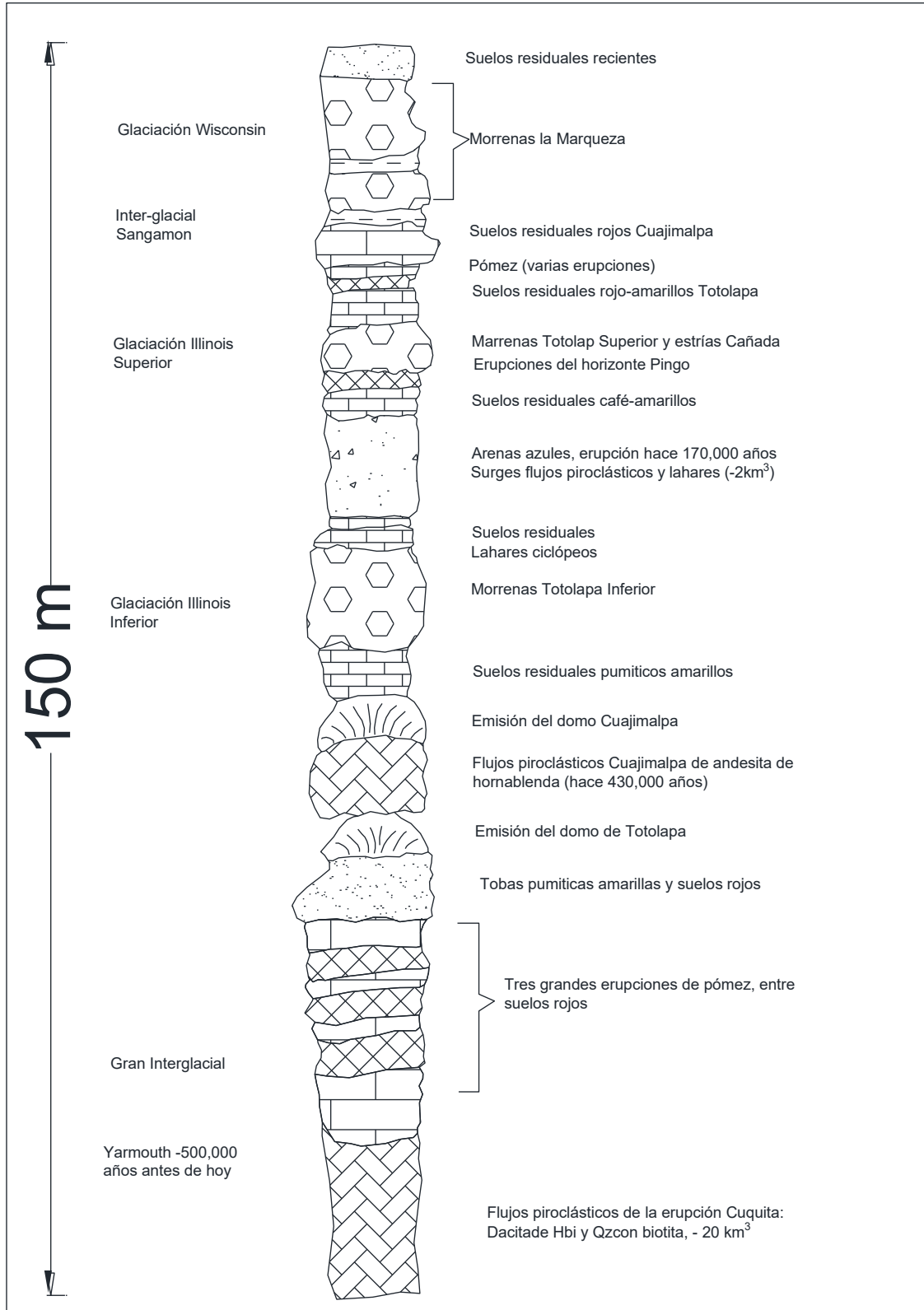


Figura 10 Estratigrafía de las lomas

CAPÍTULO 2: ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO

2.1 Principales tipos de suelos

Los materiales que constituyen la corteza terrestre son de dos categorías, el suelo y la roca. El suelo es un agregado natural de granos minerales que pueden ser separados por medios mecánicos tan suaves como la agitación en el agua, por otro lado, la Roca es un agregado natural de minerales conectados por fuerzas cohesivas fuertes y permanentes.

Sobre el origen, los suelos se pueden dividir en dos grandes grupos, los cuales consisten principalmente en los resultados del intemperismo químico o de la alteración física de la roca, y los que son principalmente de origen orgánico. Si los productos de la erosión de la roca se encuentran todavía en el lugar de origen, constituyen un suelo residual.

La profundidad de los suelos residuales depende primordialmente de las condiciones del clima y del tiempo de exhibición. En algunas áreas, la profundidad equivale a cientos de metros. En las zonas templadas los suelos residuales suelen ser rígidos y estables. Muchos depósitos de tierra transportada son sueltos y suaves a una profundidad de cientos de pies. Por lo tanto, las dificultades con cimentaciones y otro tipo de construcción se asocian casi exclusivamente con el suelo transportado.

Los suelos de origen orgánico son formados principalmente in situ, ya sea por el crecimiento y la posterior descomposición de plantas tales como musgos de turba, o por la acumulación de fragmentos de los esqueletos inorgánicos o conchas de organismos. Por lo tanto, un suelo de origen orgánico puede ser orgánico o inorgánico. El término suelo orgánico se refiere ordinariamente a un suelo transportado que consiste en los productos de la erosión de la roca con una materia más o menos vegetal.

La arena y la grava son agregados no cohesivos de fragmentos subangulares o angulares redondeados de rocas o minerales más o menos inalterados, partículas con un tamaño de 1/8 pulgadas son referenciados a las arenas, y otras con un tamaño entre 6 o 8 pulgadas son igual que una grava. Y fragmentos mayores a 8 pulgadas se conocen como un peñasco.

El limo inorgánico es un suelo de grano fino con poca o nada de plasticidad. Las variedades menos plásticas consisten generalmente en granos de cuarzo más o menos equidimensionales y se llaman a veces roca erosionadas, mientras que la mayoría de los tipos de plástico contienen un porcentaje apreciable de partículas en forma de copos y se refieren como limo plástico. Porque de su textura suave, el suelo inorgánico es a menudo confundido con la arcilla, pero se puede distinguir fácilmente de la arcilla sin la prueba de laboratorio.

El limo orgánico es un suelo de grano fino más o menos plástico con una mezcla de partículas finamente divididas de materia orgánica. conchas y fragmentos visibles de materia vegetal en descomposición en parte también pueden presentar. La permeabilidad del limo orgánico es muy baja y su compresibilidad es muy alta.

La arcilla es un agregado de partículas microscópicas derivadas de la descomposición química de la roca. La arcilla es plástica dentro de una amplia gama de contenido de agua. Las muestras secas son muy duras, y no se puede descomponer con el roce de la superficie de los dedos. La permeabilidad de la arcilla es extremadamente baja. A mayor contenido de agua visiblemente es pegajosa.

La arcilla orgánica sus propiedades físicas se presentan en presencia de materia orgánica finamente dividida. Cuando la arcilla orgánica está saturada es probable que sea muy compresible, pero cuando se seca la resistencia es muy alta. Por lo general es de color gris oscuro o de color negro, y su olor puede ser percibido.

La turba es un agregado poco fibroso de fragmentos macroscópicos y microscópicos de materia vegetal en descomposición. La turba tiene un rango de color entre marrón claro y negro. La turba es tan compresible que es totalmente inadecuada para soportar cimentaciones o terraplenes de tierra.

La toba es un agregado de grano fino o un conjunto de pequeños fragmentos de minerales o rocas expulsados de los volcanes durante las explosiones.

Las propiedades agregadas de la arena y la grava se describen cualitativamente por los términos suelto, medio y denso, mientras que los de las arcillas se describen por duro, rígido, medio y blando. Estos términos suelen ser evaluados por la facilidad o dificultad de avanzar las herramientas de perforación y muestreo y de la consistencia de las muestras. Un registro del color de los diferentes estratos encontrados reduce el riesgo de errores en la correlación de los registros de perforación.

Bajo ciertas formaciones geológicas, suelos que se caracterizan por una o más características sorprendentes o inusuales tales como una estructura de origen de cavidad o una estratificación visible y regular. Debido a estas características, tales suelos pueden ser fácilmente reconocidos en el campo.

Hasta en un depósito glacial no estratificado de arcilla, limo, arena, grava y rocas. Cubre parte de la superficie de roca en aquellas regiones que fueron glaciadas durante la era glacial.

2.2 Exploración de campo

Las investigaciones de ensayos in situ es la parte esencial teniendo una gran importancia en los estudios geológico-geotécnicos necesarios para la determinación de las propiedades geotécnicas de los materiales. A partir de ellos se miden los

parámetros que determinan las condiciones y el comportamiento geomecánico del terreno, como la resistencia, la deformabilidad, permeabilidad, etc., en donde se realiza el proyecto y construcción de una obra de ingeniería.

La principal ventaja de la exploración y de los ensayos in situ es que son más representativos que los ensayos de laboratorio con respecto a las condiciones del terreno en el que se va a construir la obra o estructura, al involucrar un volumen considerablemente mayor de material y estar éste en condiciones naturales.

Por lo tanto, para determinar las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo para el proyecto de la cimentación se realizaron distintos sondeos para extraer muestras del suelo.

2.2.1 Sondeos geotécnicos

Los sondeos geotécnicos se caracterizan por su pequeño diámetro y por la ligereza, versatilidad y fácil desplazamiento de las maquinas. Estas pruebas pueden alcanzar una profundidad de unos 150 m, a partir de la cual los equipos son más pesados. Permiten atravesar cualquier tipo de material, así como extraer testigos y efectuar ensayos en su interior. Los procedimientos de perforación dependen de la naturaleza del terreno y del tipo de muestreo y testificación que se vaya a realizar.

2.2.2 Ensayo pozo a cielo abierto

Las calicatas, zanjas, pozos, etc., consisten en excavaciones realizadas mediante medios mecánicos convencionales, que permiten la observación directa del terreno a cierta profundidad, así como la toma de muestras y la realización de ensayos in situ (Figura 11).

Tienen la ventaja de que permiten acceder directamente al terreno, pudiéndose observar las variaciones biológicas, estructura, discontinuidades, etc., así como tomar muestras de gran tamaño para la realización de ensayos y análisis.

Las calicatas son uno de los métodos más empleados en el reconocimiento superficial del terreno, y dado su bajo costo y rapidez de realización, constituyen un elemento habitual en cualquier tipo de investigación in situ. Sin embargo, cuentan con las siguientes limitaciones:

- La profundidad no suele exceder de 4 m.
- La presencia de agua limita su utilidad.
- El terreno debe poderse excavar con medios mecánicos.
- Para su ejecución es imprescindible cumplir las normas de seguridad frente a derrumbes de las paredes, así como cerciorarse de la ausencia de instalaciones, conducciones, cables, etc.



Figura 11 Observación de suelos en pozo a cielo abierto

2.2.3 Ensayo de penetración estándar (SPT)

Este ensayo de penetración se realiza en el interior de sondeos durante la perforación. Permite obtener un valor N de resistencia a la penetración que puede ser correlacionado con parámetros geotécnicos como la densidad relativa, el ángulo de rozamiento, la carga admisible y los asentos en los suelos granulares. En el ensayo también se obtiene una muestra alterada, para realizar ensayos de identificación en laboratorio.

El ensayo SPT puede ejecutarse prácticamente en todo tipo de suelos, incluso en roca muy alterada, aunque es en los suelos granulares donde se realiza preferentemente; la dificultad de obtener muestras inalteradas en este tipo de suelos añade relevancia al SPT.

La frecuencia habitual para la realización del SPT a lo largo del sondeo es de un ensayo cada 2 a 5 m, o incluso mayor, en función de las características del terreno.

El procedimiento a seguir consiste en limpiar cuidadosamente la perforación al llegar a la cota deseada para el ensayo, tanto las paredes como el fondo, retirando la batería de perforación e instalando en su lugar un tomamuestras de dimensiones estándar. El tomamuestras consta de tres elementos: zapata, tubo bipartido y cabeza de acoplamiento con el varillaje. Este se debe hincar en el terreno 60 cm, contando el número de golpes necesarios para hincar tramos de 15 cm. El golpeo para la hincada se realiza con una maza de 63,5 kg cayendo libremente desde una altura de 76 cm sobre una cabeza de golpeo o yunque (Figura 12). La lectura del golpeo del primero y último tramo no se debe tener en cuenta, por la alteración del suelo o derrumbes de las paredes del sondeo en el primer caso, y por posible sobrecompactación en el segundo. La suma de los valores de golpeo de los dos

tramos centrales de 15 cm es el valor N, denominado también resistencia a la penetración estándar. En ocasiones, dada la alta resistencia del terreno, no se consigue el avance del tomamuestras. En estos casos, el ensayo se suspende cuando se exceden 100 golpes para avanzar un tramo de 15 cm, y se considera rechazo.



Figura 12 Perforación con penetrómetro estándar

El resultado de los ensayos SPT puede verse afectado por factores como:

- Preparación y calidad del sondeo: limpieza y estabilidad de las paredes de la perforación.
- Longitud del varillaje y diámetro del sondeo: condicionan el peso del elemento a hincar y la fricción con las paredes del sondeo.
- Dispositivo de golpeo: puede ser manual o automático, existiendo diferencias notables entre los resultados de ambos. Deben emplearse dispositivos automáticos, pues garantizan la aplicación de la misma energía de impacto en todos los casos.

2.2.4 Ensayo de tubo Shelby

Es un tubo fabricado de acero sin costuras y su objetivo es la toma de muestras de suelo “in situ”, con este sistema se pueden obtener muestras de arcilla o de suelos, prácticamente inalteradas. Posee una rosca de conexión hembra en la cabeza que se incorpora a una válvula de bola para controlar el vacío. El tubo de pared se encuentra unido a la cabeza con tres tornillos. En la parte de la cabeza se encuentra instalado un escalón para que el tubo se asiente firmemente sobre el suelo, de manera que se aplique de forma uniforme la fuerza necesaria de empuje (ver figura 13).

En el momento de muestrear, el tubo debe ser hincado en el suelo con gran fuerza y de forma constante hasta alcanzar el punto de rechazo o hasta que se encuentre lleno. Una vez que se ha obtenido la muestra, el tubo de pared delgada es desconectado de la cabeza. Para utilizarlo o para realizar muestras futuras, en ambos extremos del tubo se colocan tapas herméticas para no perder parte de la muestra.

Los tubos de pared delgada son de un diámetro exterior de 2 a 3 pulgadas y poseen un extremo afilado. Cuando se trata de investigar suelos profundos se une a barras perforadoras que se ensamblan al tubo Shelby, una vez obtenida se envía al laboratorio para su análisis; algunos estudios realizados pueden ser:

- Estratigrafía del sitio.
- Análisis del estrato que forma un suelo para su clasificación geotécnica.
- Resistencia a la permeabilidad, compresibilidad y el esfuerzo de los estratos que forman el suelo.
- Análisis de la consistencia o capacidad relativa de algún tipo de estrato.



Figura 13 Perforación con tubo Shelby

2.2.5 Muestras geotécnicas

Las muestras geotécnicas se toman tanto en sondeos como en calicatas u otro tipo de excavaciones, con el fin de obtener testigos representativos de las características y propiedades del terreno para efectuar ensayos de laboratorio. Los tipos de muestras son los siguientes:

2.2.6 Muestras inalteradas

Son las que no sufren alteraciones en su estructura ni en su contenido en humedad. En sondeos se extraen mediante tomamuestras adecuados, y en calicatas o excavaciones, mediante el tallado de muestras en bloque o la hincas de tubos por presión o golpeo. La obtención de este tipo de muestras es necesaria para ensayos de resistencia, deformabilidad, permeabilidad y fabrica de los suelos.

2.2.7 Muestras alteradas

Son muestras que sufren modificaciones en su estructura y en su contenido de humedad, pero conservan su composición mineralógica. Las muestras alteradas se obtienen habitualmente en calicatas y excavaciones. Permiten la realización de ensayos de laboratorio en suelos de identificación, compactación, etc.

2.3 Pruebas de laboratorio

En general, en las obras de ingeniería en sentido amplio, es necesario conocer las condiciones geológicas del terreno donde se realizará la obra, tanto si se utiliza como soporte como si se trabaja dentro de él. Cuando el agua está presente en el terreno, normalmente se agravan los problemas, tanto por el hecho de la existencia de agua como por la circunstancia de que esta pueda circular. El agua que se mueve, si su desplazamiento no se ha previsto y controlado, provoca problemas en las obras: fugas, erosiones, disoluciones, cambios de volumen, subpresiones, etc.

En casi todos los casos se trata de eliminar o desviar un exceso de agua que hace difícil o impide el trabajo en condiciones normales, o que cambia las características del terreno haciéndolo inapropiado para la ejecución de la obra proyectada.

Al tratar de los métodos que se emplean en la práctica para la resolución de estos problemas, es de importancia hacer uso de las pruebas de laboratorio los más fiables para la obtención de las propiedades y parámetros del suelo y subsuelo a distintas profundidades, sabiendo que estas pruebas siguen una metodología estandarizada y por ello suelen ser de gran ayuda. Las pruebas que se realizaron en este trabajo se presentan en el anexo A.

2.4 Estratigrafía y propiedades

El estudio o diseño de una estratigrafía precisa no solo de la sucesión y relaciones cronológicas originales de los estratos sino también de su forma, distribución, composición litológica, y se puede determinar por medio de una excavación permitiendo interpretar e identificar la secuencia de cómo empezó a sedimentarse las rocas y el suelo estratificado determinando el orden y el momento de los eventos partir de las eras glaciales y erupciones volcánicas.

2.4.1 Objetivos de la estratigrafía

Los problemas del registro en las complejas estratigrafías han permitido plantear nuevas formas de excavación en áreas abiertas teniendo como objetivo de cualquier investigación estratigráfica:

- Identificación de los materiales.- consiste en el reconocimiento e identificación de los diferentes tipos de materiales estratificados, conociendo su litología, texturas, estructuras, propiedades geofísicas y geoquímicas y contenido fósil.
- Delimitación de unidades litoestratigráficas.- Consiste en delimitar volúmenes de rocas sedimentarias en función de su litología (unidades litoestratigráficas). Estas unidades serán representables sobre mapas topográficos mediante la cartografía litoestratigráfica.
- Ordenación relativa de las unidades (secciones estratigráficas). Se estudia la relación entre cada dos unidades litoestratigráficas superpuestas, deduciendo la continuidad o discontinuidad del proceso sedimentario entre ellas.

2.4.2 Secciones estratigráficas

La sección estratigráfica es precisamente la ordenación temporal de la totalidad de estratos que afloran en una localidad concreta colocados en la posición originaria de depósito, o sea, los más antiguos debajo y los más modernos encima (figura 14).

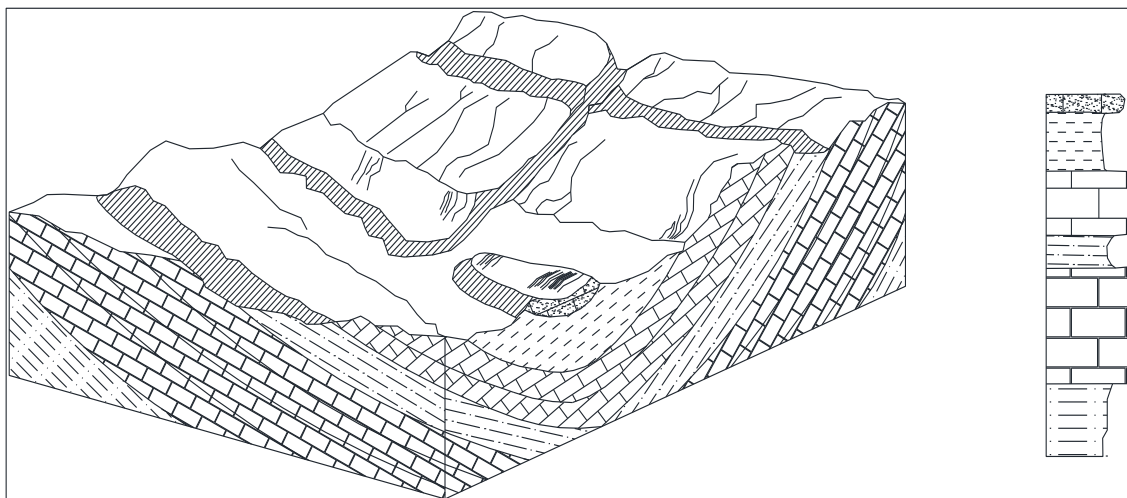


Figura 14 Sección estratigráfica de una región (Juan Antonio Vera 1994)

A partir de que se hayan realizado las pruebas necesarias para determinar las propiedades mecánicas del suelo y su clasificación del mismo y conociendo la profundidad del sondeo realizado, por consiguiente se podrá diseñar el perfil estratigráfico del cual se podrá dar una idea de cómo se comporta el subsuelo.

En el perfil estratigráfico diseñado se puede observar (figura 15) una breve descripción de cada uno de los estratos en el que se agruparon a diferentes profundidades el cual se presenta en el anexo B.

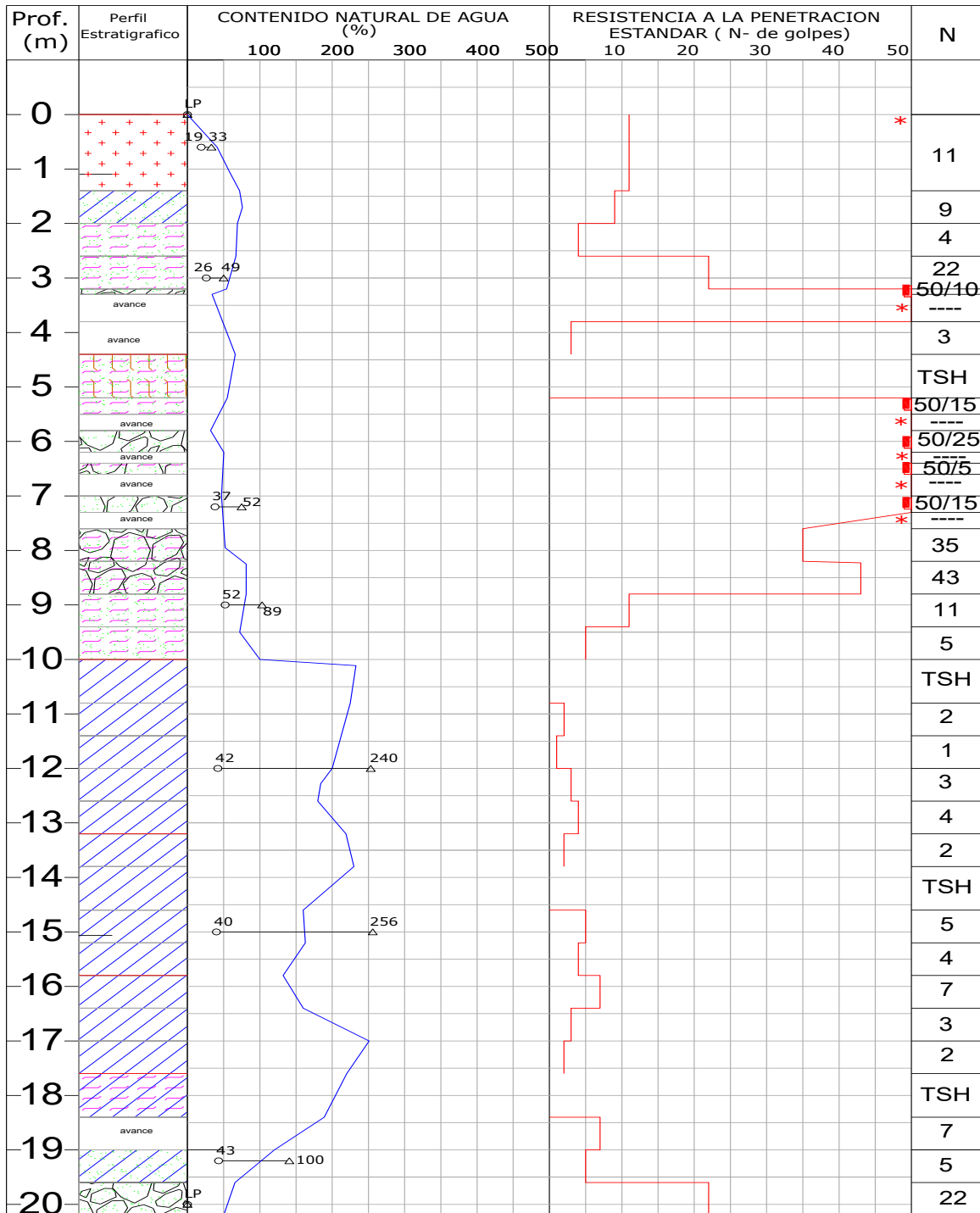


Figura 15 Perfil estratigráfico

CAPÍTULO 3: CIMENTACIONES

3.1 Generalidades

Cabe señalar que una cimentación es generalmente considerada como la parte de una estructura que sirve exclusivamente para transmitir el peso de la estructura al terreno natural, de tal manera que el límite de deformación de la estructura del subsuelo pueda experimentar cambios sin dañar la cimentación.

La función de la cimentación no es evitar los asentamientos, sino limitarlos y controlarlos. Los esfuerzos en el suelo producidos por las cargas de la cimentación deben ser lo suficientemente bajas para no causar ninguna deformación y no pueda llegar a la falla del suelo.

En el diseño de una cimentación, se deben considerar dos factores: la deformación y la falla. Cualquier carga por más fuerte o pequeña que sea desplantada sobre la cimentación, provoca alguna deflexión. Y para cumplir su función, debe ser diseñada lo suficientemente rígida para limitar la deflexión de los materiales soportados y al mismo tiempo sea lo suficientemente fuerte para soportar la carga sin llegar a la falla y el colapso de la estructura.

3.2 Profundidad mínima de cimentaciones

Si un estrato de suelo es resistente para sostener una estructura y se encuentra a poca profundidad relativamente, la estructura podrá ser soportada directamente sobre una cimentación, sin embargo, si el estrato superior es demasiado débil las cargas deberán ser transferidas a un estrato más resistente a una profundidad mayor por medio de pilas o pilotes.

La profundidad de la cimentación D_f es la distancia vertical entre la base de la zapata o cimentación con respecto a la superficie del suelo, a menos que la base este localizada debajo del basamento. La condición que determina la profundidad mínima para la cimentación es mostrada en la siguiente figura (16), que representa una sección transversal a través de la parte de un edificio.

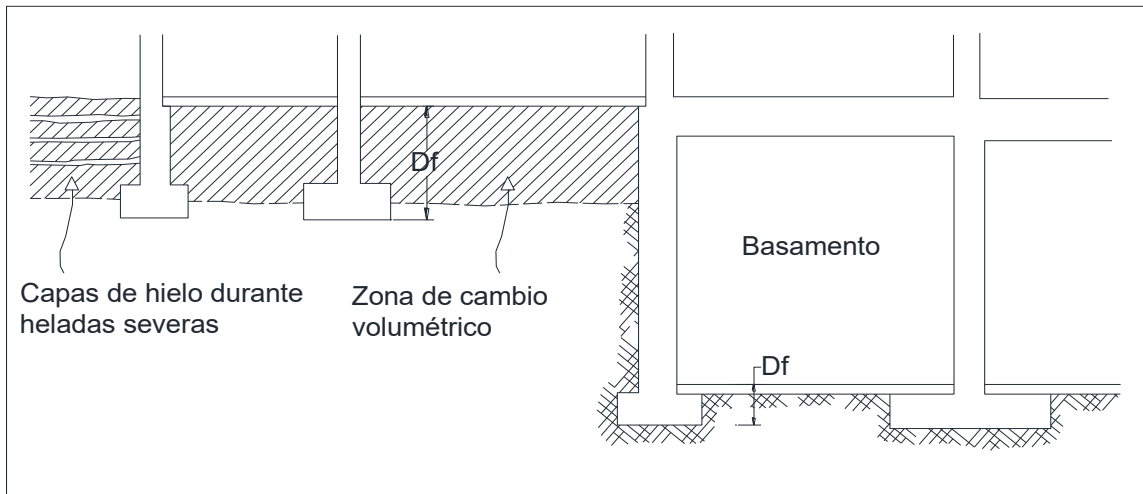


Figura 16 Sección simplificada mediante una zapata de cimentación con basamento

El primer requisito es que la base de cada parte de la cimentación esté situada por debajo de la profundidad a la cual el suelo está sujeto a cambios de volumen causados por mojado y secado. Usualmente esta profundidad no excede los 4 metros.

Aunque estas arcillas son lo suficientemente rígidas como para soportar una carga de 2 o 3 toneladas por metro cuadrado sin asentamiento perceptible, los cambios de volumen estacionales hacen necesario proporcionar incluso estructuras ligeras con cimentaciones que se extienden a una profundidad de más de 20 metros.

3.3 Presión permisible sobre el subsuelo

Cada cimentación debería satisfacer dos condiciones independientes: 1) El factor de seguridad de la cimentación con respecto a la rotura en el suelo no debe ser menor que 3. y 2) La deformación de una cimentación debida a un asentamiento no debe ser lo suficientemente grande como para dañar la estructura.

Puesto que todas las sustancias incluyendo el suelo y la roca son compresibles, cada cimentación se asienta. Si la cimentación permanece plana mientras se produce el asentamiento, y la magnitud del asentamiento puede ser más o menos irrelevante la estructura no sufre daño. Sin embargo, si la base se deforma durante el asentamiento, la estructura puede ser dañada. Por esta razón, la distribución del asentamiento sobre la cimentación es mucho más importante que el valor máximo.

La magnitud y distribución del asentamiento de un área cargada dependen de las propiedades físicas del suelo localizado debajo del área, de la profundidad del cimiento y de la posición del nivel freático. Si un edificio se apoya en las zapatas, la estimación del asentamiento se complica aún más por el hecho de que las condiciones del suelo que prevalecen en las diferentes zapatas son probablemente

diferentes. El paso más importante en el diseño de una zapata es la evaluación de la presión que se puede aplicar al suelo debajo de las zapatas sin causar la falla del suelo cargado o el asentamiento excesivo.

Antes del siglo XIX, el marco de los grandes edificios consistía en paredes fuertes pero un tanto flexibles interconectadas por paredes masivas, pero igualmente flexibles. Dado que tales edificios podían soportar grandes asentamientos sin daños, sus constructores dieron poca consideración a las cimentaciones, aparte de aumentar el espesor de la pared en la base.

“Presión del suelo permitida”, el concepto se basó en el hecho obvio de que, en condiciones de suelo bastante similares, las zapatas que transmitían presiones de alta intensidad al subsuelo generalmente se establecieron más que aquellas presiones de transmisión de baja intensidad. Con estos hechos los diseñadores comenzaron a observar las condiciones de los edificios soportados por zapatas que ejercían diversas presiones contra el subsuelo. Las presiones bajo las zapatas de todos aquellos edificios que mostraban cierta cantidad de daño debido al asentamiento se consideraron demasiado grandes para las condiciones del suelo.

Consecuentemente, los diseñadores observaron que al modificar la cimentación esta pudiera tener mejores condiciones para reducir las presiones ejercidas por la estructura al subsuelo, así mismo que el asentamiento no deberá ser demasiado grande.

3.4 Clasificación de cimentaciones

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

Un factor determinante para el buen funcionamiento de cualquier proyecto ingenieril, es la forma en que se llevarán las cargas a la profundidad de desplante definitiva. Dependiendo de las dimensiones de la cimentación y de su profundidad de desplante, se podrá clasificar como someras o profundas (figura 17 a y b).

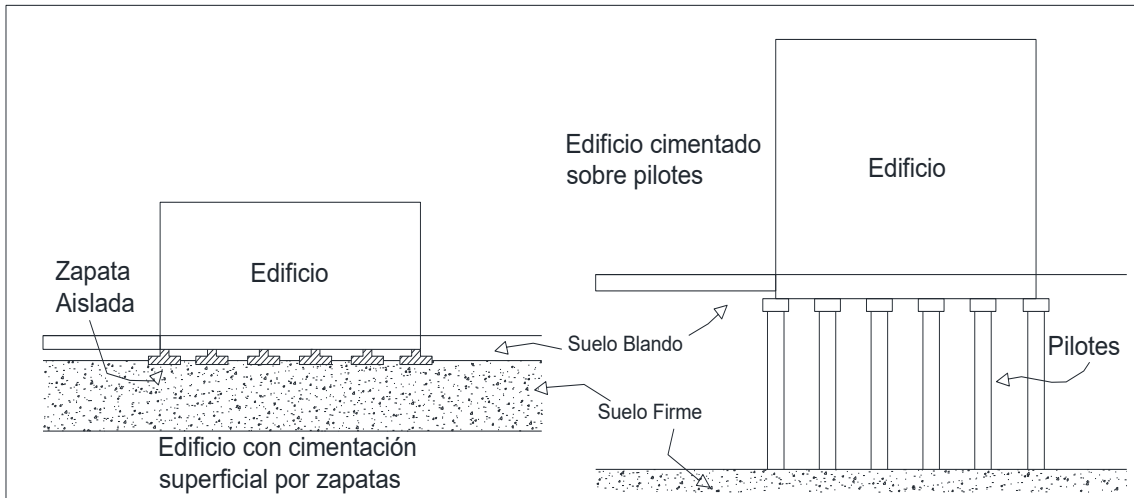


Figura 17 a) Cimentación superficial y b) Cimentación profunda

3.4.1 Cimentaciones someras

Es aquella en la cual reparte la carga que le transmite la superestructura a través de sus elementos de apoyo y se prolongan hasta el terreno de cimentación, en forma directa con el fin de reducir el esfuerzo unitario que se transmite al suelo sin provocar asentamientos excesivos de la estructura y se pueden clasificar como:

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

3.4.2 Cimentaciones profundas

Son las que se encargan de transmitir las cargas que reciben de la estructura a una profundidad que va de 8 a más de 30m o hasta encontrar el estrato más resistente, ya que el suelo resistente se encuentra relativamente a gran profundidad y se pueden clasificar como:

- Pilotes.
- Pilas.
- Cajones.

Suelen emplearse también combinaciones de ambos grupos.

3.5 Cimentación compensada

Un cajón de cimentación o cimentación compensada consiste en una losa delgada moldeada integralmente con vigas reforzadas, ya sea por encima o por debajo de la losa. la cual se empotra a cierta profundidad dentro del suelo (cuando el nivel de aguas freáticas se localiza cerca de la superficie del suelo se deberá de tener en

cuenta el fenómeno de flotación), de modo que parte o todo el peso de la estructura sea compensado con el peso de suelo excavado, al hacer esto, se logra disminuir o eliminar el incremento de esfuerzos que se va a producir en el suelo, por lo tanto, se producirá un asentamiento bajo. Este tipo de cimentaciones son muy apropiadas para depósitos de suelos de media, alta o muy alta compresibilidad y de baja capacidad de carga (Zeevaret, 1983).

En el diseño de las cimentaciones compensadas debe tenerse presente que el suelo debe considerarse como una fase líquida y sólida. Por lo que, la compensación se hace teniendo en cuenta dos efectos:

- Substitución de peso sumergido del sólido.
- Efecto de flotación debido al líquido desalojado.

Ambos efectos son utilizados para igualar el peso total del edificio, teniendo como resultado una cimentación bastante rígida, por lo que los asentamientos diferidos son controlados fácilmente.

La analogía entre un barco y una cimentación flotante no es exacta, pero es interesante. Una vez que un barco está en el agua y ha desplazado una cantidad de agua igual a su peso y se puede observar que no se hunde. Debido a que el agua no tiene resistencia al corte y no puede haber esfuerzo cortante. En el caso de una cimentación totalmente flotante (equilibrio exacto de los pesos) no hay esfuerzos cortantes en el suelo una vez que la cimentación está en su lugar. Si el peso del edificio es mayor que el del suelo excavado entonces, el exceso de presión podría causar esfuerzos cortantes en el suelo, y debido al incremento de presión vertical resultará el asentamiento. Sin embargo, la cimentación será segura siempre que los esfuerzos cortantes estén muy por debajo de la resistencia al corte del suelo. El peso del edificio puede ser menor que el del suelo excavado. Esto también causará tensiones cortantes en el suelo, pero en este caso la resistencia al corte del suelo será resistir la tendencia de la tierra circundante para levantar el edificio. En ningún caso el peso del edificio debe ser menor que el levantamiento hidrostático debido al agua subterránea (fuerza de empuje). Éste es el peso de un volumen de agua igual al volumen del edificio por debajo del nivel del agua subterránea. En caso de que esto ocurra, entonces (aparte del efecto de las fuerzas de fricción en los lados del edificio) el edificio se levantará.

Este procedo se puede observar a continuación, en la figura 18, se muestra un perfil estratigráfico con un nivel freático, así mismo se puede observar el material que ha sido excavado a una profundidad en el cual el cajón de cimentación será desplantado.

En la Fig. 19 se muestra la estructura desplantada en la excavación realizada. Por consiguiente, si el peso del edificio es igual al peso del suelo y del agua extraídos de la excavación, entonces es evidente que la presión vertical total en el suelo por debajo de la profundidad es el mismo que en la Fig. 18.

Si el nivel del agua no ha cambiado, la presión neutra (u) y por lo tanto la presión efectiva no cambia. Dado que los asentamientos son causados por el incremento de la presión vertical efectiva. Este es el principio de una cimentación flotante en equilibrio el peso removido contra el peso impuesto. El principio es simple para el uso de una cimentación flotante, es reducir los asentamientos.

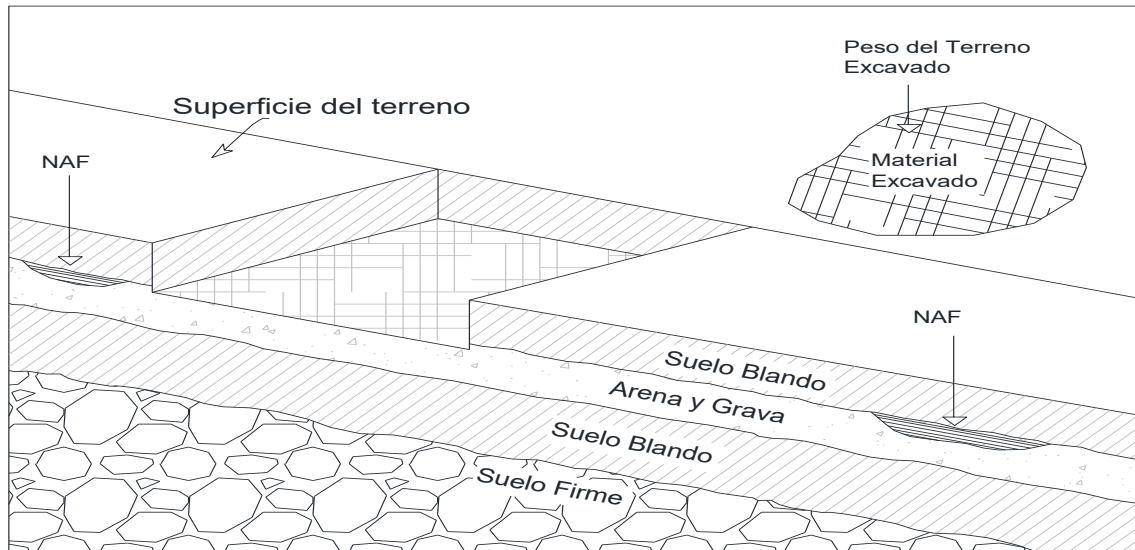


Figura 18 Perfil del suelo y material extraído

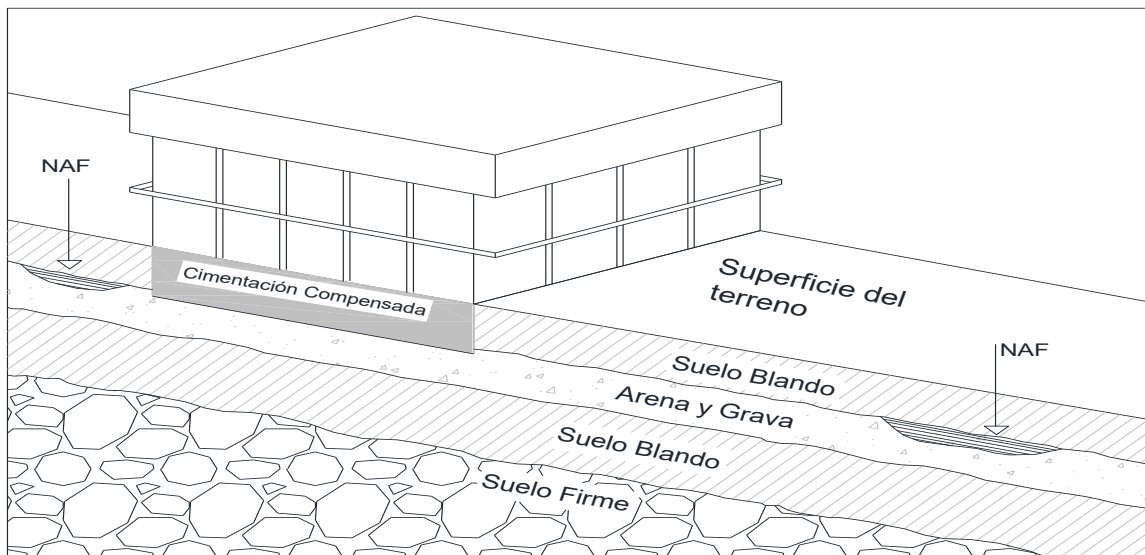


Figura 19 Estructura y cimentación desplantada para igualar el peso del suelo extraído

Casagrande (1932) explicó que la "Excavación es el único método fiable para reducir los asentamientos" y "Aligerar la carga por excavación para que el asentamiento debido a la consolidación de la arcilla no supere un límite arbitrariamente fijo".

Haciendo referencia de nuevo a la figura 18, es evidente que no hay tensión de corte en el suelo. Además, dado que en la figura 19 tenemos un equilibrio exacto de los pesos, de nuevo no hay esfuerzo cortante en el suelo.

Si la resistencia al corte del suelo es muy baja, esto puede ser importante, ya que una falla de corte del suelo de cimentación puede y ha ocurrido bajo cargas del edificio, aunque esta ocurrencia es poco frecuente. (Skempton, 1942; White, 1953; Peck y Bryant, 1953). Comentan que, es una razón para usar una cimentación flotante es reducir las tensiones de corte en el suelo.

3.5.1 Factor de seguridad

El factor de seguridad de los cajones de cimentación depende de la naturaleza del subsuelo. Si el suelo se compone de arena muy suelta en un estado saturado, debe ser compactado por medios artificiales antes de construir el cajón. Si la arena es mediana o densa, el factor de seguridad de un cajón es considerablemente mayor que el de las zapatas.

El factor de seguridad del cajón de cimentación sobre una arcilla es prácticamente independiente del tipo de área cargada. Si el cajón es localizado por debajo del basamento figura (20), Por lo tanto, el exceso de carga Q_t en la base de la cimentación es igual a la diferencia entre la carga efectiva total $Q + Q_t$ en la base del cajón, reducida por el peso total efectivo (W_s) del suelo sustituido por el sótano, ya que el suelo cargado puede elevarse, como se indica por una flecha, sólo fuera del área ocupada por el cajón, la profundidad de la sobrecarga es igual a D_f , medida desde la superficie del suelo,

$$Q_t = (Q + Q_l) - W_s \quad (1)$$

Si la presión permitida sobre el subsuelo, y A el área cubierta por el cajón, la cimentación deberá satisfacer la condición,

$$q_{ult} \geq q_R \quad (2)$$

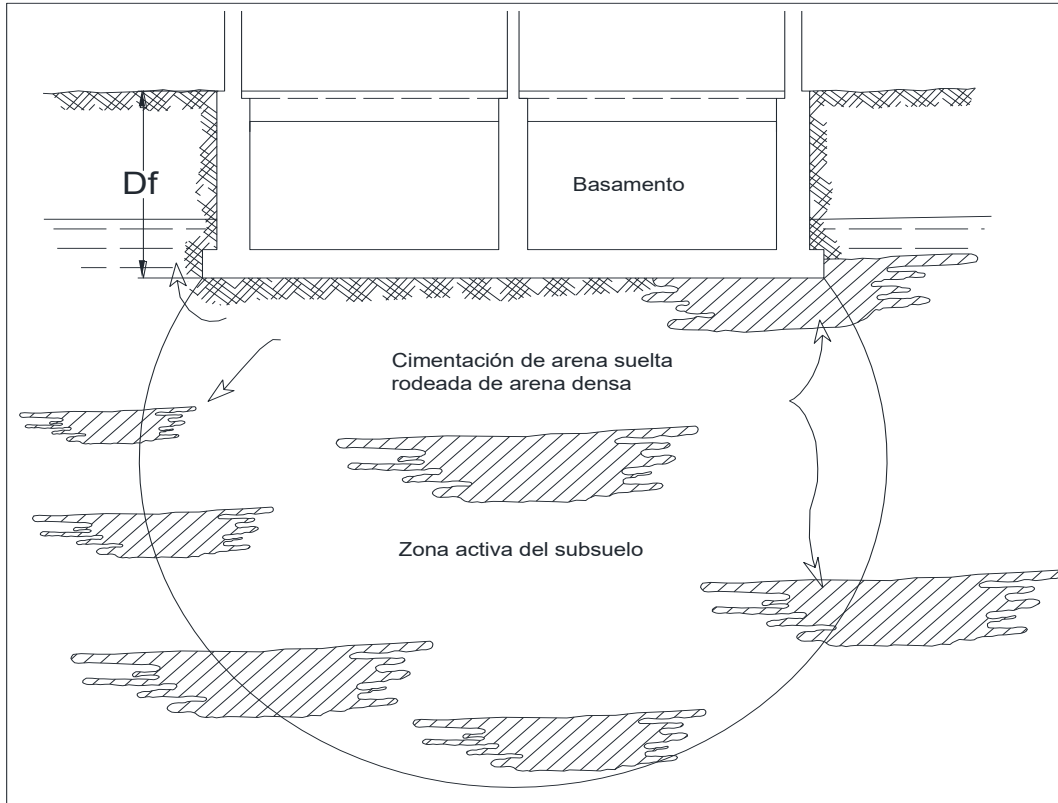


Figura 20 Distribución inconstante de la arena floja a través de un estrato de arena densa situada debajo de la base de un edificio

La ecuación 1 indica que el exceso de carga sobre la base del cajón puede ser reducida aumentando la profundidad del basamento. Esta reducción aumenta el factor de seguridad de la cimentación con respecto a un hundimiento por rotura del terreno y disminuye el asentamiento. En la cimentación la profundidad se extiende a una distancia mayor y, dentro de la misma, los puntos débiles están distribuidos al azar como se muestra en la figura, de modo que sus efectos sobre el asentamiento del área cargada se contrarrestan parcialmente unos con otros. Por ello, la estructura se asienta como si el subsuelo cargado fuese más o menos homogéneo.

Este tipo de cimentaciones son muy apropiadas para depósitos de suelos de media, alta o muy alta compresibilidad y baja capacidad de carga (Zeevaert, 1983). El comportamiento mecánico de este tipo de cimentaciones es controlado por la fase sólida, debido a los cambios en los esfuerzos efectivos del terreno. Debido a esto, es necesario conocer de forma precisa el comportamiento esfuerzo-deformación tiempo de los diferentes materiales, para así poder evaluar el asentamiento que se va a tener debido a dichos cambios en los esfuerzos.

3.6 Capacidad de carga

Cuando se aplica una carga sobre un área limitada de la superficie del suelo, la superficie sufre un asentamiento. La relación entre asentamiento y la carga unitaria o presión media sobre el suelo puede representarse por una curva (ver figura 21) si el suelo es bastante denso o compacto, la curva es C_1 por lo contrario, si el suelo es más bien suelto o blando, la curva es C_2 y la capacidad de carga no esta bien definida.

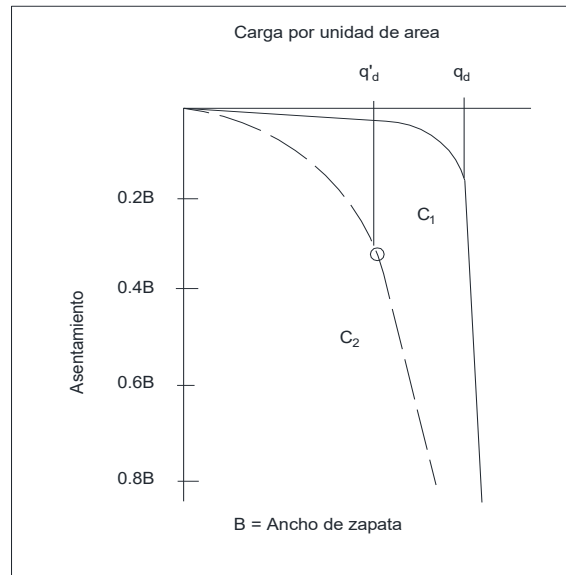


Figura 21 Relación entre intensidad de carga y asentamiento

3.6.1 Estado de equilibrio plástico originados en el suelo

la carga admisible en 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. La carga admisible no depende únicamente del terreno, sino también de la cimentación, característica de la estructura y del coeficiente de seguridad.

Por experiencias y observaciones relativas al comportamiento de las cimentaciones se ha visto que la falla por capacidad de carga de las mismas ocurre como producto de una rotura por corte del suelo de desplante de la cimentación. Son tres los tipos clásicos de falla bajo las cimentaciones (figura 22).

- a) La falla por corte general: Se caracteriza por la presencia de una superficie de deslizamiento continua dentro del terreno, que se inicia en el borde de la cimentación y que avanza hasta la superficie del terreno. Esta falla es usualmente súbita y catastrófica, y al menos que la estructura misma no permita la rotación de las zapatas, ocurre con cierta visible inclinación de la cimentación, provocando un hinchamiento o bufamiento del suelo a los lados de la cimentación, aunque el colapso final del mismo se presenta de un solo lado.

- b) La falla por punzonamiento: Se caracteriza por un movimiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella. La rotura del suelo se presenta por corte alrededor de la cimentación y casi no se observan movimientos de éste junto a la cimentación, manteniéndose el equilibrio tanto vertical como horizontal de la misma.
- c) La falla por corte local: Representa una transición entre las dos anteriores, pues tiene características tanto del tipo de falla por corte general como de punzonamiento. En este tipo de falla existe una marcada tendencia al bufamiento del suelo a los lados de la cimentación, y además la compresión vertical debajo de la cimentación es fuerte y las superficies de deslizamiento terminan en algún punto dentro de la misma masa de suelo. Solamente cuando se llega a presentar un caso de deslizamiento vertical muy grande (del orden de la mitad del lado o del diámetro de la zapata) puede suceder que la superficie de deslizamiento llegue a la superficie del terreno, pero aún en este caso no se produce una falla catastrófica ni inclinación de la zapata.

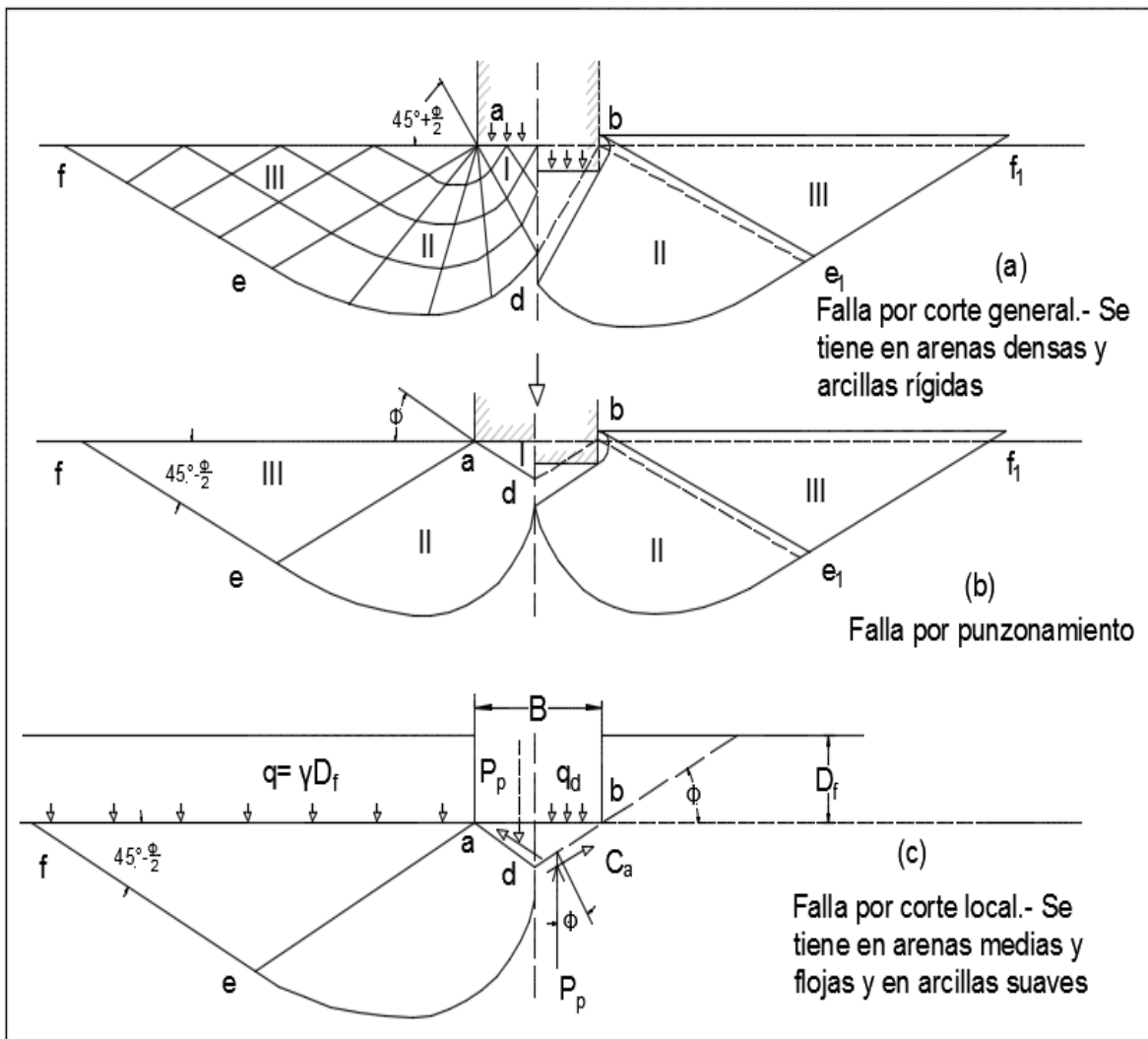


Figura 22 Límites de la zona de equilibrio plástico después de la rotura del suelo situado debajo de una zapata

Dicho tipo de falla dependerá de la compresibilidad del suelo en cuanto a las condiciones geométricas y de carga existente. En un suelo prácticamente incompresible el tipo de falla será por corte general. Sin embargo, si el suelo es muy compresible en relación con su resistencia al corte la falla será por punzonamiento.

3.6.2 Capacidad de carga ultima

El cálculo de la capacidad de carga límite de falla de una cimentación constituye un problema de equilibrio elastoplástico. La dificultad de encontrar soluciones aceptables es conocer sus relaciones esfuerzo-deformación.

El Dr. Karl Terzaghi ha demostrado que existen tres zonas (figura 22) con movimientos diferentes bajo y alrededor de la aplicación de la carga.

La zona I, es la que se encuentra inmediatamente debajo de la cimentación, tiene forma de cuña y no puede penetrarse en el suelo a menos que la presión de los lados inclinados alcance la presión pasiva del suelo adyacente. Al moverse la zona lo hace verticalmente hacia abajo junto con la cimentación.

La zona II, es una zona de falla, y las grandes deformaciones que se presentan en ella provocan un levantamiento de la III, la cual trata de resistir a dicho levantamiento con el peso del material de la misma. La resistencia de la zona III variará de acuerdo a su tamaño, con el peso volumétrico del material y con la resistencia al deslizamiento a lo largo de la parte inferior de dicha zona, resistencia que es función al ángulo de fricción interna, de la cohesión y del peso del suelo.

El límite inferior se compone de dos líneas rectas con una inclinación de $45^\circ + \phi/2$ y $45^\circ - \phi/2$ con respecto a la horizontal. Si el peso del suelo situado dentro de la zona de equilibrio plástico es despreciado ($\gamma=0$), las líneas radiales son perfectamente rectas y las líneas concéntricas son verdaderas espirales logarítmicas, como se muestra en la figura (22a). Finalmente, si se tiene en cuenta el peso unitario del suelo ($\gamma>0$), pero $\phi=0^\circ$, las líneas radiales son rectas, las líneas concéntricas son arcos de círculos y la capacidad de carga correspondiente de la base es dada por ecuación,

$$q_R = (2 + \pi)c = 5.14c = 2.57q_u \quad (3)$$

Para el instante de la falla el Dr. Terzaghi presentó la ecuación siguiente, que sirve para determinar la capacidad de carga, límite de una cimentación corrida o continua para falla por corte general.

$$q_R = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (4)$$

Que representa el esfuerzo máximo por unidad de longitud que puede aplicarse a la cimentación. En esta ecuación, N_c , N_q y N_γ son coeficientes que dependen del

ángulo de fricción interna (ϕ) del suelo, y se llaman factores de capacidad de carga relativos a la cohesión, y a la sobrecarga la cual se halla representada por el peso del suelo que rodea la zapata γD_f .

Y para el caso de corte local y punzonamiento el Dr. Terzaghi corrigió su fórmula quedando de la siguiente manera.

$$q_R = \frac{2}{3}cN'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2}\gamma B N'_\gamma \quad (5)$$

los factores de capacidad de carga se pueden obtener con las siguientes expresiones N_c (Prandtl 1921) N_q (Reissner 1924) y N_γ (Vesic 1973) o empleando la gráfica de Meyerhof, 1955).

$$\left. \begin{aligned} N_q &= e^{\pi \tan \phi} * \tan^2 \left(\frac{\phi}{2} \right) \\ N_c &= \cot \phi (N_q + 1) \\ N_\gamma &= 2 \tan \phi (N_q + 1) \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

En realidad, como la resistencia de la arcilla situada por encima del nivel de apoyo de la zapata no es realmente nula, la capacidad de carga neta aumenta ligeramente con el incremento de D_f . para valores de D_f/B que no excedan de 2.5, Skempton (1951) propuso la siguiente expresión simple para la capacidad de carga neta de una zapata rectangular de ancho B y longitud L:

$$q_R = 5.14 C u f_c F_R + p_v \quad (7)$$

Donde $f_c =$

$$f_c = 1 + \left(0.25 \frac{B}{L} \right) + \left(0.25 \frac{D_f}{B} \right) \quad (8)$$

Donde C_u se obtiene como el promedio ponderado de la cohesión para los estratos que son afectados por la superficie de falla, con respecto al espesor de cada uno de dichos estratos.

Vesic en su teoría, sigue las recomendaciones dadas por Meyerhof (1963) para estructuras que se encuentren sometidas a excentricidades o momentos. En dichos casos, la capacidad de carga se puede reducir de forma substancial, por lo que Meyerhof propone el uso del ancho efectivo B' en la ecuación de capacidad de carga (figura 23).

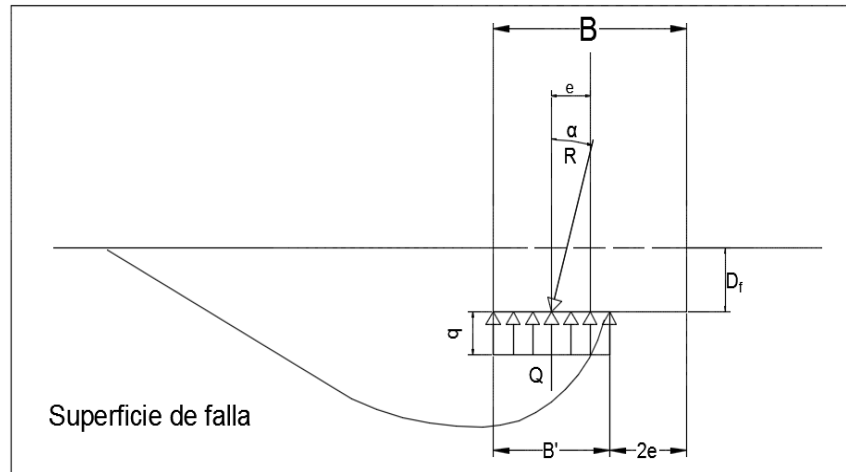


Figura 23 Base sometida a carga excéntrica en la falla

De tal manera se tiene que:

$$B' = 2 \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

Quedando de esta manera la excentricidad en ambos sentidos:

$$\left. \begin{aligned} B' &= B - 2e_x \\ L' &= L - 2e_y \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

Entonces f_c queda:

$$f_c = 1 + \left(0.25 \frac{B'}{L'} \right) + \left(0.25 \frac{D_f}{B'} \right) \quad (10)$$

Por lo que la capacidad de carga en combinaciones de carga actuando a una distancia nueva B' y L' se modifica f_c en la ecuación 9 utilizando ahora las nuevas medidas.

Cuando $\phi=0$ y $c>0$, el aumento de capacidad de carga última producida por la sobrecarga γD_f es íntegramente compensada por el peso del suelo excavado para la construcción de la zapata, por ello es conveniente manejarse con la capacidad de carga neta:

$$q_{neta} = q_u - \gamma D_f \quad (11)$$

Como observación de la tesis, se hace mención un método para la capacidad de carga dinámica Romo y García (1995), sin embargo, no se aborda el desarrollo del cálculo.

3.7 Capacidad de carga dinámica

Una parte importante de los daños ocurridos en edificios durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 se debió a fallas del suelo de cimentación, las cuales se manifestaron en términos de importantes asentamientos totales y diferenciales.

El mecanismo de estas fallas se puede interpretar adecuadamente con algunas teorías sobre pérdida de capacidad de carga en condiciones dinámicas, generando fallas transitorias, usualmente, alternadas hacia uno y otro lado del edificio durante la acción del sismo, produciendo asentamiento y giros permanentes en la cimentación. Este fenómeno parece no ser exclusivo de los suelos blandos, puesto que se ha observado también en arenas de mediana a alta compacidad. Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones del Distrito Federal aluden en la sección 3.3.2: Estados Límite de Servicio, “la magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.”

Un procedimiento muy común para considerar las cargas accidentales, es el uso de factores de inclinación aplicados en la expresión de Terzaghi para determinar la capacidad de carga. Se realizaron investigaciones orientadas a desarrollar un método dinámico inspirado en los mecanismos de falla generados, en las cimentaciones sobre suelos blandos, por el sismo del 19 septiembre del 1985.

Romo y Díaz (1997), basados en el modelo de Romo y García (1995), realizaron un estudio variando los diferentes parámetros que intervienen en la respuesta sísmica de sistemas suelo-cimentaciones-edificio. Establecieron correlaciones de asentamiento y giros calculados usando dicho modelo, con los factores de seguridad estáticos respectivos evaluados conforme al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF87). Define un factor de seguridad estático F_e , según el Reglamento, de una cimentación desplantada a una profundidad $D_f > 0$. También definen un factor de seguridad pseudoestático normalizado F_d , con el mismo criterio, pero usando la expresión analítica para calcular la capacidad de carga sísmica obtenida en Romo y García.

3.7.1 Método propuesto

Los métodos de equilibrio límite consideran que al someter un depósito de suelo a una carga como la impuesta por una cimentación, se desarrollan esfuerzos de corte a lo largo de una superficie potencial de falla. En el caso de cargas sísmicas, debido a su carácter oscilatorio la falla es transitoria, es decir, se estabiliza al cambiar de sentido la fuerza dinámica, por lo que al término del temblor se tiene la acumulación de los desplazamientos ocurridos en cada episodio falla-contención.

Se considera una superficie de falla espiral logarítmica, cuya elongación es función del ángulo de fricción del material. Cuando este ángulo es cero la superficie de falla es circular.

Cuando la fuerza de inercia sísmica en el edificio va hacia la derecha (figura 24) la superficie de falla se extiende hacia la izquierda. Admitiendo la posibilidad de giro con respecto al centro de esta espiral (punto O), se desarrollan momentos actuantes y resistentes cuyos valores cambian durante la acción de la excitación.

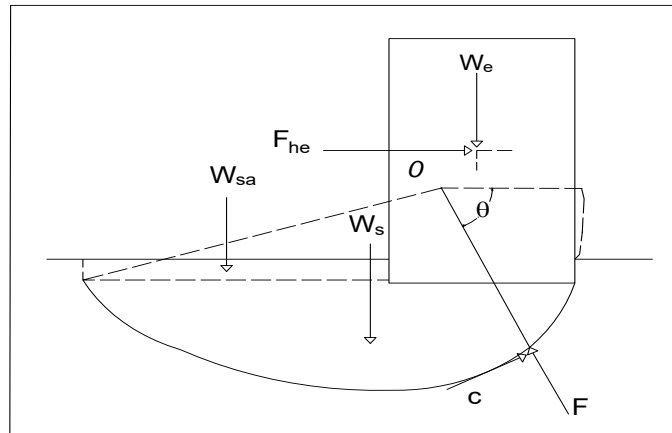


Figura 24 Superficie de falla y fuerzas que producen momento

Habrà giro sólo cuando los momentos actuantes sean mayores que los resistentes (figura 25) y cesará cuando la comparación favorezca a los resistentes. Al cambiar de sentido la excitación se desarrollará una superficie de falla complementaria hacia la derecha y el giro, si se presenta será hacia la izquierda. De esta forma el sistema irá acumulando giros y asentamientos hacia uno y otro extremo de la cimentación.

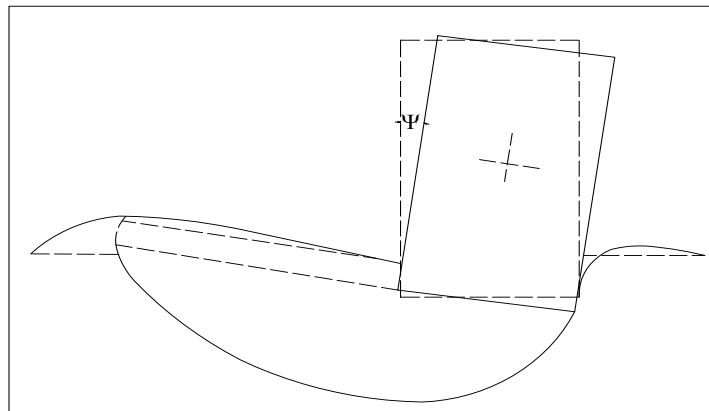


Figura 25 Giro del edificio en un ángulo ψ

El subsuelo es un medio rígido-plástico, semiinfinito, homogéneo, isótropo e incompresible, la falla se considera de tipo rígido-plástica, por lo que no se cuantifican las deformaciones elásticas antes de que se presenten los giros permanentes, ni de consolidación una vez que los giros se produzcan.

CAPÍTULO 4: DEFORMACIONES VERTICALES

4.1 Generalidades

Se dice que las arcillas son normalmente consolidadas cuando han estado sometidas a una presión mayor que la que corresponde a la que soporta por el efecto de las capas de suelo sobre las mismas. Si sobre este tipo de arcilla se coloca una estructura, es posible que sufra un fuerte asentamiento debido a la carga que se le agrega y debido a la expulsión del agua contenida en sus poros, presentando una permeabilidad muy baja, así mismo, si la arcilla tiene una resistencia al corte alta y una compresibilidad baja, el asentamiento que se produce es muy pequeño.

El asentamiento provocado por la consolidación es un problema que los ingenieros de cimentaciones siguen enfrentando con frecuencia en suelos finos saturados; Terzaghi, el cual considera que el suelo se deforma a medida que el esfuerzo efectivo progresa (disminución de volumen) y que el agua atrapada entre sus poros retarda la compresión por un fenómeno exclusivamente hidrodinámico.

Todos los materiales experimentan deformación cuando se les sujeta a un cambio en sus condiciones de esfuerzo. La deformación en la mayoría de los suelos, aun bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de los materiales estructurales; además esta deformación no se produce de forma instantánea a la aplicación de la carga, si no es necesario que transcurra tiempo para que la deformación del suelo se complete.

4.2 Deformaciones inmediatas

Se pueden establecer tres tipos básicos de comportamiento mecánico en relación esfuerzo-deformación, elástico, plástico y viscoso.

1. El Comportamiento elástico se determina por la Ley de Hooke, establece que al aplicarle un sistema de cargas al suelo Existe una deformación, pero al retirarle las cargas el suelo regresa a su estado inicial geométrico.
2. El comportamiento plástico se caracteriza porque el suelo permanece deformado aun cuando se le retiren todas las cargas.
3. En el comportamiento viscoso la deformación depende de la magnitud y del tiempo transcurrido.

En los suelos finos saturados se pueden encontrar los tres tipos de comportamiento, elástico, plástico y viscoso En la teoría elástica se establecen las relaciones lineales de los esfuerzos aplicados y sus correspondientes deformaciones.

4.2.1 Expansión inmediata

En las cimentaciones, donde es necesario realizar una excavación, se producen alivios de esfuerzos en los estratos de suelo que producen expansiones elásticas causadas por la descarga del suelo que se encuentra en el fondo, sin embargo, en suelos no plásticos la magnitud de la expansión es prácticamente despreciable, pero en arcillas altamente comprensibles el fenómeno es importante sobre todo cuando se realizan cimentaciones compensadas en las cuales se observan asentamientos importantes, causados por la recuperación de la expansiones generadas durante el proceso de excavación y construcción de la estructura.

Como se ha observado las expansiones inmediatas son de tipo elástico, por lo que con frecuencia se calculan usando la teoría elástica, sin embargo, es conveniente considerar que el módulo elástico del suelo (E_e) aumenta con la presión de confinamiento. Los parámetros de expansión de un suelo fino saturado se obtienen mediante pruebas de compresión simple, aplicando para la presión de confinamiento ciclos de carga y descarga al 50% del esfuerzo de falla, en muestras inalteradas representativas de los estratos. En la figura 26 se muestra una curva típica esfuerzo-deformación y se obtiene con la ecuación 12.

$$E_e = \frac{\sigma_z}{\varepsilon} \quad (12)$$

4.2.2 Recompresión inmediata

Los asentamientos por recompresión se calculan con la teoría de la elasticidad, considerando también el aumento del módulo de deformación (E_{rc}) con la presión de confinamiento. El cálculo se efectúa en forma similar al de las expansiones.

4.2.3 Compresión inmediata

Los asentamientos inmediatos por compresión se calculan con la teoría de la elasticidad considerando el módulo (E) correspondiente, también se debe tomar en cuenta que el módulo de deformación aumenta con la presión de confinamiento, en la figura 26.

$$E_p = \frac{\sigma_z}{\varepsilon} \quad (13)$$

Determinados los módulos elásticos y plásticos mediante las curvas se consigue emplear la ley de Hooke para determinar las expansiones inmediatas utilizando la siguiente expresión.

$$\delta_e = \frac{\Delta z}{E_e} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (14)$$

Donde

ν = módulo de Poisson.

σ_z, σ_x y σ_y esfuerzos normales debido a cargas.

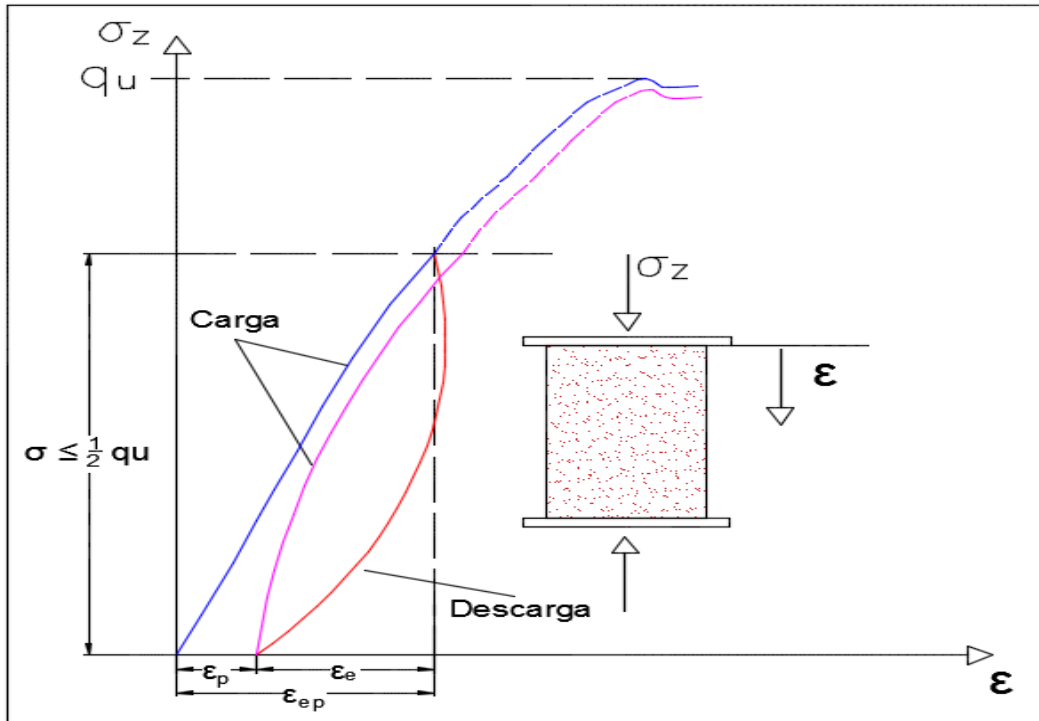


Figura 26 Curva tipo esfuerzo-deformación para determinar los módulos E_e y E_p

4.2.4 Distribución de esfuerzos

Se entiende que una cimentación tiene el trabajo de transferir las cargas de la estructura al suelo, cuando esto sucede la presión o el esfuerzo que la cimentación entrega al terreno se distribuye en el suelo y a su vez se disipa. Boussinesq (1885), idealizó un modelo donde se coloca una carga puntual sobre un medio elástico semi-infinito, encontró que la solución para encontrar el valor del incremento del esfuerzo vertical ($\Delta\sigma_z$) en un punto cualquiera (ver figura 27) se puede obtener con las siguientes expresiones.

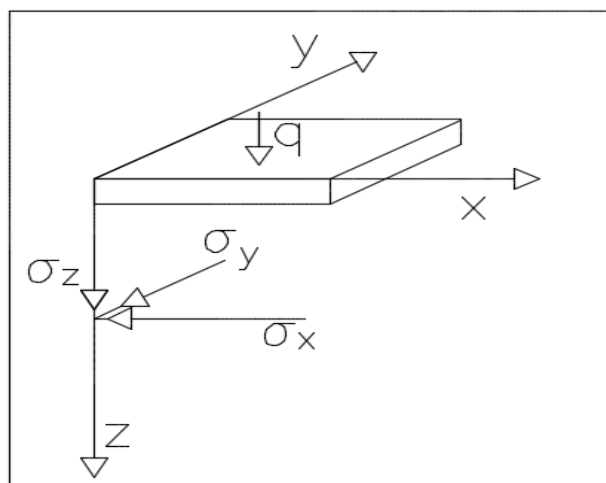


Figura 27 Modelo de carga rectangular (q) sobre un medio elástico

$$\sigma'_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2+z^2} + \frac{1}{y^2+z^2} \right) \frac{xyz}{B} + \tan^{-1} \frac{xy}{zB} \right] \quad (15)$$

$$\sigma'_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2+z^2)B} - \tan^{-1} \frac{zB}{xy} + \left(1 - 2\nu \left(\tan^{-1} \frac{x}{y} - \tan^{-1} \frac{xB}{yz} \right) \right) \right] \quad (16)$$

$$\sigma'_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(x^2+z^2)B} - \tan^{-1} \frac{zB}{xy} + \left(1 - 2\nu \left(\tan^{-1} \frac{y}{x} - \tan^{-1} \frac{yB}{xz} \right) \right) \right] \quad (17)$$

Donde B

$$B = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \quad (18)$$

Los esfuerzos se deberán de multiplicar por 4, ya que se calculó para una esquina.

4.3 Deformación a largo plazo

En 1925 el Dr. Terzaghi desarrollo la teoría de la consolidación unidimensional de los suelos finos saturados, este fenómeno quedo definido por el concepto de “Principio de esfuerzos efectivos”. A partir de esta teoría el Dr. Terzaghi propuso para la interpretación del fenómeno de consolidación de los suelos bajos un incremento de carga total constante aplicando en el tiempo cero, y dicha teoría se basa en las siguientes hipótesis:

- La masa del suelo está saturada, homogénea e isótropa.
- El agua y los granos de suelo son incompresibles.
- El incremento de carga se aplica instantáneamente.
- Un cambio en el esfuerzo efectivo provoca un cambio en la oquedad. El cambio en la relación de vacíos o deformación volumétrica alcanza un valor finito, a medida que el proceso termina.
- El agua libre es la única expulsada de los poros del suelo, por lo que la ley de Darcy se considera como válida.
- La posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece igual, por lo que el movimiento de las partículas de suelo ocurre sólo en la dirección de compresión.

Ay casos en que las cimentaciones se encuentran en sedimentos de mediana a alta compresibilidad. Y dicho comportamiento de estos suelos muestran una alta viscosidad intergranular, conocida como consolidación secundaria.

De acuerdo a la teoría de Terzaghi una parte importante de la deformación elástica y plástica ocurre durante el proceso hidrodinámico de consolidación a medida que la estructura del suelo toma los esfuerzos efectivos. Por lo que Zeevaert desarrolló una teoría para explicar el retardamiento hidrodinámico y las hipótesis en las que se basa son:

- El suelo está formado de dos estructuras con diferentes propiedades reológicas, una representa la estructura primaria y la otra representa la estructura secundaria.
- Ambas estructuras se encuentran saturadas con agua. La primera representa la compresión primaria (comportamiento elastoplástica), y la segunda un comportamiento altamente viscoso intergranular o compresión secundaria debido a las fuerzas cortantes que se originan en los contactos intergranulares.

Esta teoría está basada en dos modelos reológicos: el modelo de Terzaghi y el modelo de Zeevaert (1951, 1985), llamados unidad (Z), ambos tratan de representar el comportamiento del suelo bajo condiciones de confinamiento.

4.3.1 Modelo de viscosidad intergranular de Zeevaert

La consolidación primaria (unidad Kelvin) es analizada por el modelo de Terzaghi, que contiene un elemento resistente en paralelo con un amortiguador (elemento de Newton); de fluidez lineal (ϕ_1) y la consolidación secundaria (unidad Z) se analiza con el modelo de Zeevaert, que está formado por un elemento altamente viscoso no lineal, que incrementa su viscosidad con el tiempo al estar conectado en paralelo con el amortiguador de fluidez lineal (ϕ_2), la fluidez no lineal varía con el tiempo (t), y A-B son constantes y se puede observar en la figura 28.

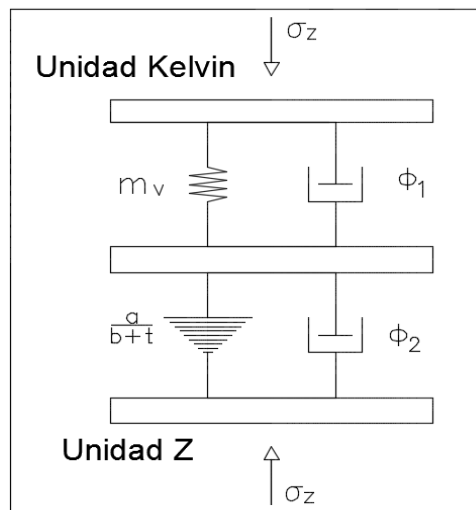


Figura 28 Modelo de Zeevaert de viscosidad intergranular

La acción de estas dos unidades requiere que la presión en el amortiguador de la Unidad Z, siempre sea grande o igual a la presión en el amortiguador N, en orden de que la capa de arcilla en la estructura secundaria pueda fluir a las superficies de drenaje durante la compresión primaria.

En consecuencia, al someter el suelo a un incremento de carga unitaria Δp se produce un cambio volumétrico total ϵ_{st}^* , por lo que se entiende que dicho efecto de

la compresión es la suma de las deformaciones volumétricas primaria ε_N y secundaria ε_Z .

$$\dot{\varepsilon}_{st} = \dot{\varepsilon}_N + \dot{\varepsilon}_Z \quad (19)$$

4.3.2 Unidad Kelvin

De acuerdo a las hipótesis se establecen las condiciones siguientes de equilibrio bajo la aplicación de un incremento de esfuerzo.

$$\sigma_z = \sigma_N + \sigma_2$$

Para el amortiguador N (consolidación primaria) se considera el elemento de Newton, de fluidez lineal y se expresa.

$$\dot{\varepsilon}_N = \phi_N \sigma_N \quad (20)$$

Partiendo de la hipótesis Terzaghi y considerando un gran número de unidades, obtuvo el porcentaje de consolidación para un estrato de suelo de la siguiente manera:

$$U\% = \left\{ 1 - \sum_{i=0}^{\infty} \frac{8}{(2i+1)^2 \pi^2} e^{\left[\frac{-(2i+1)^2 \pi^2}{4} \right] * T_v} \right\} * 100 \quad (21)$$

Donde:

U: es el porcentaje de consolidación para un estrato de la teoría de Terzaghi

Tv: factor tiempo primario, y se obtiene con la siguiente expresión:

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} t \quad (22)$$

Por lo que el porcentaje de consolidación de Terzaghi se denomina $F(T_v)$, siendo la función de retardo del tiempo de la deformación para el proceso hidrodinámico de consolidación.

$$U = F(T_v)$$

Por lo que, la ecuación deformación volumétrica primaria se establece que para cualquier tiempo de un estrato con espesor d, se obtiene de la siguiente manera:

$$\Delta \delta_p = m_v * F(T_v) * \Delta \sigma \quad (23)$$

m_v es el coeficiente de compresibilidad volumétrica por consolidación primaria y se obtiene en condiciones esfuerzo-deformación del elemento.

4.3.3 Unidad Z

En la teoría de consolidación secundaria expuestas por el Dr. Zeevaert se considera en el amortiguador N representa el agua de los macroporos en el suelo mientras que el amortiguador 2 representa los microporos en el suelo, por lo que se establece la siguiente condición de equilibrio.

$$\sigma_z = \sigma_N + \sigma_2$$

La relación esfuerzo deformación del amortiguador N con los de fluidez lineal y no lineal. El amortiguador Z (consolidación secundaria) se expresa.

$$\dot{\varepsilon}_Z = \frac{a}{b+t} \sigma_2 \quad (24)$$

Para $t=0$ $\sigma_N = \sigma_2$ $\sigma_Z = 0$

$$\dot{\varepsilon}_{st} = \frac{a}{\frac{a}{\phi_N} + b + t} \sigma_Z \quad (25)$$

De acuerdo con la condición inicial el parámetro $b=0$, quedando así:

$$\varepsilon_{st} = a \sigma_Z \ln \left[\frac{\frac{\bar{a}}{\phi_N} + t}{\frac{\bar{a}}{\phi_N}} \right] \quad (26)$$

Tomando en cuenta un gran número de modelos Z en serie y $\ln x = 2.3 \log x$.

$$\varepsilon_{st} = 2.3 \bar{a} \sigma_Z \log \left(1 + \frac{\phi_N}{\bar{a}} t \right) \quad (27)$$

Donde \bar{a} y $\bar{\phi}$ son los promedios de las propiedades mecánicas y haciendo a $2.3 \bar{a} = m_t$, siendo m_t el módulo de compresibilidad por consolidación secundaria, pero:

$$\varepsilon_{st} = \frac{\delta_{st}}{\Delta Z_0}$$

$$C_t = m_t \sigma_Z \Delta Z_0$$

Por lo tanto:

$$\delta_{st} = C_t \log \left(1 + \frac{\phi_N}{a} \frac{c_v}{(\Delta Z_0)^2} \frac{(\Delta Z_0)^2}{c_v} T_v \right) \quad (28)$$

Donde T_v es el factor tiempo primario de Terzaghi ecuación 22 y donde ξ es un parámetro adimensional, y se puede determinar de las curvas de consolidación que es el inverso del tiempo que representa el tiempo de relajamiento de la compresión secundaria.

$$\xi = \frac{\phi_N C_v}{a (\Delta z_0)^2}$$

Sustituyendo a T_v y a ξ en la ecuación 28, obtenemos la ecuación que representa la deformación volumétrica debido al fenómeno de la viscosidad intergranular (consolidación secundaria).

$$\Delta \delta_z = c_t \log(1 + \xi T_v) \quad (29)$$

Teniendo las ecuaciones que representan la consolidación primaria y secundaria se sustituye en la ecuación 19 y arribamos a la siguiente expresión:

$$\delta_{st} = m_v U\% * \Delta \sigma + c_t \log(1 + \xi T_v) \quad (30)$$

4.4 Curvas de consolidación

Al aplicar un incremento de carga de forma instantánea a un suelo fino saturado, el esfuerzo provocado es inicialmente soportado por la fase líquida del suelo, generando un aumento de presión de poro de igual magnitud que la carga aplicada (figura 29), y conforme transcurre el tiempo, el agua drena hacia las fronteras permeables permitiendo disipar la presión de poro en forma diferida, y así provocando la transferencia de esfuerzo a la fase sólida. Durante este proceso, la reducción del volumen del suelo es igual al volumen del agua expulsada; consecuentemente, su velocidad de deformación es función de la velocidad de salida del agua (consolidación primaria); pero se ha observado que después que el exceso de presión de poro se ha disipado, continúa un proceso de deformación (consolidación secundaria) que se desarrolla generalmente por períodos mayores que los que toma el fenómeno hidrodinámico. Cabe precisar que la fase primaria como la secundaria del fenómeno de consolidación, suelen manifestarse para tiempos convencionales de prueba (24 horas).

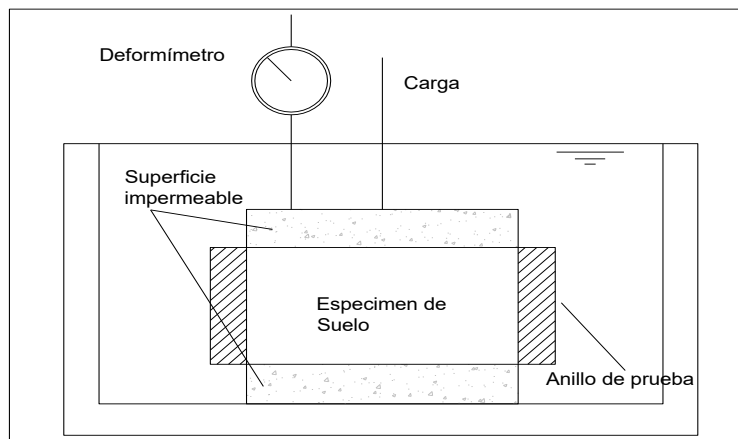


Figura 29 Consolidómetro

la forma general de la deformación-tiempo para un incremento dado de carga, se dividen en dos etapas. Se observa en los suelos no saturados debida a una reducción rápida del volumen de vacíos. Los esfuerzos a la compresión la provocan y va acompañada por un rápido incremento de los esfuerzos efectivos y se puede observar en la figura 30.

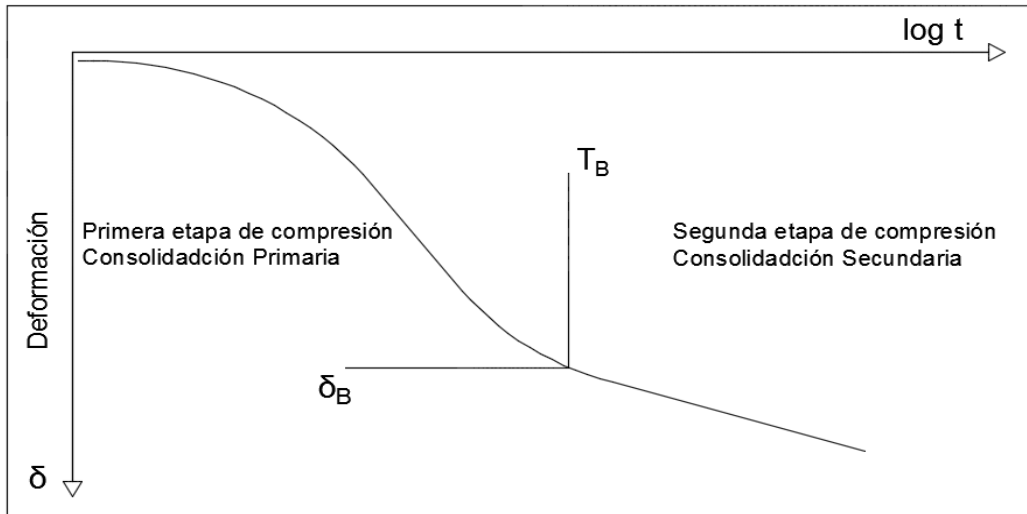


Figura 30 Curva tipo de consolidación

4.4.1 Consolidación primaria (Etapa I)

Se debe a la reducción gradual del volumen de vacíos bajo esfuerzos efectivos variables, es un cambio lento provocado por los esfuerzos de compresión bajo la influencia de las presiones de poro que resisten una reducción más rápida de volumen. A medida que avanza la consolidación, se disipan la presión de poro, la consolidación primaria empieza justo después de la compresión inicial.

4.4.2 Consolidación secundaria (Etapa II)

Es la reducción gradual de volumen del suelo bajo esfuerzos efectivos constantes, esta fase comienza cuando la presión de poro se vuelve aproximadamente cero y se supone que continúa para siempre. Se debe a la formación lenta de los contactos entre las partículas de arcilla que se encuentran bajo la influencia de los esfuerzos cortantes, creados por un sistema de esfuerzos principales desiguales, sin embargo, se cree que las arenas y otros suelos granulares no están sujetos a consolidación secundaria.

Puesto que la compresión secundaria representa esencialmente un reacomodo adicional de la estructura interna del suelo después de que la mayor parte de la carga ha sido transferida del agua a la materia sólida, se estima que las velocidades de este tipo de compresión dependan del esfuerzo efectivo.

Desde el punto de vista práctico, distinguimos cuatro formas de curvas de consolidación: tipo I, tipo II, tipo III (suelos con cavidades) y tipo IV, las cuales se exhiben respectivamente.

Para niveles de esfuerzo pequeños en recompresión, las curvas de consolidación toman la configuración mostrada en la figura 31.

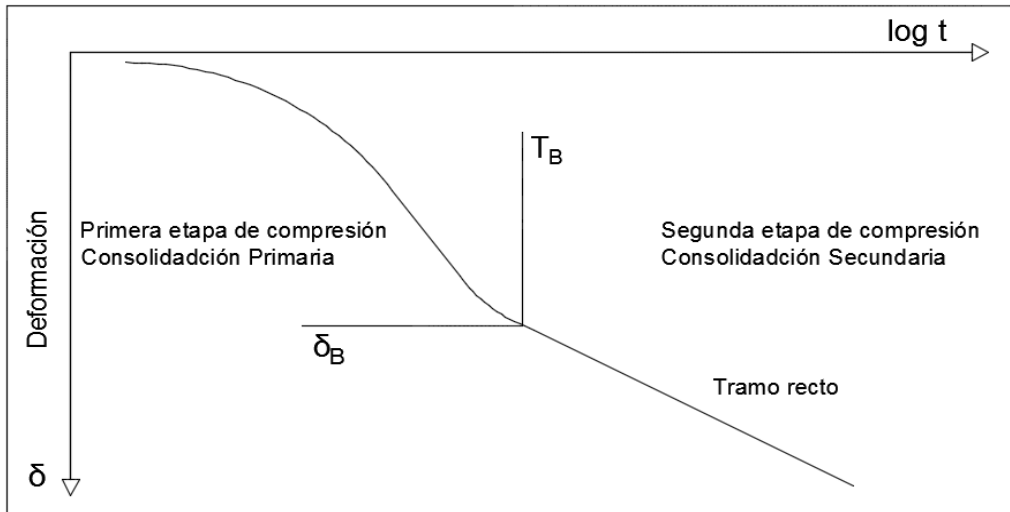


Figura 31 Curva de consolidación tipo I

La compresión secundaria o viscosidad, se hace más evidente y tiene una configuración convexa después de que la etapa de compresión primaria se ha desarrollado totalmente, teniendo como niveles de esfuerzo grandes en el tramo de recompresión de la curva de compresibilidad y cerca del esfuerzo efectivo $P'v$ y se muestra en la figura 32.

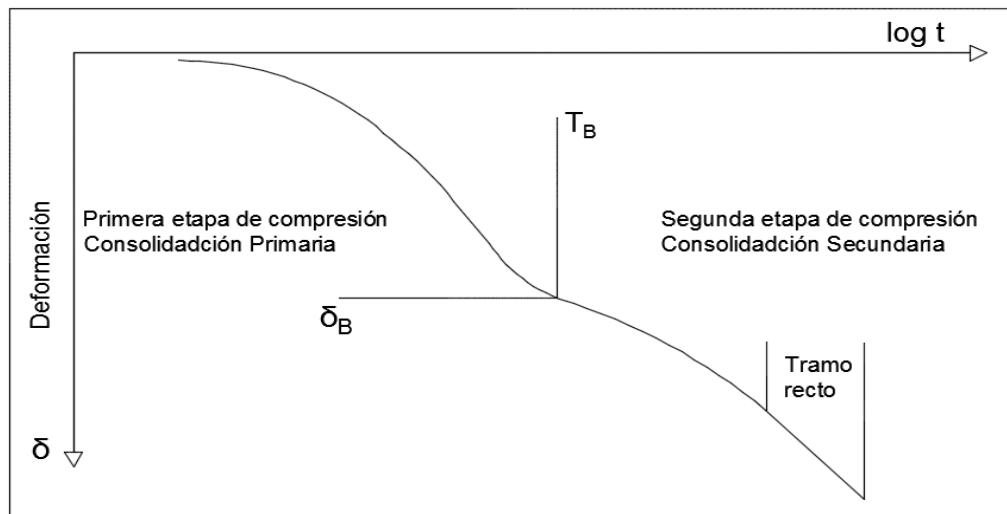


Figura 32 Curva de consolidación tipo II

En los niveles de esfuerzo cercanos al crítico, la configuración de la curva de consolidación no muestra el punto de cambio entre las dos etapas (figura 33), dicha presencia llega a ocurrir por consolidación inmediata, es decir, que la estructura de los suelos finos no es capaz de resistir la presión del esfuerzo efectivo, haciendo que su estructura se rompa, por tal motivo no existe consolidación primaria únicamente consolidación secundaria.

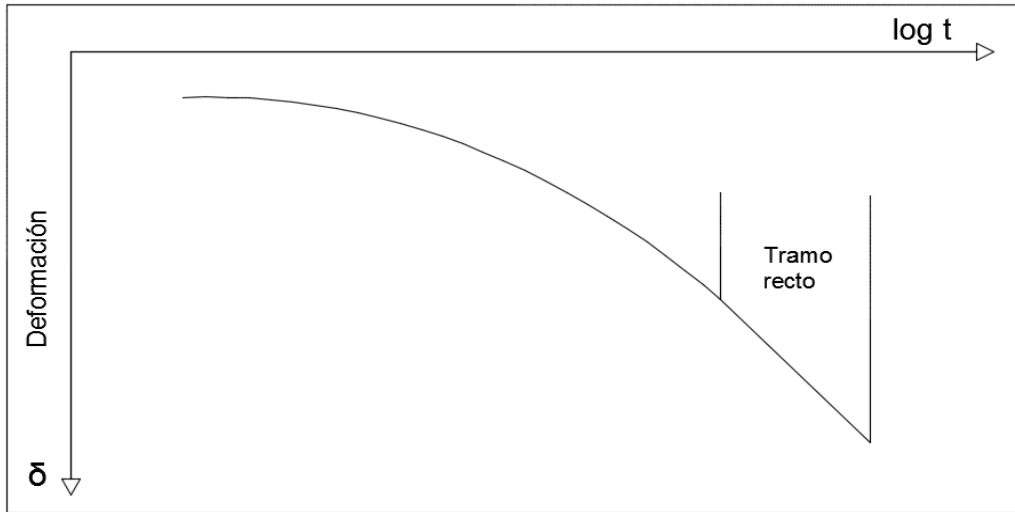


Figura 33 Curva de consolidación tipo III (suelo con cavidades)

Después del esfuerzo crítico, se genera una nueva estructura en la arcilla la cual tiene lugar bajo condiciones de confinamiento y se puede observar en la figura 34.

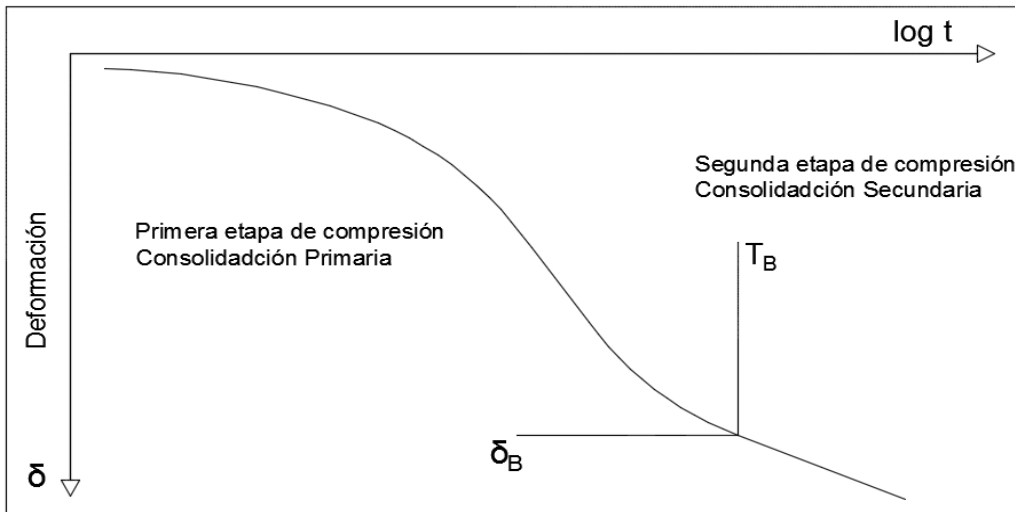


Figura 34 Curva de consolidación tipo IV

4.4.3 Ajustes de curvas de consolidación

Para el ajuste de curvas de consolidación es necesario que se defina no sólo la componente primaria sino también la secundaria de cada curva, por ejemplo, en las

figuras 31 y 32 evitando en todo momento la expansión del suelo debido a una muy pronta saturación del material. El método de ajuste consiste en determinar los siguientes parámetros:

$\delta_{0\%}$	Ordenada en el origen de la curva de consolidación.
t_B y δ_B	Punto donde termina la consolidación primaria y continua la secundaria.
t_F y δ_F	Punto más alejado de la zona donde termina la consolidación primaria, sobre el tramo recto de la consolidación secundaria.
t_{50} y δ_{50}	Punto para el 50% de consolidación primaria.
C_t	Pendiente del tramo recto de la consolidación secundaria.

Para dar una mejor explicación del método de ajuste lo determinaremos de acuerdo con la explicación del profesor Deméneghi, y se empleará una curva de consolidación del resultado de las pruebas de laboratorio (figura 35).

Una vez que la curva de consolidación se grafique, se deberá de determina la consolidación inicial. Partiendo de un t_1 y t_2 que representan los tiempos entre uno o dos ciclos logarítmicos, mismo que sus deformaciones $\Delta\delta_1$ y $\Delta\delta_2$, estos parámetros se deberán de tomar antes de que la consolidación primaria termine. Y se obtiene con la siguiente ecuación:

$$\Delta\delta_0 = \frac{(t_2 * \Delta\delta_1) - (t_1 * \Delta\delta_2) - (\Delta\delta_2 - \Delta\delta_1) \sqrt{(t_1 * t_2)}}{(t_2 - t_1)} \quad (31)$$

Teniendo la deformación por la consolidación inicial se comienza a determinar C_t la cual se obtiene eligiendo de uno a dos ciclos logarítmicos consecutivos del tiempo, en el tramo recto de la consolidación secundaria con sus deformaciones respectivas y se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$C_t = \frac{\delta_f - \delta_E}{\log\left(\frac{t_f}{t_E}\right)} \quad (32)$$

Considerado el modelo de viscosidad intergranular de la figura 28 (unidad Z, Zeevaert, 1986) establece que el equilibrio de fuerzas y de compatibilidad de deformaciones verticales en el modelo (Zeevaert, 1986 y Deméneghi, 2010)

$$\Delta\delta_{st} = C_t \left(1 + \frac{t}{\tau}\right) \quad (33)$$

En donde τ es igual a la fluidez del agua de los macroporos y microporos en todo el elemento, para fines de la tesis se omite el desarrollo de dicha ecuación (artículo curvas de consolidación en arcillas sensitivas, Agustín Deméneghi) donde se arribó a la siguiente expresión para el cálculo de la compresión por consolidación secundaria.

$$\tau_{II} = \frac{t_f - t_B * \left[10^{\left(\frac{\Delta\delta_F - \Delta\delta_B}{C_t} \right)} \right]}{10^{\left(\frac{\Delta\delta_F - \Delta\delta_B}{C_t} \right)} - 1} \quad (34)$$

Donde el valor de $\Delta\delta_p$ está determinado, al seleccionar en la curva de consolidación el punto B inmediatamente después del quiebre con coordenadas (δ_B, t_B) , asumiendo que en este punto la consolidación primaria llega al 100% y comienza la consolidación secundaria, por lo que la ecuación 34, queda de la siguiente manera:

$$\Delta\delta_p = (\Delta\delta_B - \Delta\delta_0) - C_t * \log \left[1 + \frac{t_B}{\tau_{II}} \right] \quad (35)$$

Conociendo la $\Delta\delta_p$ se divide entre 2 para conseguir una primera aproximación ($U=50\%$ factor tiempo), la cual medimos el t_{50} en la curva de consolidación y con la deformación $\Delta\delta_{50}$, y despejando a C_v en la fórmula 22 factor tiempo primario, nos queda de la siguiente manera:

$$C_v = \frac{T * (\Delta z_e)^2}{t_{50}} \quad (36)$$

Para determinar el valor de ξ lo podemos obtener con la siguiente expresión

$$\xi = \frac{(\Delta z_e)^2}{\tau * C_v} \quad (37)$$

Entonces para determinar la δ_{50} se obtiene con la siguiente expresión, misma que se deberá aplicar repetidamente para medir el t_{50} en la curva de consolidación, calculando a C_v y ξ hasta que la magnitud de δ_{50} no cambie entre dos iteraciones sucesivas.

$$\delta_{50} = \frac{\delta_p}{2} + C_t \log(1 + 0.197\xi) \quad (38)$$

Teniendo las propiedades de deformación de la arcilla sensitiva, De esta manera se procede a calcular los parámetros o módulos de compresibilidad por consolidación primaria y secundaria con las siguientes expresiones respectivamente:

$$m_v = \frac{\Delta\delta_p}{\sigma_z \Delta z_0} \quad (39)$$

$$m_t = \frac{C_t}{\sigma_z \Delta z_0} \quad (40)$$

Así mismo, se definen los módulos de deformación:

$$E_p = \frac{\sigma_z \Delta z_0}{\Delta\delta_p} = \frac{1}{m} \quad (41)$$

$$E_{cs} = \frac{\sigma_z \Delta z_0}{C_t} = \frac{1}{m_t} \quad (42)$$

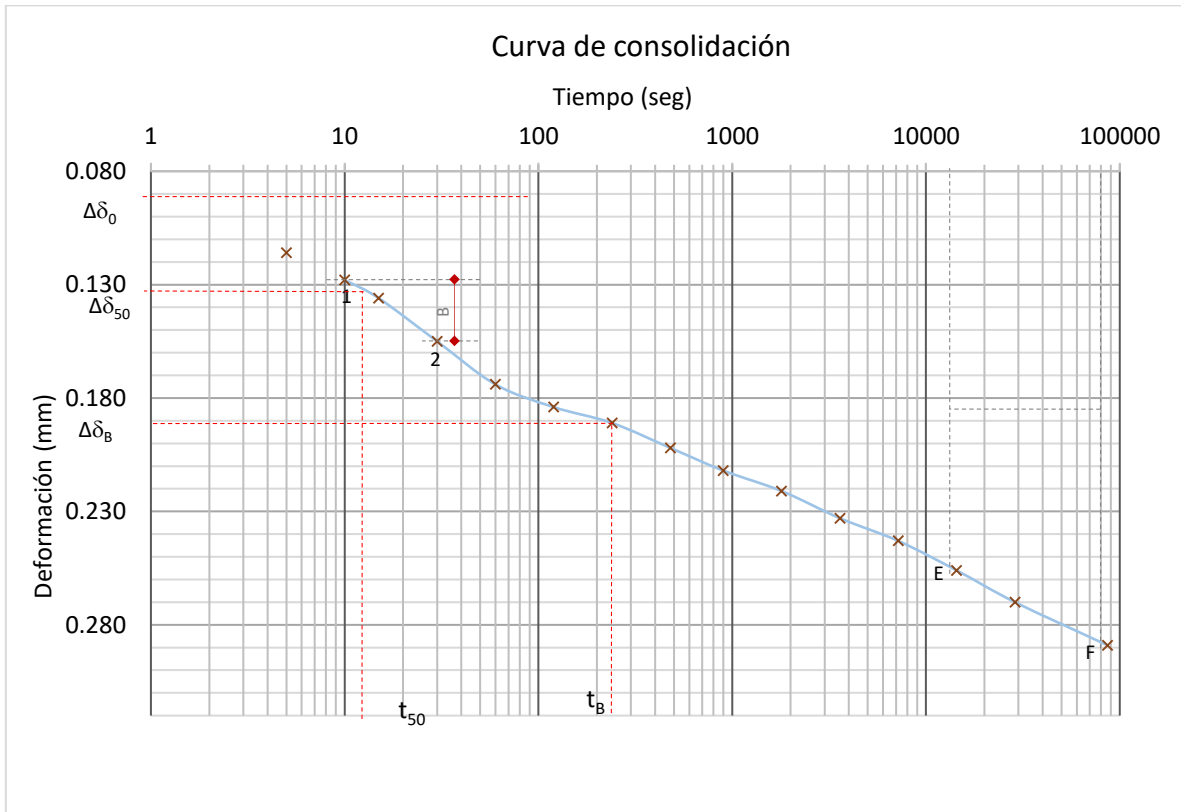


Figura 35 Calculo de la curva de consolidación

CAPÍTULO 5: CALCULO DEL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN COMPENSADA

Como se mencionó al inicio de la tesis se pretende construir un edificio en la zona de lago, por lo que en este capítulo se llevara a cabo el cálculo de la cimentación compensada cuya estructura constara de 5 niveles y un sótano. La superestructura tendrá un nivel máximo de 13.00 m sobre nivel de banquetta, y tendrá un área de 344.24 m².

En el anexo B se puede observar el perfil estratigráfico junto con las propiedades del suelo obtenidas de las pruebas de laboratorio para cada estrato, se realizó el cálculo del edificio para conocer el peso total, medio

Cálculo de la profundidad de desplante del cajón de cimentación (Bjerrum y Skempton)

$$\begin{aligned}
 PUM - p_v &= 0.5p_{v'o} \\
 p_v &= \gamma D_f \\
 p_{v'o} &= 0.5[(\gamma * z) + (D_f - z)(\gamma - \gamma_w)]
 \end{aligned}$$

Donde

Ancho	15.9	M	
Largo	20.05	M	
Peso total del edificio		2776.12	Ton
γ_d =presión del suelo seco =		14.8701	kN/m ³
γ_m =presión del suelo saturado =		17.3756	kN/m ³
γ_m =presión del suelo saturado =		16.3329	kN/m ³
PUM = peso unitario medio =		87.0816	kPa

Por lo tanto, la profundidad de desplante queda de la siguiente manera

$$D_f = \frac{PUM - (0.5[(\gamma * z) + (-z)(\gamma - \gamma_w)])}{\gamma + (0.5)(\gamma - \gamma_w)}$$

$$D_f = \frac{87.0816 - (0.5(14.87 * 2.5) + [(-1.9)(17.38 - 9.81) + (-0.1)(16.33 - 9.81)])}{14.87 + ((0.5)[(-1.9)(17.38 - 9.81) + (-0.1)(16.33 - 9.81)])}$$

Df= 3.468m ≈ 3.5m

Nota.- Se realizó el cálculo del asentamiento con la Df de 3.5m, pero resultado no ser la apropiada ya que el asentamiento rebasa lo estipulado en las normas, por lo que se propone una Df=4.5m

1. Estado límite de servicio

a) Expansión inmediata

El material del suelo excavado se deberá de estimar de modo que parte o todo el peso de la estructura sea compensado con la ecuación

$$q_{exc} = \gamma D_f$$

qexc=	14.8701*2.5	37.17525	kPa
qexc=	17.3756*1.9	33.01364	kPa
qexc=	16.3329*0.1	1.63329	kPa
Σqexc=		71.82218	kPa

De manera, que para obtener los asentamientos se deberá de calcular las deformaciones inmediatas por medio de la ley de Hooke.

Ee= módulo elástico ecuación 12, v=módulo de poisson

σ_z, σ_x, σ_y son los incrementos de los esfuerzos y se obtiene empleando el método de Boussinesq

en este caso las deformaciones se comienzan a calcular a partir del segundo estrato, ya que el suelo del primer estrato será excavado.

Estrato	Z (m)
1	0
2	5.5
3	3.2
4	2.6
5	1.8
6	2.6

Para el cálculo de lo deformaciones inmediatas es necesario obtener los esfuerzos normales para cada estrato utilizando las ecuaciones de Boussinesq. Se Realizará el calculó a la mitad de cada estrato con las siguientes expresiones 15,16,17 y 18.

$$B = \sqrt{(7.95)^2 + (10.025)^2 + 2.75^2} = 13.087$$

$$\sigma'_z = \frac{71.8222}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{(7.95)^2 + (2.75)^2} + \frac{1}{(10.025)^2 + (2.75)^2} \right) \frac{(7.95 * 10.025 * 2.75)}{13.087} + \tan^{-1} \frac{(7.95 * 10.025)}{(2.75 * 13.087)} \right]$$

$$\sigma_z = 17.58 * 4 = 70.33573 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_x = \frac{71.8222}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{(7.95 * 10.025 * 2.75)}{(10.025^2 + 2.75^2)13.087} - \tan^{-1} \frac{(2.75 * 13.087)}{(7.95 * 10.025)} + \left(1 - 2(0.5) \left(\tan^{-1} \frac{7.95}{10.025} - \tan^{-1} \frac{7.95 * 13.087}{10.025 * 2.75} \right) \right) \right]$$

$$\sigma_x = 11.1889 * 4 = 44.75594 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_y = \frac{71.8222}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{(7.95 * 10.025 * 2.75)}{(7.95 + 2.75^2)13.087} - \tan^{-1} \frac{(2.75 * 13.087)}{(7.95 * 10.025)} + \left(1 - 2(0.5) \left(\tan^{-1} \frac{10.025}{7.95} - \tan^{-1} \frac{10.025 * 13.087}{7.95 * 2.75} \right) \right) \right]$$

$$\sigma_x = 10.28634 * 4 = 41.14537 \text{ kPa}$$

Estratos	σ_z kPa	σ_x kPa	σ_y kPa
2	70.33573	44.75594	41.14537
3	57.20038	17.88243	14.07988
4	45.80368	9.449585	6.913552
5	38.12938	5.930042	4.169234
6	31.70966	3.811956	2.600453

Con los esfuerzos para cada estrato, reemplazamos en la ecuación de Hooke.14

$$\delta_e = \frac{5.5}{6966.0554} [70.3357 - 0.5(44.75594 + 41.14537)]$$

$$\delta_e = 0.021622 \text{ m}$$

Procediendo de manera análoga con los demás estratos, arribamos a los siguientes resultados

Estratos	δ_e (m)
2	0.021622
3	0.015389
4	0.015299
5	0.010981
6	0.010409

Σ	0.073699
----------	----------

por lo tanto, debido a la excavación, ocurre una expansión inmediata del fondo de $\delta_e=7.369936\text{cm}$

b) Cálculo de asentamiento inmediato

para este procedimiento se tiene que hacer la diferencia de carga total del edificio con la inmediata

Peso neto del edificio = 3230.51 Ton

INP=101.335-71.8222 = 29.5128kPa

para obtener el asentamiento inmediato, pero ahora con el INP se realiza el mismo procedimiento anterior, pero ahora se utilizará E_u (ecuación 13) en la ecuación 14

$$\delta_u = \frac{\Delta z}{E_u} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

esfuerzos normales para cada estrato

Estratos	σ_z kPa	σ_x kPa	σ_y kPa
2	28.90204	18.39091	13.38806
3	23.50452	7.348168	3.816627
4	18.82144	3.882981	1.818771
5	15.66795	2.436746	1.087864
6	13.02999	1.566392	0.67364

Reemplazamos en la ecuación de Hooke

$$\delta_e = \frac{5.5}{4104.143} [28.90204 - 0.5(18.39091 + 13.38806)]$$

$\delta_e=0.017438\text{m}$

Procediendo de manera análoga con los demás estratos, arribamos a los siguientes resultados

Estratos	δu (m)
2	0.017438
3	0.013436
4	0.0097

5	0.007034
6	0.007671
Σ	0.0552

debido al incremento neto de presión, la cimentación sufre un asentamiento inmediato $\delta u = 5.524256\text{cm}$

c) Asentamiento diferido

Para el siguiente cálculo se necesitará emplear la ecuación 30 y las siguientes expresiones, así mismo de valores obtenidos de las curvas de consolidación

$$\delta_p = \left(\frac{\Delta Z_0}{E_p} \right) \sigma_z \quad (43)$$

$$C_t = \left(\frac{\Delta Z_0}{E_{cs}} \right) \sigma_z \quad (44)$$

Donde los módulos de deformación E_p y E_{cs} se obtienen de las ecuaciones 41 y 42 o haciendo el inverso de m_v y m_t . (anexo b)

El incremento neto de presión, para condiciones a largo plazo es

$$INP = 87.08167 - 71.8222 = 15.2595\text{kPa}$$

En este caso el único esfuerzo que nos interesa es σ_z y se obtiene de la misma manera que los anteriores

$$\sigma'_z = \frac{15.2595}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{7.95^2 + 10^2} + \frac{1}{10.025^2 + 10^2} \right) \frac{(7.95 * 10.025 * 10)}{16.239} + \tan^{-1} \frac{(7.95 * 10.025)}{(10 * 16.239)} \right]$$

$$\sigma_z = 2.433 * 4 = 9.73154\text{kPa}$$

Remplazamos en las ecuaciones 43 y 44

$$\delta_p = \left(\frac{2.6}{1222247} \right) 9.73154$$

$$\delta_p = 0.000206975\text{m}$$

$$C_t = \left(\frac{2.6}{23221.63} \right) 9.73154$$

$$C_t = 0.001089588\text{m}$$

Se calcula el asentamiento para un tiempo de $t=50$ años empleamos la ecuación 22

$$t = 50(86400)(365.25) = 1.57788 \times 10^9 \text{ seg}$$

$$T = \frac{(0.01818 * 1.57788 \times 10^9)}{(2.6 * 100)^2}$$

$$T = 392.3225893 > 2$$

Por lo tanto, en la consolidación primaria $u\%$ se toma igual a 1, es decir, llega al 100% de la consolidación y es cuando comienza la consolidación secundaria

Sustituimos en la ecuación 30 ξ es un parámetro adimensional ecuación 37

$$\delta_t = (0.000206975)1 + (0.001089588 * \log[1 + (0.086731 * 392.3225893)])$$

$$\delta_t = 0.001889731 \text{ m}$$

Procediendo de manera análoga con los demás estratos, arribamos a los siguientes resultados

Estratos	σ_z kPa	δ_p (m)	C_t (m)	T_v	δ_t (m)
2	14.94367	0.003945	0.001096	94.829	0.00687
3	12.15291	0.001073	0.000817	885.708	0.00405
4	9.731544	0.0002069	0.0010895	392.3225	0.001889
5	8.101045	0.000681	0.00046	3479.128	0.00026
6	6.737099	0.0004453	0.001492	296.90286	0.002582
Σ					0.018033

Es decir, para una vida útil de 50 años, el asentamiento diferido de la cimentación es de $\delta_t = 1.803295364 \text{ cm}$

Por lo que el asentamiento total es $\delta = \delta_u + \delta_t$

$$\delta = 5.524256 + 1.8033$$

$$\delta = 7.32755 \text{ cm}$$

y para fines de diseño de accesos y de instalación al edificio, se debe tomar en cuenta además el asentamiento por recompresión $\delta = \delta_e + \delta_u + \delta_t$

$$\delta = 7.369936 + 5.524256 + 1.8033$$

$$\delta = 14.69749 \text{ cm}$$

Calculo del giro del edificio

El giro permanente de un cimiento está dado por (Zeevaret, 1873), y se obtiene con la siguiente ecuación

$$\theta_d = \theta_{ep} - \theta_e \quad (45)$$

Donde:

θ_e =Giro elástico

θ_{ep} =Giro elastoplástico

El giro elastoplástico está dado por un cimiento de área circular

$$\theta_{ep} = \frac{3(1-\nu)M}{8G_{ep}R^3} \quad (46)$$

y el giro elástico

$$\theta_e = \frac{3(1-\nu)M}{8G_eR^3} \quad (47)$$

es decir

$$\theta_d = \frac{3(1-\nu)M}{8G_eR^3} \left[\frac{G_e}{G_{ep}} - 1 \right] \quad (48)$$

Para obtener las deformaciones plásticas y elastoplásticas se determinan realizando pruebas dinámicas de carga-descarga (compresión simple). Para fines de la tesis los valores de G_e y G_{ep} , se toman como un valor estadístico de la arcilla de la ciudad de México.

R = momento sísmico de inercia en el eje "Y" por ser más desfavorable y se expresa con la siguiente ecuación

$$R = \sqrt[4]{\frac{(4*I)}{\pi}} \quad (49)$$

Donde

$$I = \frac{b*l^3}{12} \quad (50)$$

$$I = \frac{15.9 * 20.05^3}{12}$$

$I = 10679.692m^4$

Sustituimos en la ecuación 49

$$R = \sqrt[4]{\frac{(4 * 10679.692)}{\pi}}$$

$$R=10.7985957\text{m}$$

La fuerza sísmica vale

$$s = 0.32 * 32305.1 = 5168.816\text{kN}$$

Con respecto al diseño del edificio se determinó el centro de gravedad de acuerdo con la altura del edificio

$$h_c=6.83\text{m}$$

El momento sísmico del edificio en dirección "y" es

$$W_t=\text{peso total del edificio}=32305.1\text{kN}$$

$$M = w_t * h_c$$

$$M = 32305.1 * 6.83 = 35303.01\text{kN.m}$$

Sustituyendo en la ecuación 48

$$\theta_d = \frac{3(1 - 0.5)35303.01}{8 * 3300 * (10.79)^3} \left[\frac{3300}{2700} - 1 \right]$$

$$\theta_d=0.000354\text{rad} \approx 0.03598\%$$

Por norma se recomienda multiplicar θ_d por 2

$$\theta_d= 0.070797\%$$

Las normas de cimentaciones de la Ciudad de México establece el siguiente valor para el giro permanente (inclinación visible)

$$\theta_{\text{permisible}}(\%) = \frac{100}{(100+(3h_c))} \quad (51)$$

Donde

h_c = altura de la construcción = 13m.

$$\theta_{permisible}(\%) = \frac{100}{(100 + (3 * 13))}$$

$\theta_{permisible} = 0.71942\%$

Se hace la revisión donde la desigualdad debe cumplir

$\theta_d = 0.070796\% < \theta_{permisible} 0.71942\%$ Si cumple

2. Estado límite de servicio

A la cimentación se le hará la verificación que cumpla con la condición

$$q_{ult} \leq q_R$$

a) Cálculo de la presión última sobre el terreno

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones, y este tipo de combinaciones deberá multiplicarse por el factor de carga correspondiente (F_c), y se expresa con la siguiente ecuación

F_c (estructura) = 1.4

$$q_{ult} = \frac{\Sigma Q F_c}{A} \quad (52)$$

Peso neto del edificio = 3230.51 Ton:

$$q_{ult} = \frac{3230.51}{(15.9 * 20.05)} * 1.4$$

$q_{ult} = 141.869 \text{ kPa}$

b) Cálculo de la capacidad de carga resistente del terreno

Para determinar la resistencia del terreno se determina con la ecuación 7

$$q_R = 5.14 * C_u * f_c * F_R + P_v$$

para el valor de C_u se hace un promedio de los estratos existentes entre la profundidad total, por lo tanto, se conocerá la cohesión media del suelo.

$$C_{um} = \frac{\Delta z_1 C_{u1} + \Delta z_2 C_{u2} + \dots + \Delta z_n C_{un}}{Z}$$

Estrato	Cu	Z (m)
1	---	---
2	2.372	5.5
3	5.42	3.2
4	2.4799	2.6
5	3.24	1.8
6	5.6901	2.6

$$C_{um} = 36.60127 \text{ kPa}$$

Sustituimos en la ecuación 8 para determinar f_c

$$f_c = 1 + \left[0.25 \left(\frac{15.9}{20.05} \right) \right] + \left[0.25 \left(\frac{4.5}{15.9} \right) \right]$$

$$f_c = 1.269009$$

De acuerdo a las NTC el factor de resistencia que corresponde a la ubicación del predio es $F_R = 0.7$

la presión efectiva del suelo es

$$P_v = 71.82218 \text{ kPa}$$

Reemplazamos en la ecuación de capacidad de carga 7

$$q_R = (5.14 * 36.6013 * 1.27 * 0.7) + 71.82$$

$$q_R = 238.9397 \text{ kPa}$$

Se hace la revisión donde la desigualdad debe cumplir

$$q_{ult} = 141.869 \text{ kPa} \leq q_R = 238.9397 \text{ kPa} \quad \underline{\text{Si cumple}}$$

Se hace la revisión del terreno por capacidad de carga bajo condiciones sísmicas utilizando el cortante reducido. (De acuerdo a las NTC se deberá de tener en cuenta las acciones permanentes más variables, incluyendo la carga viva. Teniendo como resultado la revisión del estado límite de servicio como los de falla.

Para determinar la fuerza sísmica, las NTC de sismo indica que de los parámetros del espectro de diseño depende del periodo natural del suelo

v = cortante reducido

c = coeficiente sísmico = 0.32

Q = factor de comportamiento sísmico, independiente de T

$W_0 = \text{peso del edificio} = 32305.1 \text{ kN}$

$$a' = \frac{c}{q} \quad (53)$$

$$a' = \frac{0.32}{2} = 0.16$$

$$v = a' * W_0 \quad (54)$$

$$v = 0.16 * 32305.1 = 5168.816 \text{ kN}$$

Con respecto al diseño del edificio se determinó el centro de gravedad de acuerdo a la altura del edificio $h_c = 6.83 \text{ m}$

El momento sísmico del edificio en dirección "y" es

$$M_y = v * h_c \quad (55)$$

$$M_y = 5168.81 * 6.83 = 35303.01 \text{ kN.m}$$

Por norma se recomienda el 30% del M_y para la dirección en "x"

$$M_x = 35303.01 * 0.30 = 10590.9 \text{ kN.m}$$

Se tiene entonces

$$e_x = \frac{M_y}{\Sigma Q} \quad (56)$$

$$e_x = \frac{35303.02}{32305.1} = 1.0928 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_x}{\Sigma Q} \quad (57)$$

$$e_y = \frac{10590.0}{32305.1} = 0.32784 \text{ m}$$

Las NTC menciona que en el caso de combinaciones de cargas (fuerzas sísmicas) excéntricas actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimiento, el ancho y el largo efectivo se determina considerando las expresiones 9

$$B' = 15.9 - (2 * 1.0928) = 13.7144 \text{ m}$$

$$L' = 20.05 - (2 * 0.32784) = 19.39432 \text{ m}$$

Como se trabajó con las condiciones de B' y L' se calcula con la ecuación 10

$$f_c = 1 + \left[0.25 \left(\frac{13.7144}{19.39432} \right) \right] + \left[0.25 \left(\frac{4.5}{13.7144} \right) \right]$$

$$f_c = 1.2588143$$

Sustituimos en la ecuación de capacidad de carga con los nuevos valores reducidos

$$q_R = (5.14 * 36.6013 * 1.25 * 0.7) + 71.82$$

$$q_R = 237.5972 \text{ kPa}$$

Se calcula la capacidad de carga última del suelo con respecto al área reducida. Y verificando el efecto combinado de todas las acciones, multiplicando por el factor de carga correspondiente (F_c), Sustituimos en la ecuación 52

$$F_c (\text{suelo}) = 1.1$$

$$q_{ult} = \frac{32305.1}{(13.7144 * 19.39432)} * 1.1$$

$$q_{ult} = 133.6018 \text{ kPa}$$

Se hace la revisión donde la desigualdad debe cumplir

$$q_{ult} = 133.6018 \text{ kPa} \leq q_R = 237.5972 \text{ kPa} \quad \underline{\text{Si cumple}}$$

CAPÍTULO 6: RESUMEN Y CONCLUSIONES

6.1 Resumen

En una cimentación compensada se trataron conceptos que intervienen durante el diseño geotécnico de la misma, ubicada en un depósito de suelo altamente compresible. Por lo que se deberán de revisar los siguientes rubros:

- Estudio de las condiciones geológicas y geotécnicas del lugar, incluyendo estratigrafía, propiedades hidráulicas y mecánicas de compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante.
- Condiciones estructurales de la edificación, revisión de la carga que ejercerá sobre el suelo para el proyecto en estudio

Estudio detallado de las deformaciones verticales que se puedan presentar durante la vida útil de la estructura, como son los siguientes análisis:

- Que no se exceda la presión crítica: La cual está en función de las características de las arcillas sensitivas; si el incremento de carga es mayor que la presión crítica entonces la deformación del suelo es muy grande, lo que conduce a fuertes asentamientos a la construcción.
- Cálculo de las expansiones inmediatas: Se provoca mediante la excavación, produciendo alivios de esfuerzos, causados por la descarga del suelo
- Cálculo de la recompresión: Es la recuperación de las expansiones generadas durante el proceso de excavación y construcción de la estructura
- Cálculo de la compresión inmediata, debida al incremento neto de presión, que es la diferencia de la carga total con respecto al peso excavado.
- Cálculo de la compresión diferida: Una vez que se forma un estrato de arcilla sensitiva, con el incremento de carga, y con el tiempo las partículas sufren un asentamiento por consolidación primaria, y adicionalmente las partículas del suelo se acomodan entre ellas, y debido a la naturaleza viscosa del agua que las rodea, ocurre el fenómeno de consolidación secundaria, el cual se manifiesta de manera explícita cuando ya se ha disipado el incremento de presión de poro por la aplicación de la carga (es decir, cuando ha terminado la consolidación primaria). Este proceso se puede visualizar con las pruebas de consolidación de las cuales se obtuvieron los siguientes tres tipos: tipo I, tipo II y suelo con cavidades,

- Revisión de la capacidad de carga: Para este cálculo se utilizaron dos combinaciones 1) condiciones normales y 2) en condiciones sísmicas que es afectada en sus longitudes B' y L'

6.2 Conclusiones

En esta tesis se describió un procedimiento para el cálculo de la cimentación compensada que se han de proponer como solución a un problema de asentamientos totales y posiblemente diferenciales de una cimentación sobre suelos arcillosos blandos con problemas de hundimiento regional, como es el caso del Valle de México.

Por lo que se concluyó, que el diseño de la cimentación propuesta en el desarrollo de esta tesis resultó ser funcional bajo las siguientes condiciones:

- El cajón será desplantando a una profundidad de 4.5 m
- El asentamiento permitido deberá de arrojar un valor conforme a la normativa vigente, para este caso el asentamiento será de 14.90 cm.

Asimismo, se realizaron cálculos considerando diferentes condiciones para los mismos tipos de suelo y cimentación propuesta, que se mencionan a continuación:

- Profundidad de desplante:
Se evaluaron distintas profundidades para la cimentación, que dieron como resultado diferentes asentamientos dentro y fuera de la normativa, por ejemplo, en el caso de una profundidad de 4 m el resultado que arrojó fue un asentamiento de 40 cm que no está permitido en la ejecución de la obra
- El análisis de expansiones
En caso de que la cimentación se desplante a una profundidad mayor a 5.4 m, las expansiones se presentarán serán excesivas, ya que el peso del suelo excavado es mayor que el de la estructura.

El cálculo que se utilizó proporciona resultados factibles, el cual resulta ser sencillo de manejar para los ingenieros de la práctica profesional.

Las condiciones anteriormente expuestas se obtuvieron con base en los ensayos de laboratorio siguientes:

1. -Las pruebas de consolidación, de las cuales se obtuvieron las deformaciones que presenta el suelo: al inicio ocurre una consolidación primaria, y en el transcurso del tiempo, con la disipación de poro, se presenta la consolidación secundaria. En la que durante las pruebas de carga y se podía observar gráficamente que la consolidación primaria terminaba casi al instante, dando lugar en las pruebas realizadas a las curvas tipo II y con cavidades.

2. Para conocer el comportamiento elástico del suelo y su capacidad de carga, se realizó la prueba de compresión simple, mediante ciclos de carga-descarga

Con base en lo anterior se demuestra que el uso de una cimentación compensada en un terreno o suelo compresible es posible, ya que, comparado con el uso de una cimentación profunda, que es el tipo mayormente usado para desplantar cualquier tipo de edificación en la zona de lago, y que asegura que la edificación no presente asentamientos mayores, representa la misma seguridad para la estructura respecto al asentamiento y generando un menor costo a la ejecución del proyecto.

6.3 Recomendaciones

Los problemas de asentamiento de las arcillas sensitivas del Valle de México pueden ser calculados aplicando el método utilizado en esta tesis.

Escoger adecuadamente, la curva de consolidación obtenida con los resultados de laboratorio que más se asemeje en las presiones de campo-laboratorio a la curva teórica propuesta por el método de Zeevaert; para ello, es importante conocer cada una de las curvas teóricas del método antes mencionado. Tal es el caso de la curva Tipo con Cavidades donde en corto tiempo se concluye la consolidación primaria de Terzaghi. En la curva Tipo I se tiene que al término de la consolidación primaria se prolonga un tramo recto. En la curva Tipo II al término de la consolidación primaria se presenta una joroba, prolongarse el tramo recto.

6.4 Investigación futura

Realizar un cálculo de iteración suelo estructura tanto dinámica como estática, par observar el comportamiento del suelo. Contrastar frecuentemente los resultados obtenidos por el método de Zeevaert con algún software de elementos finitos, a fin de comprobar o reafirmar su confiabilidad, para una mayor precisión en los trabajos de análisis y diseños geotécnicos.

BIBLIOGRAFÍA

Bowles, Joseph E. Foundation Analysis and Design. 5a ed. Mc Graw-Hill: New York, 1997.

Das, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. 4a ed. Thomson: México D.F., 2001.

Lambe y Whitman, Robert. "Mecánica de Suelos". Editorial Limusa, Noriega Editores. Primera edición. México D. F., 1989.

Marsal, Raúl J. y Mazari, Marcos. El Subsuelo de la Ciudad de México. Facultad de Ingeniería, UNAM: México, D.F., 1959.

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN DEL DISTRITO FEDERAL. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS, 6 de octubre de 2004.

Terzaghi, Karl y Peck, Ralph B. Soil Mechanics in Engineering Practice. 2a ed. John Wiley & Sons: New York, 1967.

Terzaghi, Karl. "Theoretical Soil Mechanics". Editorial John Wiley & Sons. Primera edición. New York, 1956.

Zeevaert, Leonardo. Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. 2a ed. Van Nostrand Reinhold: New York, 1983.

Zeevaert, Leonardo. "Consolidation in the Intergranular Viscosity of Highly Compressible Soils," Consolidation of Soils: Testing and Evaluation, ASTM STP 892: 257-281, R.N. Yong and F.C. Townsend, Eds., Philadelphia.

Zeevaert, Leonardo. "Compendio Elemental de Mecánica de Suelos". Publicación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. México D. F., 1998.

A. W. Skempton and Dr. L. Bjerrum. "A Contribution to the Settlement Analysis of Foundation on Clay"

A. Deméneghi, "Predicción de deformaciones a largo plazo en arcillas sensitivas", Memorias XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Publicación SMMS, Acapulco, Gro. 2010

Agustín Deméneghi y Margarita Puebla, "Curvas de consolidación en Arcillas Sensitivas", Memorias XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Publicación SMMS, Cancún, Quintana Roo. 2012

Juan Antonio Vera Torres, "Estratigrafía Principios y Métodos", Ed. Rueda, S. L. Madrid, 1994

Luis I. Gonzáles de Vallejo, Mercedes Ferrer, Luis Ortuño, Carlos Oteo, "Ingeniería Geológica", Pearson Educación, Madrid, 2002

Carlos Crespo Villalaz, "Mecánica de Suelos y Cimentaciones", 5a. ed. Limusa, México, 2004

Agustín Deméneghi, apuntes de clases de posgrado, Ciudad Universitaria González, L. y otros (2004). Ingeniería geológica. España: Pearson Educación, S.A.

Juárez Badillo, E y Rico R., Alfonso. "Fundamentos de la Mecánica de Suelos". Tomo I. Editorial Limusa, Noriega Editores. Tercera Edición. México D. F., 1997.

Miguel P. Romo Organista and Joel Merlos Espericueta, "Dynamic bearing capacity and earthquake-induced permanent displacements on foundations: an analysis method", Coloquio conmemorativo: La ingeniería Geotécnica a 20 años de "El Sismo"

A. Deméneghi, "Predicción de deformaciones a largo plazo en arcillas sensitivas", Memorias XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Publicación SMMS, Acapulco, Gro. 2010

ANEXO A

Pruebas de laboratorio

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión simple.

Los parámetros de compresibilidad del suelo se obtuvieron por medio de pruebas de consolidación, y en este mismo ensayo se determinó tanto el contenido natural de agua, la densidad de sólidos.

Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones e indicaciones de los profesores encargados del laboratorio M.I. Juan de Luis Umaña Romero (jefe de laboratorio), M.I. Enrique Elizalde Romero (responsable de prácticas) y Oscar Díaz Silva (laboratorista).

Las pruebas antes mencionadas se describen a continuación:

- Prueba de Consolidación

La prueba de consolidación consiste en la extracción del material con los ensayos de campo, la cual es conseguir una muestra representativa del suelo a una profundidad, las cuales deberán ser llevadas al laboratorio con la finalidad de determinar sus propiedades mecánicas.

Para comenzar el ensayo es necesario cortar 15cm de muestra (para su extracción del tubo) con una espátula se enrasa hasta dejar la superficie plana y libre de residuos y del material que se encuentre en malas condiciones. Hecho esto se emplea un cuchillo y se mete entre la muestra y el tubo teniendo cuidado de no romper la muestra, esto es para quitar la adherencia que existe entre el suelo y el tubo, en cuanto el cuchillo se deslice con facilidad se montara en una base para realizar la extracción figura 36:



Figura 36 Extracción de muestra para el ensayo de consolidación

La muestra de suelo debe ser inalterada y lo más homogénea posible evitando dañarlas y conservando su humedad.

En seguida se coloca la muestra en el cabeceador y con ayuda de un arco con cuerda se corta hasta tener 10 x 10 x 10 cm aproximadamente, se coloca sobre el torno giratorio y sobre ésta se centra el anillo de acero inoxidable de 8 cm de diámetro interno (D) y altura (H) de 2 cm aproximadamente. Para disminuir la fricción lateral entre el anillo y el material se recomienda que la relación D/H sea igual o mayor a 4, y que además se coloque en su interior grasa de silicón (figura 37):



Figura 37 Introducción del anillo a la muestra

la dinámica es retirar el material excedente de la muestra a medida que se va girando lentamente el torno e ir presionando uniformemente al anillo con una placa de vidrio hacia abajo para asegurarse que se desliza perpendicularmente, y para facilitar la introducción del material al anillo se emplea una cuchilla circular (ranurador), para el labrado. El ranurador deberá deslizarse en posición perpendicular al anillo, esto evitará una rasgadura mayor a la muestra (como se observa en la figura 37). Al ir penetrando el anillo este proceso se repite hasta que sobresalga el material del anillo metálico unos 5mm.

Cuando el material haya rebasado por completo el anillo metálico, se tiene ya la probeta, enseguida se corta con el arco y posteriormente se enrasa retirando el material excedente en la parte superior e inferior de las caras del anillo a esto se deberá de dar una sola pasada para evitar el remoldeo (figura 38), es muy recomendable que después del corte, se use un enrasador estriado para rayar las caras con líneas perpendiculares que permitirán el drenaje en todas direcciones. Limpie cualquier excedencia de material en el anillo, para obtener el peso específico del material.



Figura 38 Muestra de suelo contenida en el anillo de consolidación

Con la probeta labrada dentro del anillo metálico se procede a pesarla para determinar su peso volumétrico y con el material restante el contenido de agua, los límites de consistencia y la densidad de sólidos.

Se coloca el anillo con la muestra en el dispositivo de contención lo más rápido posible para evitar la pérdida de humedad, previamente se deberán de saturar los elementos que permiten el drenaje del agua desplazada (piedras porosas) dentro de un vaso de precipitado con agua destilada, se coloca por ambas caras de la probeta un papel filtro húmedo con agua destilada, sin que estas lleguen a tocar el diámetro interno del anillo metálico, posteriormente se colocan la piedra porosa en la placa base y sobre ésta el anillo con la probeta de suelo, cuidando que queden bien centradas en el diámetro interno del anillo metálico evitando así, que se puedan atorarse durante la prueba. De igual forma en la cara superior de la probeta se coloca la piedra porosa y la placa superior. Centrada la probeta de suelo, se colocan trozos de algodón humedecidos con agua para evitar la pérdida de humedad de la muestra, cuidando que no toquen el anillo; se envuelve con un papel adherible sujetado con ligas para garantizar el sellado hermético del dispositivo y formando así un ambiente húmedo. Por último, se coloca el balín cubierto con grasa de silicón sobre la placa superior, en la hendidura destinada para este fin, para ello se retira el papel adherible en la zona con ayuda de una navaja, quedando finalmente encapsulado el dispositivo ver figura 39.

Se procede con el montaje, que consiste en colocar la cazuela con la pastilla de suelo en el consolidómetro, se debe verificar la horizontalidad y verticalidad del marco de carga y del brazo de palanca, utilizando niveles de burbuja. Además, se debe garantizar el equilibrio del sistema, por lo que el tornillo de ajuste del marco de carga que presiona al balín deberá estar siempre en contacto.

El consolidómetro debe ser sensible a la aplicación de carga y exento de fricción en sus articulaciones. La probeta debe estar centrada en el vástago, para evitar alguna

excentricidad de carga. Al momento de depositar las cargas se debe evitar cualquier impacto durante su montaje.



Figura 39 Encapsulado de probeta de suelo

Teniendo el sistema en equilibrio y garantizando el contacto del tornillo de ajuste del marco de carga con el balín, se instala el micrómetro para tomar las lecturas e ir monitoreando la deformación que presenta la pastilla al aplicarle carga, junto con un cronómetro digital. En el transcurso de la prueba, se debe observar que la muestra no tenga afectaciones en la humedad por causa de la temperatura del lugar, en caso de que ocurra, se recomienda saturar el material hasta cubrir la mitad de la altura del anillo, para permitir el desalajo de las burbujas de aire de la muestra hacia la piedra porosa superior figura 40:



Figura 40 Montaje del consolidómetro

Con el sistema calibrado e instrumentado se procede a la implementación del programa de carga establecido de control de los esfuerzos a los que se someterá a la probeta de suelo, por lo que se deberá contar con pesas de diferentes denominaciones para este fin, antes de cada ciclo de carga y durante el periodo de

prueba establecido, se sugiere usar pesas con agarraderas y de diferentes tamaños para maniobrar mejor la colocación. Simultáneamente se realiza la implementación del programa de lecturas de acuerdo al programa de cargas y monitoreo establecido para cada ciclo de carga figura 41:

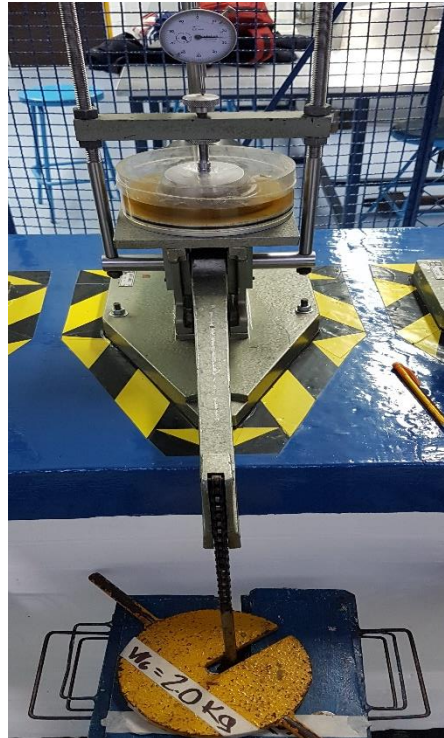


Figura 41 Montaje de la carga en el porta pesas

La implementación de la etapa de carga requiere del trabajo simultáneo de dos personas, una que coloque la carga en el porta pesas y la otra que inspeccione el tiempo en el cronometro para el registro de las lecturas del extensómetro. Se recomienda efectuar la prueba en un lugar donde se evite la perturbación ajena a la prueba (vibraciones, impactos y otros), y/o cambios de temperatura.

Finalmente, al terminar la etapa de carga, se desmontan las pesas y el equipo, se retira la cazuela del consolidómetro quitando las piedras porosas y el papel filtro, en seguido se pesa el anillo con la muestra de suelo y por último se retira la muestra del anillo y se coloca en una capsula esta se meterá en el horno de convección y se deja secar durante 24 horas para determinar el peso seco de la muestra de suelo. Véase figura 42:



Figura 42 Desmote de la probeta y obtención del peso seco

Para determinar adecuadamente los parámetros de consolidación es recomendable trazar las curvas de consolidación en gráficas semi-logarítmicas, y los parámetros a definir correspondiente a cada ciclo de carga y son: δ_0 , δ_p , t_B , δ_B , C_t , m_v , E_{cs} , E_p , $t_{50\%}$, C_v , γ_m y m_t .

- Prueba de Compresión Simple

La prueba de compresión simple se determina del mismo material con la que se realizó el ensayo de consolidación, de igual manera se realizó la extracción del material del tubo, sin embargo, el labrado para este ensayo se efectúa de distinta manera.

Teniendo la muestra representativa aproximadamente de 10cm, la muestra se coloca en el cabeceador y se dividirá de acuerdo a la medida de la probeta, para esto se emplea un cabezal y se coloca encima de ella, haciendo divisiones de tal manera que se puedan obtener cuatro probetas, en caso de que no se consigan se observa el material y se divide lo mejor que se pueda. Dividido el material en cuatro partes iguales, se procede a cortar con el arco para tener las muestras, como se observa en la figura 43:



Figura 43 Corte de la muestra de suelo para las probetas

Posteriormente se procede a labrar la muestra de suelo para obtener la probeta que va hacer ensayada, esta se centra en el torno de labrado y se fija con el tornillo que esta en la parte superior. Para que la probeta quede de forma en cilindro se emplea un arco y apoyándose en los tubos del torno se retira el exceso de suelo al momento de ir girando el torno, para evitar que la muestra se llegue a fracturar el corte que se hace con el arco se comienza de abajo hacia arriba, esto se hace repetitivamente hasta formar la probeta de manera que quedé en forma cilíndrica.

Finalizado el labrado de la probeta se retira cuidadosamente del torno y se coloca en el cabeceador de madera, donde la dimensión de la probeta deberá de estar entre 8 y 8.5 cm., posteriormente se deberá de pesar para determinar su peso volumétrico figura 44:



Figura 44 Probeta labrada

Con la probeta labrada se deberá de cubrir con un trapo húmedo o guardarla en un cuarto húmedo, esto servirá para que no pierda humedad (figura 45):



Figura 45 Probeta en cuarto húmedo para evitar perdida de humedad

Mientras que se verifica la cámara donde se realizara la prueba, y así mismo, determinar la carga que se le aplicara.

A continuación, comenzamos a realizar el montaje de la probeta, se colocará en la base del pedestal una piedra porosa junto con papel filtro que previamente fueron puestos a saturarse, después de colocarlos, se depositara la probeta de suelo, teniendo mucho cuidado de no destruir la probeta.

Enseguida, se introduce una membrana de látex con ayuda de un cilindro en el cual se succionará el aire por medio de una manguera, puesto el látex se retira el cilindro colocando de igual manera un papel filtro y una piedra porosa en la cara superior figura 46, se colocarán cuatro arosellos dos en la parte superior y dos en la parte inferior del anillo metálico, para ajustar bien la probeta.



Figura 46 Montaje de la probeta

Posteriormente al montaje, se instala la cámara triaxial, teniendo mucho cuidado en no golpear la muestra, antes de eso, se unta grasa en la base de la cámara, y se fijan bien los tornillos que se encuentra alrededor de la cámara contra la base de la máquina, para hermetizar todo el equipo, en la parte superior de la cámara se localiza un vástago, el cual deberá estar centrado con la probeta para evitar alguna excentricidad de carga al momento de depositar las cargas, teniendo cuidado de cualquier impacto durante su montaje.

Por último, se coloca el balín cubierto con grasa de silicón sobre la parte superior, del vástago y parte inferior del marco en la hendidura destinada para este fin, se debe verificar la horizontalidad y verticalidad del marco de carga, utilizando niveles de burbuja. Además, se debe garantizar el equilibrio del sistema, por lo que el balín deberá estar siempre en contacto y presionando al vástago de la cámara.

Teniendo el sistema en equilibrio y garantizando el contacto del tornillo de ajuste de carga con el balín, se instala el micrómetro para tomar las lecturas e ir monitoreando la deformación que presenta la probeta al aplicarle el ciclo de carga-descarga y carga, junto con un cronometro digital ver figura 47:



Figura 47 Cámara lista para realizar la prueba

Con el sistema calibrado e instrumentado se procede a la implementación del programa de carga-descarga establecido a los que se someterá a la probeta de suelo. Simultáneamente se realiza la toma lecturas de acuerdo con las cargas para cada ciclo de carga y al tiempo establecido figura 48.

La implementación de la etapa de carga requiere del trabajo simultáneo de dos personas, una que coloque la carga en el porta pesas y la otra que inspeccione el tiempo en el cronometro para el registro de las lecturas micrómetro.

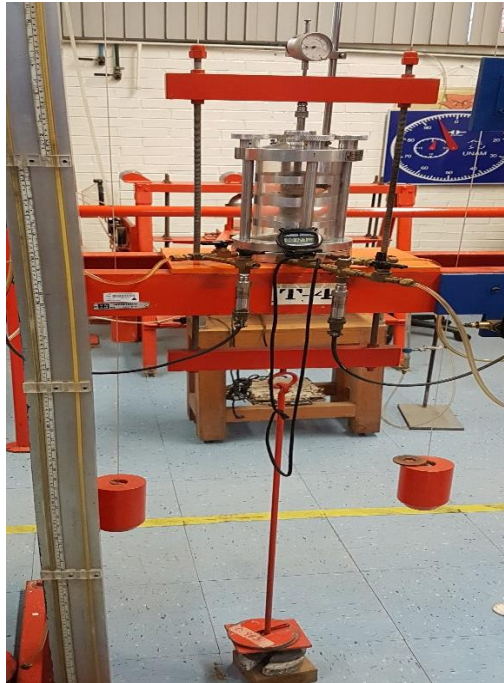


Figura 48 Colocación de pesas

Finalmente, al terminar la etapa de carga, se desmontan las pesas, se retira la cámara triaxial, quitando las piedras porosas, el papel filtro junto con el látex, se toma el peso la muestra de suelo en la cual se puede observar la falla por el incremento de cargas, se coloca en una capsula y se mete en el horno de convección y se deja secar durante 24 horas para determinar el peso seco de la muestra de suelo. Véase figura 49:



Figura 49 Muestra de suelo llevada a la falla

Para determinar adecuadamente los parámetros de compresión simple es recomendable trazar la curva esfuerzo deformación en gráficas semi-logarítmicas, y los parámetros a definir correspondientes son: γ_m , C_u , q_u , E_e , E_u

ANEXO B

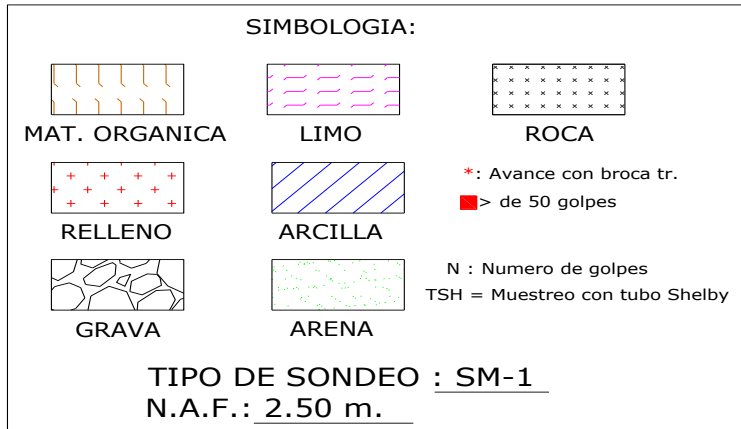
Perfil estratigráfico y resultados de las pruebas

De acuerdo al estudio de campo y a las pruebas de laboratorio a continuación se presenta una descripción de cada uno de los estratos tipo en los que se agruparon los diferentes depósitos encontrados a lo largo del perfil acorde a sus propiedades mecánicas.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.00 - 4.40	<p>Estrato tipo R: Materiales de relleno artificiales que va hasta 1.4m de profundidad. En este estrato el nivel de aguas freáticas está localizado a 2.50m.</p> <p>Estrato tipo 1: Material limo arenoso café oscuro de compacidad media, con una ligera capa de arcilla color negra, con un contenido de agua que varía entre 34.6 a 72.74%. Su límite plástico es de 34.99%, límite líquido de 67.01%, a partir de lo cual obtenemos un índice de plasticidad de 32.01%.</p> <p>La densidad de sólidos es de 2.67 y con un peso volumétrico de $\gamma_d=14.8702\text{kN/m}^3$ y un $\gamma_m=17.3755\text{kN/m}^3$ Con índice de resistencia a la penetración estándar entre 3 y 11 golpes, con una capa de 50/10 golpes</p> <p>este material se deberá de retirar debido que el edificio contará con un sótano y, además, se deberá tener en cuenta la profundidad de desplante de la cimentación compensada.</p>
4.40 – 10.00	<p>Estrato tipo 2: limo arenoso gris claro con capas de grava de tamaño medio, con un lente de arena limosa negra, con un contenido de agua que varía entre 32.87 a 79.81%. La densidad de sólidos es de 2.66 y con un peso volumétrico de $\gamma_m=16.3329\text{kN/m}^3$</p> <p>Para este estrato se detuvieron algunas pruebas de penetración ya que no se logró pasar de los primeros 15 cm con menos de 50 golpes, Y las pruebas restantes tuvieron una resistencia a la penetración entre 35 a 43 golpes de la cual se obtuvo un valor de resistencia al esfuerzo cortante no drenado de $E_u=4104.143\text{kPa}$ y un módulo de respuesta elástica $E_e=6966.054\text{kPa}$.</p>
10.00 – 13.20	<p>Estrato tipo 3: Arcilla gris verdosa con pocos lunares de arcilla café rojiza, su contenido de agua varía entre 187.79 a 232.75%. El límite líquido es de 292.18%, el límite plástico de 78.76%, un índice plástico de 213.42%.</p> <p>La resistencia al esfuerzo cortante no drenado de $E_u=4268.391\text{kpa}$ y un módulo de respuesta elástica</p>

	<p>$E_e=8571.429\text{kPa}$, el valor de la densidad de sólidos es de 2.64 y con un peso volumétrico de $\gamma_m=12.1726\text{kN/m}^3$</p> <p>En este estrato el índice de resistencia a la penetración estándar es más o menos homogéneo a lo largo del estrato, teniendo un valor de N entre 1 y 4, excepto al inicio del estrato pues el tubo se sumergió por su propio peso</p>
13.20 – 15.80	<p>Estrato tipo 4: Arcilla gris verdosa con un lente de lunares de ceniza volcánica, su contenido de agua varía entre 131.51 a 162.33%. El límite líquido es de 64.79%, el límite plástico de 52.61%, y un índice plástico de 12.18%.</p> <p>La resistencia al esfuerzo cortante no drenado $E_u=4297.056\text{kPa}$, con un módulo de respuesta elástica $E_e=6393.634\text{kPa}$, el valor de la densidad de sólidos es de 2.67. y un peso volumétrico de $\gamma_m=13.0650\text{kN/m}^3$</p> <p>Al igual que el estrato anterior el índice de resistencia a la penetración estándar de manera que es homogéneo a lo largo del estrato, teniendo un valor de N entre 2 y 5 golpes.</p>
15.80 – 17.60	<p>Estrato tipo 5: Arcilla gris verdosa, con un contenido de agua que varía entre 188.11 a 382.70%. Su límite líquido es de 369.19%, el límite plástico de 105.41%, y un índice plástico de 263.77%.</p> <p>La resistencia al esfuerzo cortante $E_u=3558.655\text{kPa}$, y un módulo de respuesta elástica $E_e=5422.343\text{kPa}$, el valor de la densidad de sólidos es de 2.64, con un peso volumétrico de $\gamma_m=11.9596\text{kN/m}^3$</p> <p>Con un índice de resistencia a la penetración estándar entre 2 y 7 golpes.</p>
17.60 – 20.20	<p>Estrato tipo 6: Arena limosa de color gris verdosa con gravas y un lente de arena arcillosa de color café rojiza, su contenido de agua varía entre 38.02 a 106.99%. El límite líquido es de 92.42%, el límite plástico de 49.90%, y un índice plástico de 42.53%.</p> <p>La resistencia al esfuerzo cortante $E_u=4036.596\text{kPa}$, con un módulo de respuesta elástica $E_e=7119.84\text{kPa}$ el valor de la densidad de sólidos es de 2.60, con un peso volumétrico de $\gamma_m=16.1441\text{kN/m}^3$</p> <p>El estrato tiene un índice de resistencia a la penetración estándar entre 5 y 22 golpes.</p>

En la figura 50 se muestra representativamente el perfil estratigráfico y la simbología



Anexo B

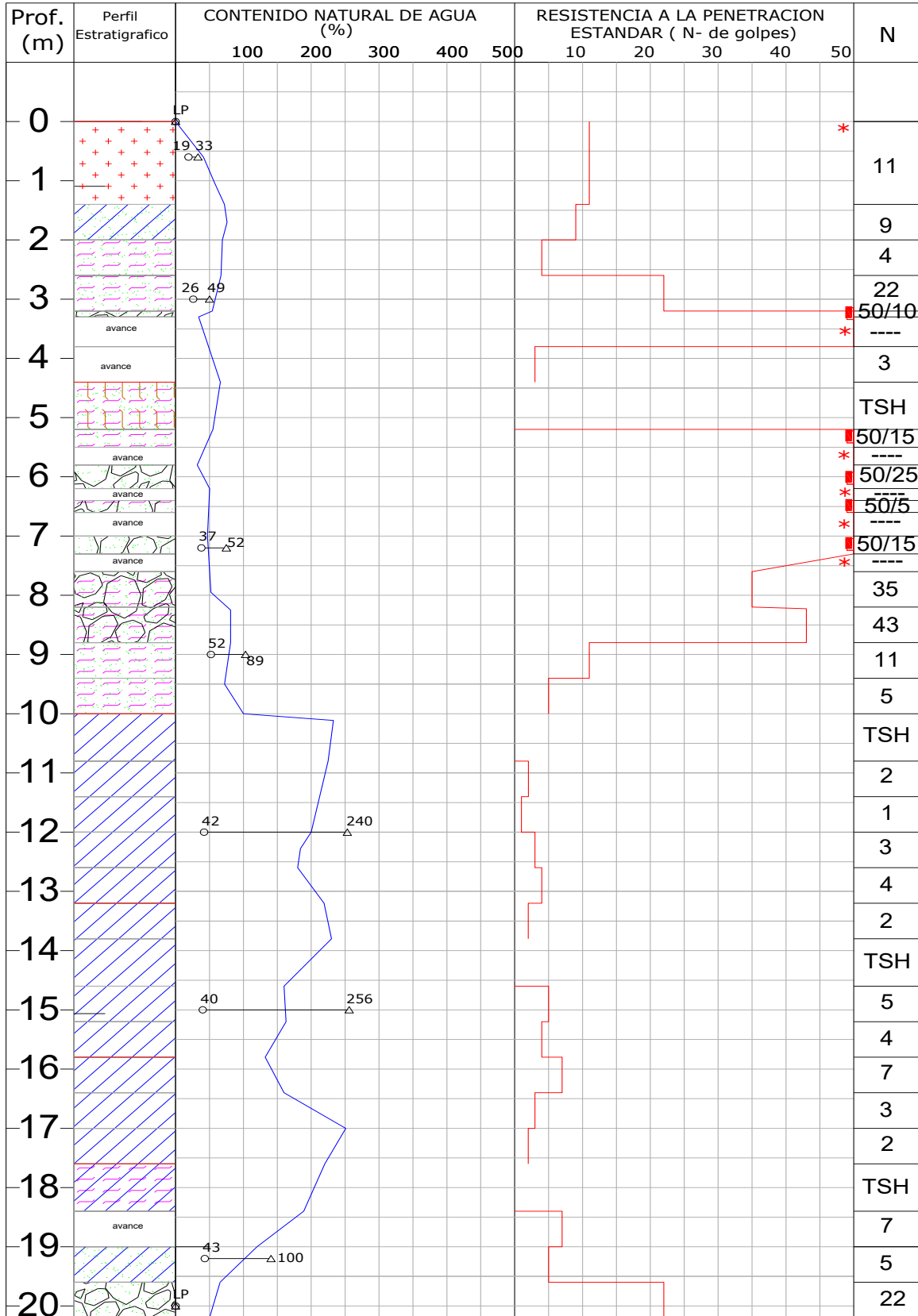


Figura 50 Perfil estratigrafico SM-1

Perfil estratigráfico y resultados de las pruebas

Los esfuerzos dentro de un suelo se producen por el peso propio del mismo, por cargas que se encuentren sobre éste o por el contacto de sus partículas. Estos esfuerzos se pueden presentar en un suelo seco (sin NAF), y en presencia de agua (NAF) los cuales están sometidos a un empuje U (principio de Arquímedes)

Se presenta el análisis de los esfuerzos verticales que se generan en la masa de suelo por el peso propio de los materiales a una profundidad Z

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS										
	DESCRIPCIÓN	γ (Kn/m ³)	γ_w (Kn/m ³)	ESTRATO		Espesor (m)	Prof. (m)	σ_0 (kPa)	μ (kPa)	σ'_0 (kPa)
					0.00		0.00	0.00		0.00
1	Limo-Arenoso	14.87	0.00	0.00	2.50	2.50	2.50	37.18	0.00	37.18
		17.38	9.81	2.50	4.40	1.90	4.40	70.19	18.64	51.55
2	Limo-Arenoso	16.33	9.81	4.40	10.00	2.80	7.20	115.92	46.11	69.81
						2.80	10.00	161.65	73.58	88.08
3	Arcilla	12.17	9.81	10.00	13.20	1.60	11.60	181.13	89.27	91.86
						1.60	13.20	200.61	104.97	95.64
4	Arcilla	13.07	9.81	13.20	15.80	1.30	14.50	217.59	117.72	99.87
						1.30	15.80	234.57	130.47	104.10
5	Arcilla	11.96	9.81	15.80	17.60	0.90	16.70	245.34	139.30	106.04
						0.90	17.60	256.10	148.13	107.97
6	Arena Limosa con Gravas	16.14	9.81	17.60	20.20	1.30	18.90	277.09	160.88	116.21
						1.30	20.20	298.08	173.64	124.44

En la figura 51 se presenta el diagrama de esfuerzos totales (pv), presión del agua (u) y esfuerzos efectivos (p'v), el cálculo se desarrolló a la mitad de cada estrato

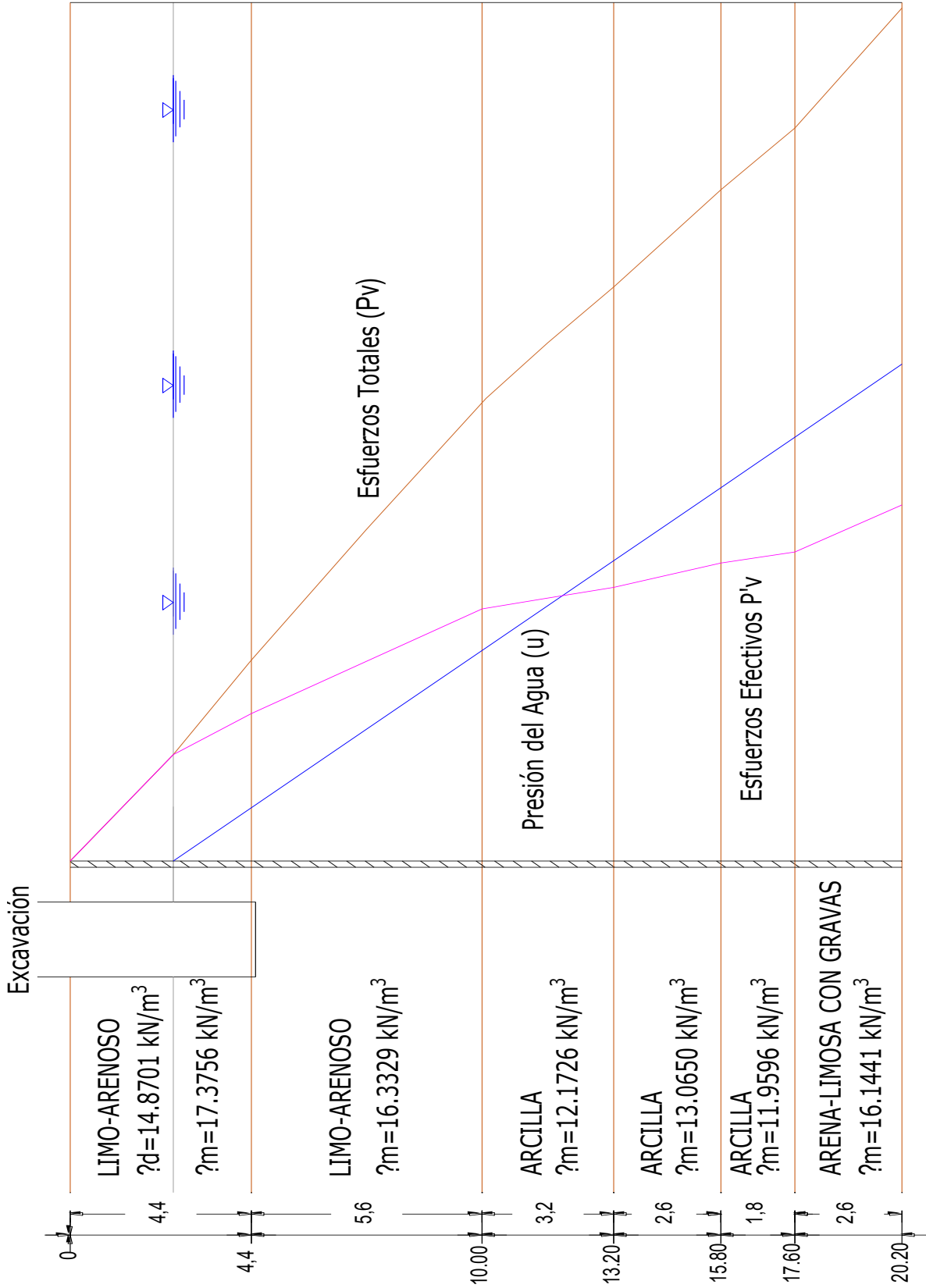


Figura 51 Diagrama de esfuerzos

De acuerdo con los resultados de las pruebas de consolidación, se observó que al determinar y graficar los módulos de compresibilidad por consolidación primaria y secundaria (m_v , y m_t), para la presión de cada estrato no se pudo asumir una lectura confiable. Por lo que para determinar dichos módulos se puede emplear el siguiente procedimiento aproximado de la siguiente manera:

1. Para determinar los módulos m_v y m_t , los cuales están en función del nivel de esfuerzo efectivo vertical en el suelo. Es necesario emplear el diagrama de presiones mostrado en la figura 51 y las pruebas de consolidación.
2. Este procedimiento nos da como una aproximación a la presión que ejerce el suelo a la mitad de cada estrato que se tiene en el campo con respecto a lo obtenido en el laboratorio.
3. De acuerdo con la presión efectiva vertical que se tenga en campo para cada estrato como se muestra en el diagrama de presiones (P_v), y de los resultados de las pruebas de consolidación (etapa de carga), buscamos el intervalo de presión vertical efectiva que corresponda al intervalo de presión efectiva de campo.
4. A partir de este intervalo, se tiene una relación entre las presiones de campo y laboratorio, de la cuales se elige la curva de consolidación que corresponda con dicho intervalo y con esto logramos que las magnitudes o los módulos de compresibilidad sean las correspondientes a la presión efectiva de campo.

De esta manera se presentan las curvas de consolidación de las cuales se tomaron para obtener tanto los módulos de compresibilidad por consolidación primaria y secundaria y los módulos de deformación.

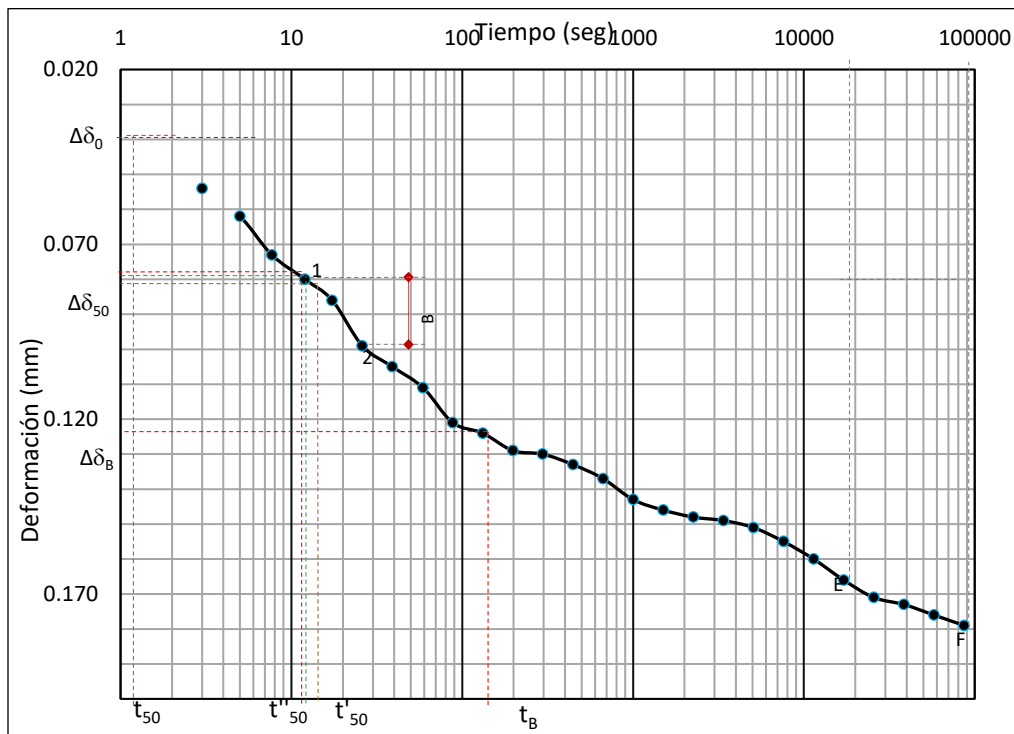
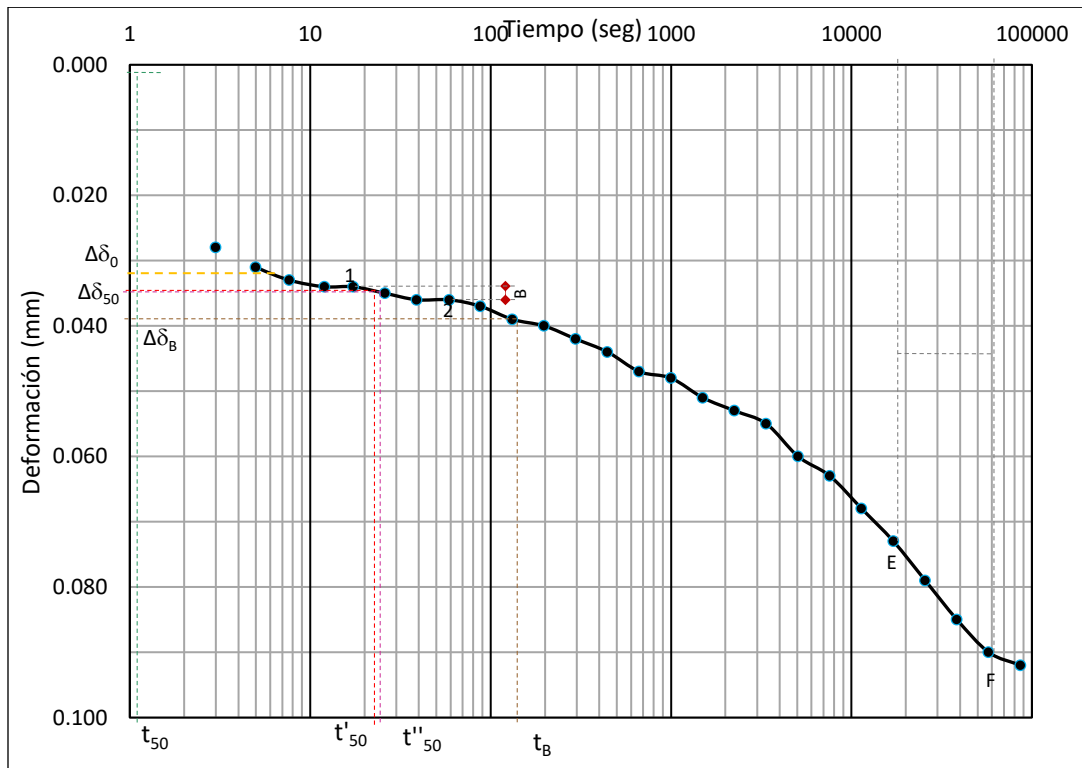
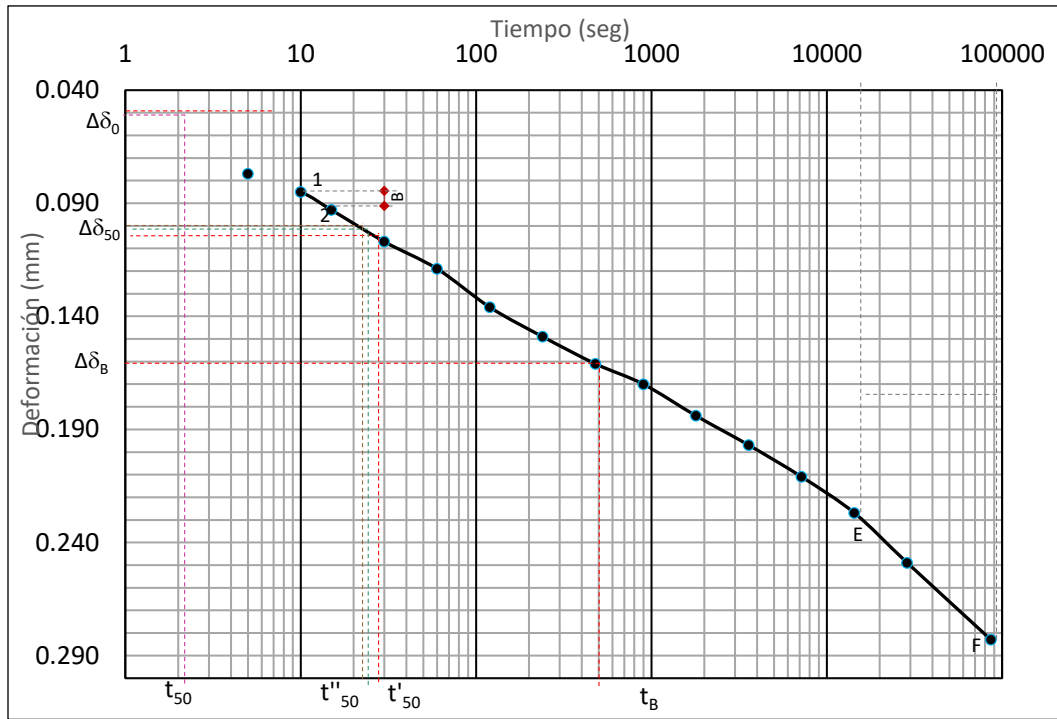


Figura 52 Curva de consolidación (estrato 2)



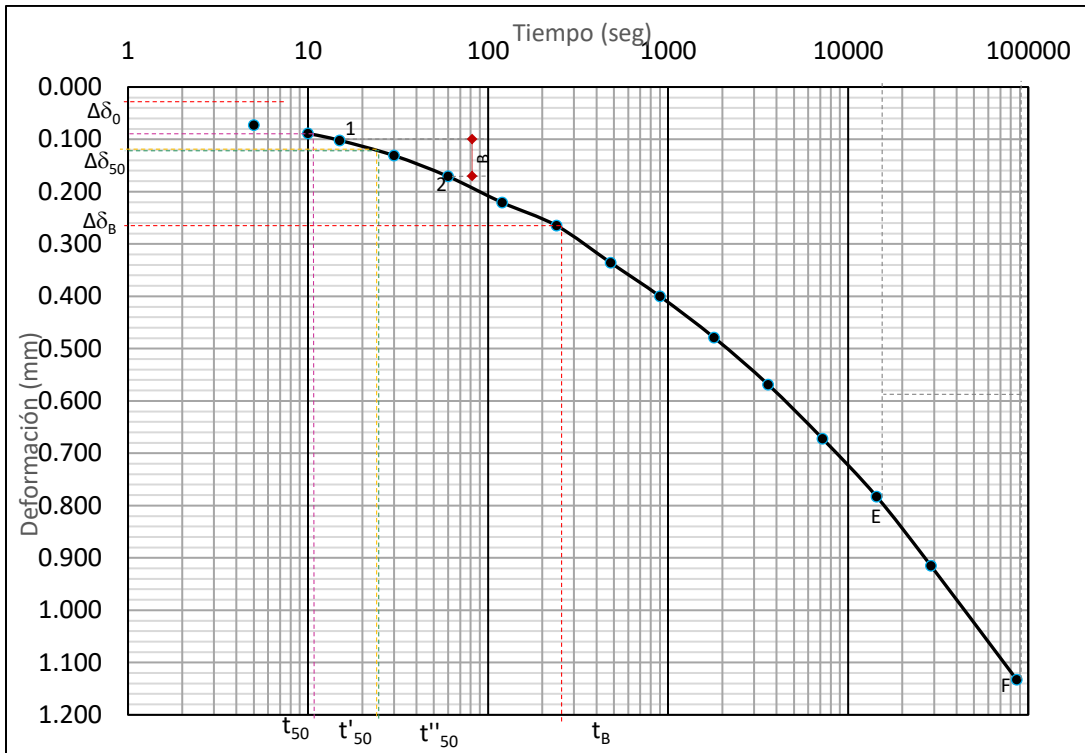


Figura 55 Curva de consolidación (estrato 5)

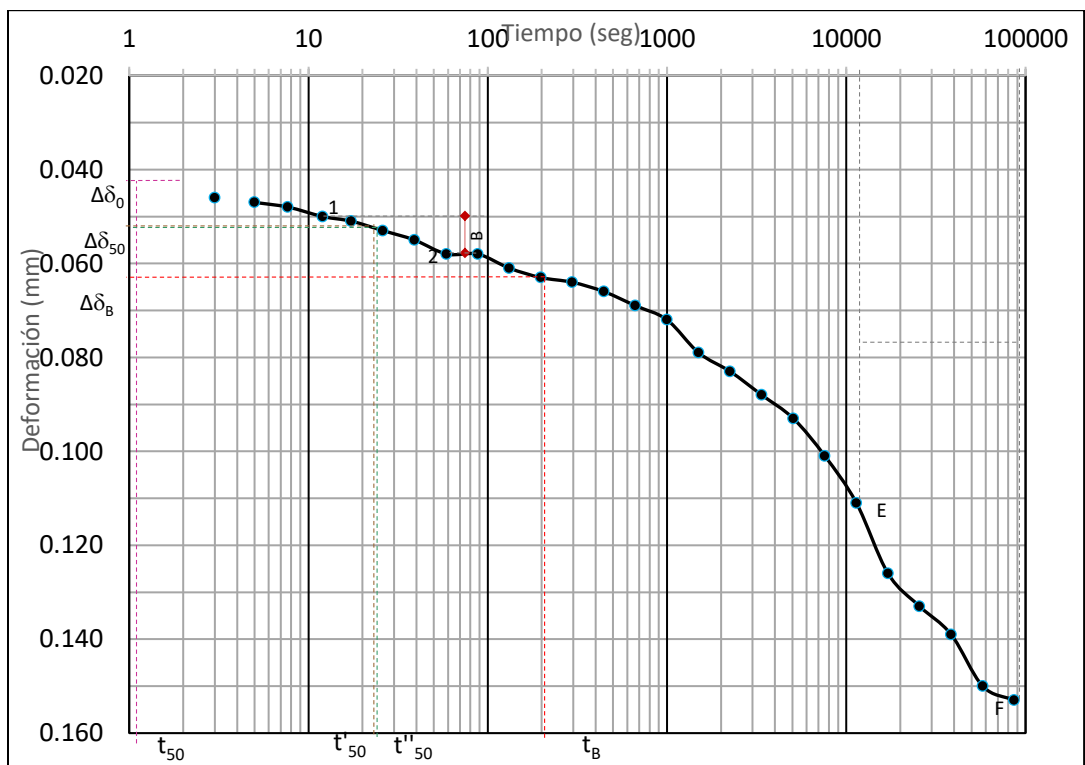


Figura 56 Curva de consolidación (estrato 6)

A continuación, se presentan algunas de las gráficas con respecto a los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio

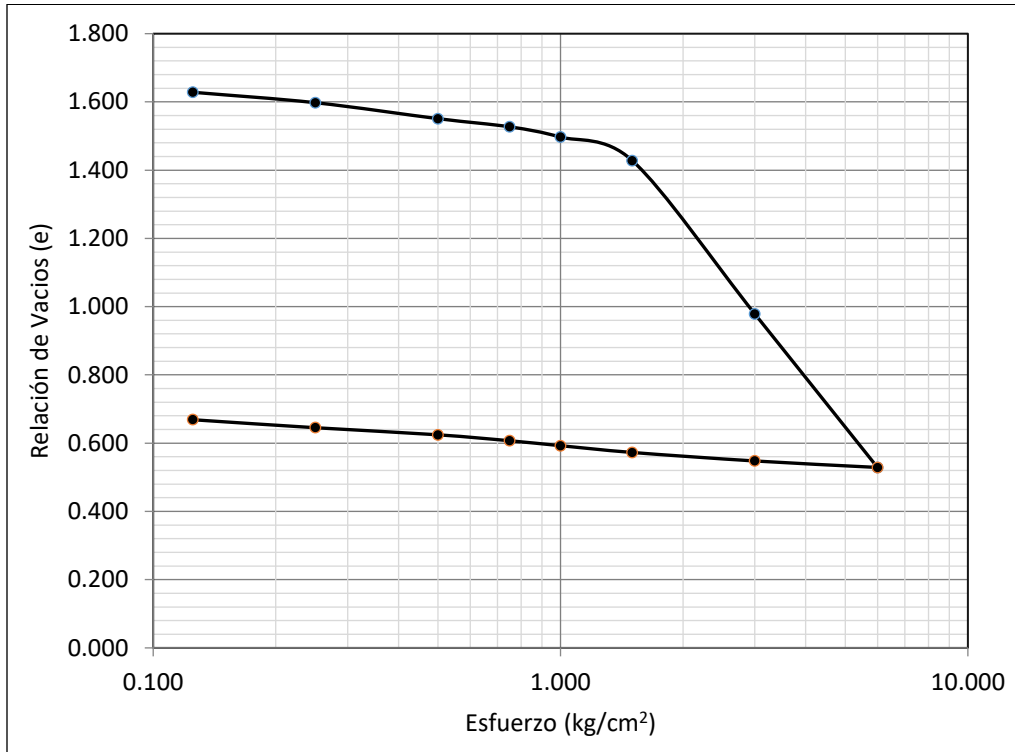


Figura 57 Curva de consolidación

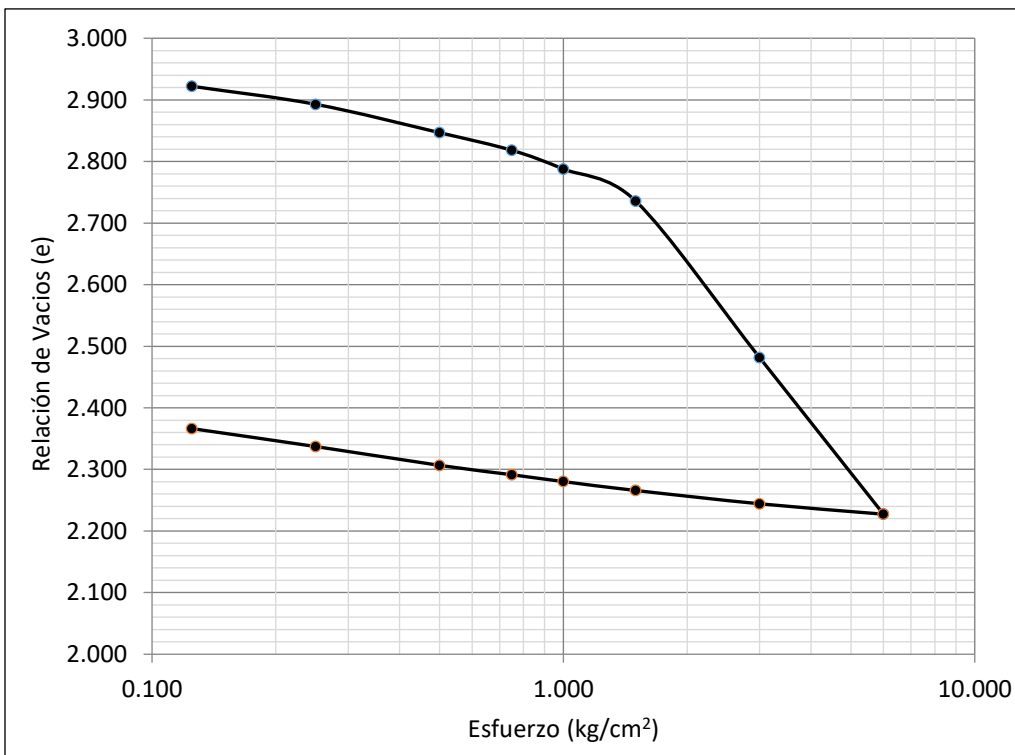


Figura 58 Curva de consolidación

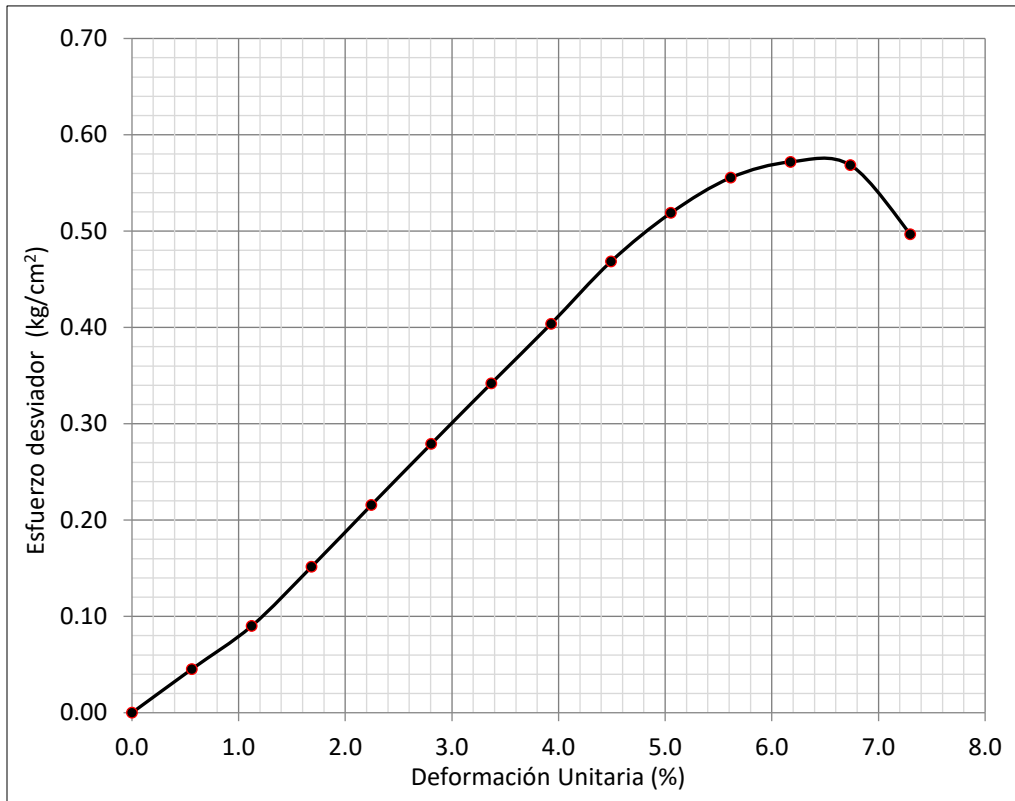


Figura 59 Curva de compresión simple

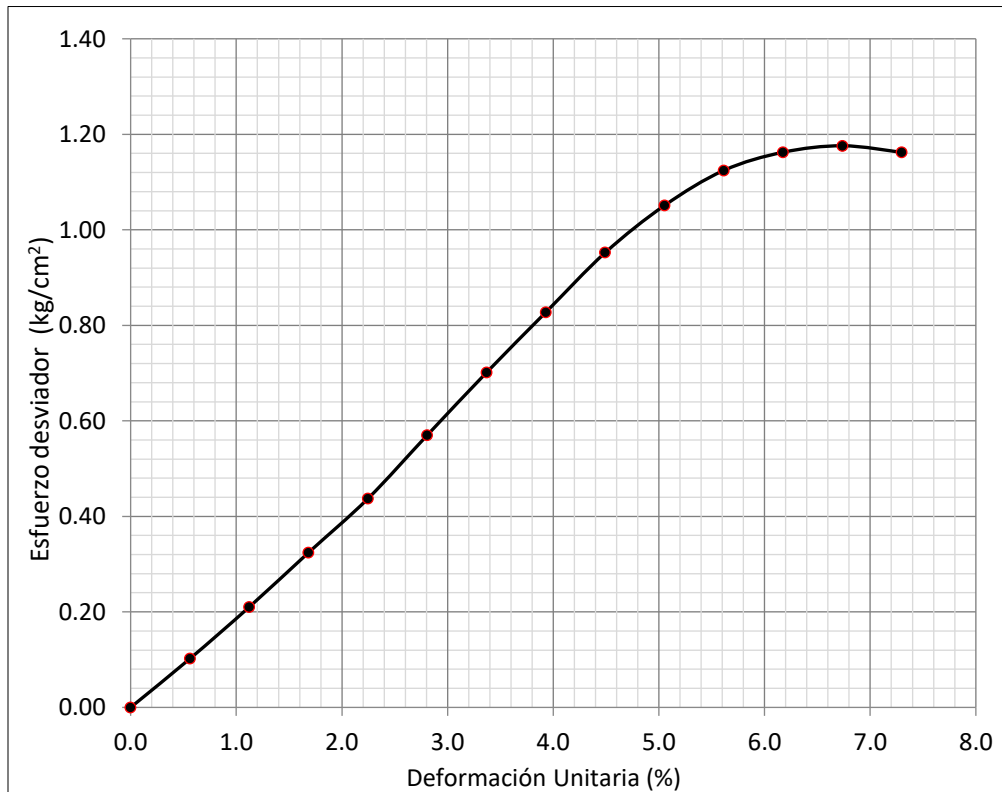


Figura 60 Curva de compresión simple

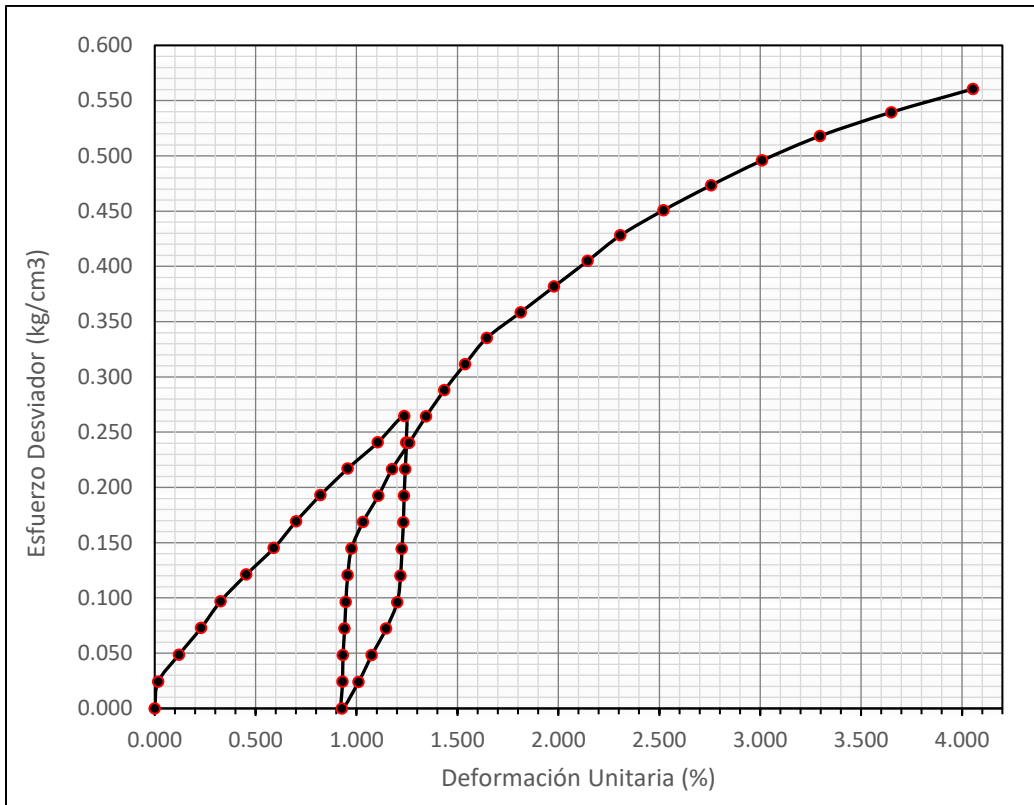


Figura 61 Curva de compresión simple carga-descarga

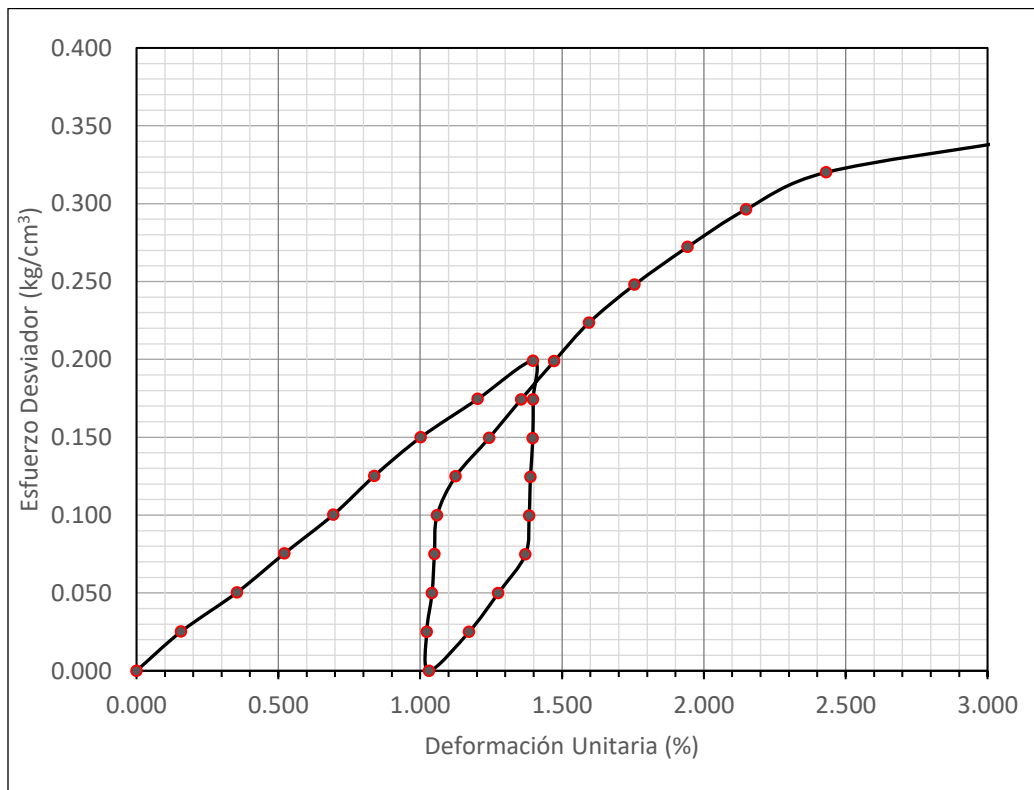


Figura 62 Curva de compresión simple carga-descarga

Anexo B

Muestra	Estratos Tipos	Profundidad (m)			Descripción	N	W (%)	Gs	C kPa	γ kN/m ³	LL %	LP %	IP %	SUCS					
		Inicial	Final	Avance										(G) %	S %	F %			
1	1	0	1.4	1.4	Relleno	11	42.12	2.67	N	14.87	67.01	34.99	32.01	0.16	57.04	42.8			
2		1.4	2	0.6	Arcilla negra con poca arena fina	9	72.74												
3		2	2.6	0.6	Limo café oscuro con arena de fina a media.	4	67.6												
4		2.6	3.2	0.6	Limo café oscuro con arena de fina a media.	22	54.8			17.37									
5		3.2	3.3	0.1	Grava gris claro con arena	50/10	34.6												
6		3.3	3.8	0.5	(Avance con broca tricónica)	---	---												
7		3.8	4.4	0.6	(No recuperó)	3	---												
8	2	4.4	5.2	0.8	Limo gris verdoso con oquedades de antiguas raíces, con poca materia orgánica y arena fina	TSH	66.91	2.66	2.37	16.33									
9		5.2	5.5	0.3	Limo gris claro con arena fina	50/15	55.03												
10		5.5	5.8	0.3	(Avance con broca tricónica)	---	---												
11		5.8	6.2	0.4	Gravas con arena de finas a gruesas gris clara	50/25	32.87										0.43	56.25	43.32
12		6.2	6.4	0.2	(Avance con broca tricónica)	---	---												
13		6.4	6.6	0.2	Gravas con arena de finas a gruesas gris clara empacadas en limo	50/5	54.13										0	32.29	67.71
14		6.6	7	0.4	(Avance con broca tricónica)	---	---												
15		7	7.3	0.3	Arena gris clara con pocas gravas medias	50/15	47.45												
16		7.3	7.6	0.3	(Avance con broca tricónica)	---	---												

Anexo B

17		7.6	8.2	0.6	Arenas finas empacadas en limo gris claro, con gravas aisladas de tamaño medio.	35	58.14														
18		8.2	8.8	0.6	Arenas finas empacadas en limo gris claro, con gravas aisladas de tamaño medio.	43	57.81														
19		8.8	9.4	0.6	Arena limosa negra	11	79.81														
20		9.4	10	0.6	Arena limosa negra	5	73.28									0.37	46.86	52.77			
21	3	10	10.8	0.8	Arcilla gris verdosa	TSH	253.46	2.64	5.42	12.19	292.2	78.76	213.42								
22		10.8	11.4	0.6	Arcilla gris verdosa	2	225.43														
23		11.4	12	0.6	Arcilla gris verdosa con lunares de arcilla café rojiza	1	210.49														
24		12	12.6	0.6	Arcilla gris verdosa con lunares de arcilla café rojiza	3	187.79														
25		12.6	13.2	0.6	Arcilla gris verdosa	4	218.86														
26	4	13.2	13.8	0.6	Arcilla gris verdosa	2	158.73	2.67	2.47	13.06											
27		13.8	14.6	0.8	Arcilla gris verdosa con lunares de ceniza volcánica	TSH	162.33				64.79	52.61	12.18								
28		14.6	15.2	0.6	Arcilla gris verdosa	5	131.51														
29		15.2	15.8	0.6	Arcilla gris verdosa	4	155.33														
30	5	15.8	16.4	0.6	Arcilla gris verdosa	3	382.7	2.64	3.24	11.89	369.2	105.41	263.77								
31		16.4	17	0.6	Arcilla gris verdosa	7	250.04														
32		17	17.6	0.6	Arcilla gris verdosa	2	188.11														
33	6	17.6	18.4	0.8	Arcilla limosa gris verdosa	TSH	106.99	2.6	5.69	16.14	92.42	49.9	42.53								
34		18.4	19	0.6	(No recuperó)	7	---														
35		19	19.6	0.6	Arena fina arcillosa café rojiza.	5	38.02														
36		19.60	20.20	0.60	Gravas y arenas medias empacadas en limo gris claro.	22	49.75														

Nomenclatura: N: número de golpes, w: contenido de agua, Gs: densidad de sólidos, c: cohesión, γ : peso volumétrico, LL: límite líquido, LP: límite plástico, IP: índice plástico, G: gravas, S: arenas, F: finos.