

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA

T E S I S :

**INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN SUELOS COHESIVOS
TOTALMENTE SATURADOS**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
PRESENTA:**

JOSÉ LUIS CASTILLO GUERRERO

DIRECTOR:

M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA



MÉXICO, DF



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.

A mis padres:

Gracias por el apoyo incondicional que me brindaron, por los momentos en que me vieron cansado y con su gran aliento me levantaron de nuevo, y en especial, no se como agradecer esta valiosa herencia que me han brindado, mis estudios.

José Luis Castillo Guerrero.

ÍNDICE

INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN SUELOS COHESIVOS TOTALMENTE SATURADOS.

	PAG.
INTRODUCCIÓN	11
CAPÍTULO 1	
PROPIEDADES DE LOS SUELOS COHESIVOS TOTALMENTE SATURADOS	
1.1 GEOLOGÍA	17
1.1.1 Marco Paleoclimático	19
1.1.2 Marco Vulcanológico	20
1.1.3 Litología	21
1.1.4 Tectónica	22
1.1.5 Depósitos Superficiales	25
1.2 ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES	26
1.2.1 Zona de Lago	27
1.2.1.1 Proceso de formación de los suelos	29
1.2.1.2 Evolución de las propiedades mecánicas	29
1.2.1.3 Características estratigráficas	30
1.2.2 Zona de Transición	37
1.2.2.1 Características generales	38
1.2.2.2 Condición interestratificada del poniente	38
1.2.2.3 Condición abrupta cercana a los cerros	43
1.2.3 Zona de las Lomas	44
1.2.3.1 Características generales	45
1.2.3.2 Zona poniente	45
1.2.3.3 Zona norte	47
CAPÍTULO 2	
CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN SUELOS COHESIVOS TOTALMENTE SATURADOS.	
2.1 EL FENÓMENO DE LA DEFORMACIÓN EN LOS SUELOS	51
2.1.1 Compresión por Cambio de Volumen	54
2.1.2 Compresión por Cambio de Forma	55

	PAG.
2.2 EFECTO DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO	55
2.3 INCREMENTO NETO DE CARGA	58
2.4 INFLUENCIA DE LA CLASE DE SUELO	59
2.5 SUELOS COHESIVOS TOTALMENTE SATURADOS	59
2.6 CONSOLIDACIÓN	60
2.6.1 Consolidación Primaria	62
2.6.2 Consolidación Secundaria	63
2.7 DEFORMACIÓN EN UN SUELO COHESIVO TOTALMENTE SATURADO	64
2.7.1 Deformación Inmediata	64
2.7.2 Deformación Diferida	64
2.7.3 Prueba de Consolidación Unidimensional	65
2.7.4 Deformación de un elemento de suelo de espesor h_0	65
2.7.5 Curva de Compresibilidad	67
2.8 ARCILLAS NORMALMENTE CONSOLIDADAS	68
2.8.1 Arcillas Sensitivas	68
2.8.1.1 Consolidación primaria	68
2.8.1.2 Cálculo de la deformación δ_p al termino de la consolidación primaria	69
2.8.1.2.1 Procedimiento no lineal	69
2.8.1.2.2 Procedimiento a partir de la curva de compresibilidad	70
2.8.1.3 Evolución de la deformación	71
2.8.1.3.1 Consolidación primaria	71
2.8.1.3.2 Consolidación secundaria	71
2.8.1.3.3 Determinación de las propiedades de deformación a partir de las curvas de compresibilidad y consolidación	72
2.8.1.3.4 Curva de consolidación	73
2.8.2 Arcillas No Sensitivas	73
2.8.3 Arcillas Preconsolidadas	73
CAPÍTULO 3	
INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN SUELOS COHESIVOS TOTALMENTE SATURADOS	
3.1 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	79
3.1.1 Interacción Estática Suelo-Estructura	81
3.1.1.1 Interacción suelo-cimiento continuo	81

	PAG.
3.2 MÉTODO DE LAS RIGIDECES	83
CAPÍTULO 4	
EJEMPLO DEMOSTRATIVO	
4.1 ANALISIS DE CARGAS	91
4.2 CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO INMEDIATO	95
4.2.1 Diseño de la contratabe y losa de cimentación	99
4.2.1.1 Diseño de la contratabe	99
4.2.1.2 Diseño de la losa de cimentación	103
4.2.1.2.1 Diseño por tensión diagonal	103
4.2.1.2.2 Diseño por flexión	104
4.2.1.2.3 Acero por temperatura	105
4.3 CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO DIFERIDO	106
4.3.1 Diseño de la contratabe y losa de cimentación	110
4.3.1.1 Diseño de la contratabe	110
4.3.1.2 Diseño de la losa de cimentación	114
4.3.1.2.1 Diseño por tensión diagonal	114
4.3.1.2.2 Diseño por flexión	115
4.3.1.2.3 Acero por temperatura	116
CONCLUSIONES	119
ANEXOS	
ANEXO 1	
TEORIA DE CONSOLIDACIÓN DE TERZAGHI	
A1.1 DEFORMACIÓN VERTICAL DE UN ESTRATO	125
A2.1 ECUACIÓN DIFERENCIAL DE LA CONSOLIDACIÓN	126
A1.3 SOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN DIFERENCIAL DE CONSOLIDACIÓN	130
A1.4 GRADO DE CONSOLIDACIÓN DE UN ESTRATO DE ARCILLA	131

	PAG.
ANEXO 2	
ASENTAMIENTOS PERMISIBLES	134
REFERENCIAS	137

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

Cuando se habla de cimentaciones se habla también de la parte más importante de una construcción, a la cual no debe ahorrarse ni materiales ni cuidados, pues a su deficiencia se deben siempre las grietas producidas al recibir una cimentación una carga superior a su capacidad resistente. Es un grave error reducir, por economía, las dimensiones, calidad y proporciones de los materiales a emplear en las cimentaciones por cuanto será muy costoso pretender subsanar los defectos originados por estas deficiencias, lo cual no se logrará sin recurrir al refuerzo de los cimientos construidos defectuosamente, con el consiguiente incremento del costo original de la estructura. La función de una cimentación es brindar al edificio una base rígida y capaz de transmitir al suelo las acciones que se generan por la interacción entre los movimientos del suelo y de la estructura, sin que se produzcan fallas o deformaciones excesivas en el terreno.

De una cimentación correcta depende el éxito de una estructura. La cimentación de un edificio debe cumplir con:

- ➔ Transmitir al terreno las cargas estáticas.
- ➔ Transmitir las cargas dinámicas.
- ➔ Dimensiones ajustadas a la capacidad de resistencia del suelo en el tiempo.
- ➔ Que los asentamientos no superen los límites admisibles.
- ➔ Prevenir los asentamientos por sobreconsolidación.
- ➔ Prevenir la licuefacción del suelo en caso de sismos.
- ➔ Trabajar en conjunto, limitando los desplazamientos diferenciales, horizontales y verticales, entre los apoyos.

Cuando es factible elegir el sitio donde se ubicará el edificio, es conveniente un lugar de terreno firme, libre de problemas de las amplificaciones locales del movimiento del terreno que suelen presentarse en los terrenos blandos, y de asentamientos excesivos y pérdida de capacidad de apoyo que ocurre en algunas arenas poco compactas con un sismo.

Los terrenos que pueden encontrarse al proyectar una cimentación se pueden clasificar en:

Terreno vegetal: es un tipo de terreno absolutamente prohibido para cimentar una estructura, por pequeña que sea. Se exige siempre su remoción o excavación total hasta alcanzar el terreno natural. Se entiende por terreno vegetal a la capa o porción donde alcanza la vida de los vegetales de superficie, o en la que se encuentren las raíces de los mismos. Un sondeo nos indicará a que distancia de la superficie dejan de encontrarse raíces vegetales, vivas o en descomposición, y así, conocer exactamente hasta donde debe excavar para remover la capa de suelo vegetal.

Rellenos: Esta clase de terrenos, realizados siempre por intervención humana, se comporta de forma parecida al terreno vegetal. Por la gran reducción de huecos que sufre en el transcurso del tiempo, al irse ocupando los huecos grandes con los áridos que de las partes superiores van arrastrando las aguas, y por su falta de homogeneidad, sufren asientos grandes y desiguales, siendo necesario, por ello, profundizar las cimentaciones hasta que alcancen el terreno natural. El relleno se reconoce con facilidad porque en él se encuentran restos de mampostería, mortero, otros restos de obras, o bien cenizas u otros residuos de materia orgánica, según su origen sea de demoliciones o de residuos urbanos. Su estratificación “caprichosa” o irregular es, asimismo, inconfundible.

Es posible que en algunos casos no se pueda identificar el relleno, en el caso de terrenos terraplenados, en ese caso debe apelarse a los especialistas en mecánica de suelos para conocer el nivel del terreno natural y su resistencia.

Terrenos naturales: Prescindiendo de los terrenos formados por rocas óptimas para cimentar podemos dividirlos en dos grandes grupos, **arcillosos y arenosos**.

Suelos Arcillosos: En mecánica de suelos se define como arcilla a las partículas de cualquier sustancia inorgánica menores a 0,02 mm., tamaño para el cual empiezan a tener influencia las acciones fisicoquímicas. Los terrenos arcillosos son en principio, los más peligrosos para cimentar. En ellos se pueden producir grandes asientos en un largo o aun larguísimo plazo de tiempo, y es en los que el conocimiento de su comportamiento bajo cargas ha progresado más en los últimos años. Experimentalmente se determinó que el tiempo de asentamiento de los estratos arcillosos es proporcional al cuadrado de su espesor es decir, que si por ejemplo la cimentación de un edificio descansa sobre un estrato de 2 metros de espesor y el asiento se produce en cuatro años, esta duración sería de 16 años si el espesor fuera de cuatro metros y de 100 años si el espesor fuera de diez metros. Si el espesor del estrato arcilloso es de muchos metros, hecho que se ha comprobado en algunos edificios famosos como el Duomo de Koenigsberg que 500 años después de haber sufrido un sedimento de 180 cm no ha llegado aún a su posición de equilibrio. Otro edificio conocido que ha sufrido el mismo fenómeno es la célebre Torre de Pisa, que recientemente ha sido consolidada y reforzada en su cimentación. En este tipo de terrenos las pruebas de carga son inútiles para conocer su comportamiento.

Lo que más influye en la duración del asentamiento es el contenido de agua del estrato y su permeabilidad, así como la del terreno adyacente, pues si una arcilla con un elevado contenido de agua es sometida a una carga, su asentamiento instantáneo es casi nulo, ya que el agua (que es incomprensible) es quien soporta la carga. La presión hace que el agua trate de fluir desocupando los huecos que ocupa la arcilla, pero este fluir es lento y dificultado cuanto más impermeable es el estrato, por lo que se comprende que en terrenos de arcilla muy pura y gran espesor el equilibrio demore muchos años en ser alcanzado.

De lo dicho deducimos que puede cimentarse en terrenos arcillosos, pero cuidando que las cargas estén uniformemente repartidas en la planta del edificio, dando a las bases las dimensiones necesarias para que la carga por unidad de superficie sea la misma

Suelos arenosos: se incluyen en esta categoría no solo los terrenos formados por partículas de tamaño superior a las partículas de arcilla, sino los que contengan cantidad o porcentajes de arcilla inferior al volumen de huecos que dejan las partículas de mayor tamaño, pues su comportamiento será como un suelo arenoso. La aplicación de las cargas en estos terrenos produce rápidamente un asiento, que termina cuando se llega a la posición de equilibrio. Según las cargas a que están sometidos, son los asientos que se producen. Estos son inversamente proporcionales al tamaño del árido, aumentando con el árido de menor tamaño. No pueden darse datos ni resultados prácticos debido a la gran variabilidad de clases de terrenos que pueden presentarse, pero todos ellos son buenos para cimentar. En este tipo de terreno puede realizarse una prueba de carga, sobre la mayor superficie posible para conocer el asiento.

De lo anterior vemos que el comportamiento del suelo es complejo, por lo tanto debemos tener cuidado al momento de realizar nuestras cimentaciones, ya que como se menciona al principio, una cimentación es la parte más importante de toda construcción.

Así, en el capítulo 1 podemos observar un breve resumen de la geología y estratigrafía de la cuenca en que se halla la Ciudad de México. En este apartado se informa de varias investigaciones realizadas en la ciudad de México, que han permitido reconstruir con mayor precisión la historia de la cuenca y así poder entender mejor sus características litológicas, como tectónicas. Además dentro de este mismo capítulo se discute la estratigrafía y propiedades mecánicas del subsuelo desde el punto de vista de la ingeniería de cimentaciones, cabe señalar que los datos básicos para esta discusión son el resultado de algo más de 400 sondeos en diversas zonas del área urbana, a partir de los cuales se elaboró la configuración y la caracterización de los elementos estratigráficos y geohidrológicos de mayor interés, como lo es el manto superficial, la formación arcillosa superior, la primera capa dura, la formación arcillosa inferior, el horizonte superior de los depósitos profundos, el nivel freático y la distribución de hundimientos. Esta información se considera de interés práctico inmediato para la toma de decisiones preliminares por el ingeniero de cimentaciones, se completa además con una enumeración de los tipos de cimentación que mejor se adaptan a las diversas zonas de la Ciudad de México y de las implicaciones que en su comportamiento tienen las características del subsuelo.

En el capítulo 2, se hace referencia al fenómeno de deformaciones que sufre el suelo por el efecto de un incremento de esfuerzos, claro enfocándonos a lo que son los suelos cohesivos totalmente saturados. Se hace mención de las expansiones que sufre el suelo, así como de los asentamientos inmediatos como diferidos que se presentan en el suelo cuando esta sometido a la acción de una carga.

El capítulo 3 nos habla sobre la reacción que presenta tanto el suelo como la estructura, cuando ambos se ponen en contacto y son víctimas de la influencia de un incremento de esfuerzos. Se presenta la importancia que tiene la rigidez de la estructura y las propiedades mecánicas con las que cuenta el suelo en estudio, en el cálculo de la interacción suelo-estructura (ISE). También podemos observar en breve el procedimiento que se lleva a cabo para realizar el cálculo de la ISE. Además dentro de este capítulo se hace mención del método de las rigiezes, que es el método que se emplea comúnmente para

la solución de los problemas de la ISE, y que en este caso será utilizado para resolver el ejemplo que se presenta en este trabajo.

A manera de ejemplo, en el capítulo 4 se hace presencia de un ejercicio demostrativo, en el cuál se hace mención y utilización de la interacción suelo-estructura. Todo lo que se presenta en este trabajo, las ecuaciones, teorías y métodos que se describen en este capítulo son empleadas. Dicho ejemplo consiste en un edificio de 6 niveles desplantado sobre un suelo cohesivo totalmente saturado, y se pretende obtener el diseño de la cimentación, empleando todo lo descrito anteriormente.

Al final del escrito se presentan las conclusiones obtenidas del desarrollo del trabajo presentado.

Teniendo en cuenta lo anterior, el objetivo primordial de esta tesis es dar a conocer el comportamiento del fenómeno de la Interacción Suelo-Estructura, dentro de un suelo cohesivo totalmente saturado.

CAPÍTULO 1

PROPIEDADES DE LOS SUELOS COHESIVOS TOTALMENTE SATURADOS

CAPÍTULO 1

PROPIEDADES DE LOS SUELOS COHESIVOS TOTALMENTE SATURADOS

1.1 GEOLOGÍA.

El llamado Valle de México, en cuyo extremo suroeste se encuentra enclavada la ciudad de México, en una cuenca cerrada por cadenas montañosas: al Norte, las de Tezontlalpan y Pachuca; al Este las Sierras Nevada, de Río Frío y de Calpulalpan; al Sur la Sierra del Chichinautzin; al Suroeste la de las Cruces y al Noroeste la de Tepozotlán.

El cierre de la cuenca comenzó durante el Pleistoceno, por el taponamiento del drenaje superficial, hacia el Sur, causado por las grandes erupciones del Chichinautzin, y se completó en los últimos 700, 000 años.

Los actuales cauces de salida de las aguas superficiales de la cuenca son artificiales: el tajo de Nochistongo, los túneles de Tequisquiac y el emisor profundo, todos ellos dirigidos hacia el Noroeste.

La cuenca del Valle de México asemeja una enorme presa azolvada; la cortina, situada en el Sur, está representada por los basaltos de la sierra de Chichinautzin, mientras que 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 1.1).

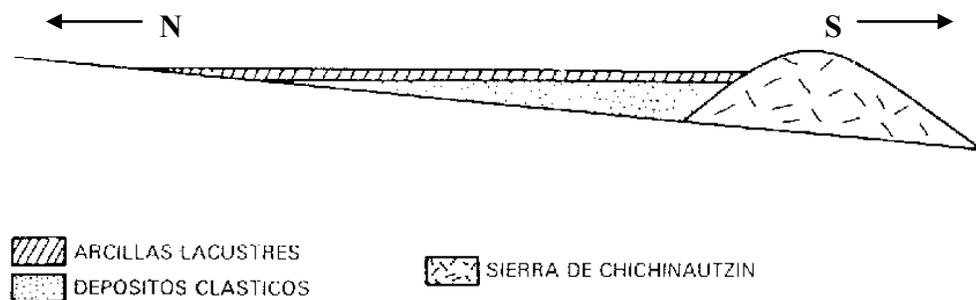


Figura 1.1 Esquema geológico general del Valle de México.

El conjunto de rellenos contiene además capas de ceniza y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años o sea en el Pleistoceno Superior, que es el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También se reconocen el citado relleno numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciares; estos suelos, hoy transformados en paleosuelos, llevan el sello del clima en el que fueron formados, siendo a veces amarillos, producto de ambientes fríos, y otras veces cafés y hasta rojizos, producto de ambientes moderados a subtropicales.

Sobre este conjunto relleno se ha crecido la Ciudad de México. Desde la fundación de Tenochtitlan, hará 600 años, los pobladores del lugar han tenido que enfrentarse a las características difíciles del relleno; hacia la mitad de este siglo, sus edificios y obras se fueron desplazando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos por sedimentos transicionales (figuras 1.2 y 1.3), y en lo que va de la segunda mitad de la centuria, la Urbe se ha extendido aún más, rebasando los límites de la planicie y subiendo a los extensos flancos occidentales de la cuenca, espacio cubierto por los abanicos volcánicos de la sierra de las Cruces, conocido como Las Lomas. Sus depósitos clásticos difieren en mucho de los depósitos arcillosos superficiales del centro de la cuenca.

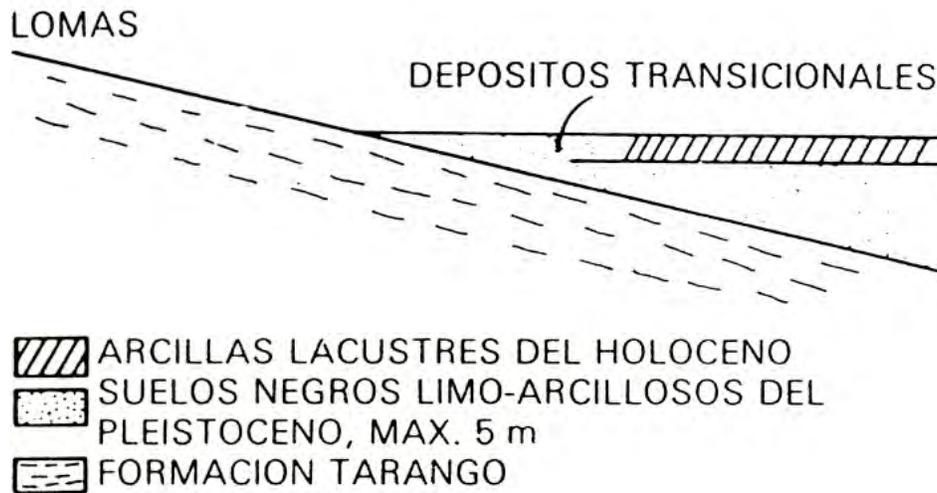


Figura 1.2 Esquema geológico general de la transición Lomas-planicie de un “delta” aluvial.

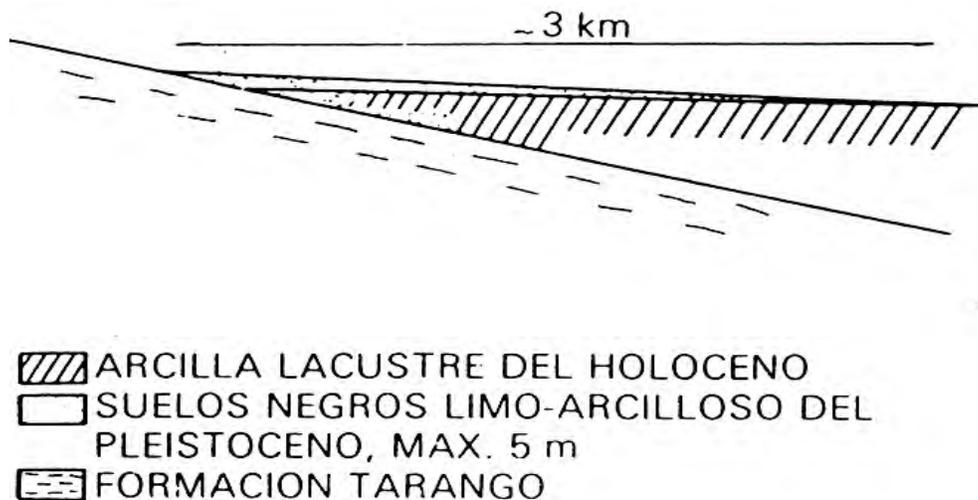


Figura 1.3 Esquema geológico general de la transición Lomas-planicie fuera de un “delta” aluvial.

1.1.1 Marco Paleoclimático

El clima uniformemente cálido y a menudo desértico del Plioceno, en las Latitudes de la Meseta Central Mexicana, cedió a climas cambiantes y extremosos del Pleistoceno. Las causas de esta mutación que afecto a toda la Tierra hace dos millones de años, aún se desconocen.

Principió el cambio con ligeras oscilaciones de periodos calurosos a fríos, los que se fueron acentuando hasta hace un millón de años (Tabla 1.1), cuando se inicio una primera gran glaciación (Nebraska), con una duración aproximada de 100 000 años. Siguió un lapso de un clima caluroso, el cual cedió renovadamente a un segundo periodo de glaciación prologada (Kansas). Entonces se produjo un lapso extenso de clima caliente de unos 200 000 años. Este intervalo se denomina en Norteamérica el Yarmouth o el Gran Interglaciari; imperó hace 400 000 a 600 000 años en todo el orbe.

Años antes de hoy	
10^4	Holeoceno – Reciente
$80 - 10 \times 10^3$	4a. Glaciación: Wisconsin 3 avances
$100 - 80 \times 10^3$	3er. Interglacial Sangamon
$300 - 100 \times 10^3$	3a. Glaciación Illinois 2 avances
$400 - 400 \times 10^3$	Gran Interglacial Yarmouth
?	2a. Glaciación: Kansas
?	1er. Interglacial
$- 900 \times 10^3$	1a. Glaciación: Nebraska

Tabla 1.1 Periodos glaciales e interglaciales.

Siguió un tercer periodo glacial (Illinois), para el cual se ha podido determinar dos avances separados por un periodo de clima moderado. Esta tercera glaciación termino al desarrollarse de nuevo un clima relativamente cálido a lo largo 100, 000 a 80 000 años. Se le conoce como el Tercer Interglacial o Sangamon en Norteamérica de nuevo se fue enfriando el clima, imponiéndose la cuarta glaciación, caracterizada por tres oscilaciones y dos estadales de clima moderado, terminó hace 10 000 años aproximadamente. Entonces principió el Holoceno o Reciente, periodo climático moderado, tendiente a caliente, o sea el actual.

De lo anterior se deriva que en la cuenca de México desde su cierre en el sur por los basaltos de la sierra del Chichinautzin, ha pasado por dos periodos de glaciación, el Illinois y el Wisconsin y dos interglaciares, el Yarmouth y el Sangamon, tal como se describe en la (Tabla 1.1).

Investigaciones recientes han permitido comprobar en el espacio de Las Lomas, depósitos formados por glaciares pertenecientes al Illinoi. Debajo de las arenas azules de Santa Fe, específicamente en la mina Totolapa, se descubrieron restos inconfundibles de depósitos morrénicos, además de superficies pulidas en roca atribuida exclusivamente a la acción glacial, en pequeños domos formados en el Pleistoceno Medio. Estos indicios de glaciación son anteriores a 170 000 años (Illinoi Inferior). Aún más arriba de las mismas arenas azules hay otras morrenas más jóvenes que se asignan al avance del Illinoi Superior.

Las profundas barrancas de la Magdalena, de Santa Rosa y de la Cañada, caracterizadas por su sección clásica en U, se han podido identificar como productos de erosión glacial. Representan estas tres barrancas avances del Illinoi Tardío, pues sus depósitos morrénicos y los pulimentos y estrías en sus paredes aparecen cubiertos localmente por suelos rojizos arcillosos, atribuidos al Illinoi Interglacial, o sea el Sangamon.

Hay que señalar que todas estas manifestaciones glaciales descritas sobreyacen a secuencias de suelos rojos del tipo Interglacial o sea al Yarmouth. Este horizonte indicador pelecliclimático define 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 de montaña que se desarrollan hoy en día en la cuenca, deben haberse acentuado extraordinariamente durante los climas glaciares, transformándose en vendavales. Es casi seguro que estos fuertes vientos acarrearán importantes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico alterado al Valle. Al precipitarse este polvo –llamado loess- en el lago, se hidrataba fácilmente creando las conocidas arcillas lacustres del valle, por este fenómeno se interpreta hoy que las arcillas son producto principal de la alteración de loess glacial.

1.1.2 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 son, por ejemplo, las lavas de los domos pliocénicos del centro de Chapultepec y del cerro del Tepeyac. Lo son también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, así como las de la sierra de Santa Catarina con su hilera de conos escoriaáceos juveniles rodeados de lavas, las coladas recientes del Pedregal de San Ángel originadas en el Xitle. Los productos de estos derrames volcánicos menores no compiten en variedad y volumen con los de un volcán grande, como lo es el cerro San Miguel, que se eleva al SW de la Ciudad de México. Este complejo volcán con calderas múltiples, estuvo activo desde finales del Plioceno hasta hará algo más de 100 000 años; habiendo producido en un lapso de dos a tres millones de años erupciones pumíticas de gran volumen y energía, varios kilómetros cuadrados de lavas, además de extensos lahares

calientes y fríos, avalanchas ardientes y otros numerosos tipos de piroclásticos, que han contribuido a los extensos abanicos volcánicos que se conocen como Formación de Lomas.

Entre sus erupciones más espectaculares, ocurridas en el Pleistoceno Superior, destacan las conocidas arenas azules que irrumpieron al formarse la caldera del cerro San Miguel hará 170 000 años; es decir, a mediados de la Tercera Glaciación. Al precipitarse los piroclásticos sobre las superficies glaciales en las cumbres del volcán, el vapor producido generó lahares calientes que descendieron a velocidades extraordinarias, avanzando a distancias de hasta 20 km del cráter, para terminar en las barrancas de Tarango, Tacubaya y San Ángel.

Así como se produjeron lahares calientes hubo también ocasiones que en el curso de la actividad volcánica resultaron lahares fríos (corrientes de lodo), arrastrando extraordinarios bloques de roca en una matriz arenosa-lodosa. Efectivamente, superpuesto a los depósitos de morrenas en Tacubaya y Tarango, se reconoce un potente lahar ciclópeo que debe haber descendido de la región de Cuajimalpa a fines del avance glacial del Illinois Inferior, antes de la erupción de las arenas azules.

En el renglón de los depósitos volcánicos indirectos se deben mencionar 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 lo deposita en laderas durante el periodo de clima frío, se transforma en suelos inmaduros que con el transcurso del tiempo se convierte en tobas amarillas que tanto abundan en Las Lomas. Sin embargo, se depositan en un lago, como el antiguo vaso de Texcoco, sus partículas se hidratan, transformándose en arcillas. Por otra parte, si se asientan durante un interglacial, o sea cuando impera un clima relativamente caliente, se producen suelos con coloides debido a la actividad fitológica más intensa; estos suelos con el tiempo se transforman en tobas rojizas arcillosas. Los suelos rojos ricos en coloides, son característicos del Sangamon.

Relacionados con los periodos glaciales, específicamente a fines de ellos, están los deshielos, por los cuales crecieron arroyos y ríos caudalosos. Los deshielos generaron potentes depósitos fluviales que se reconocen hoy en numerosos puntos de Las Lomas, así como al pie de ellas en la transición a la planicie central, formando abanicos aluviales y deltas.

1.1.3 Litología

Investigaciones geológicas recientes (ref. 2), han permitido establecer con certeza que, hasta una profundidad de alrededor de 2 000 m, la litología de la cuenca está constituida por una sucesión de depósitos volcánicos, que abarca desde el Oligoceno hasta el Reciente.

En un pozo profundo en el Lago de Texcoco se encontró que, a 2 065 m de profundidad, aparecen depósitos continentales del Terciario Inferior (Eoceno Superior) que, por su contenido de fragmentos de calizas marinas, sugieren la presencia de sedimentos

marinos a mayor profundidad, que se correlacionarían con depósitos semejantes al Sur de la cuenca (Morelos) y al Norte de ella (Hidalgo). En la figura 1.4, se muestra la columna litológica del pozo profundo mencionado, complementada con edades radiométricas. Por lo que se refiere a los suelos superficiales, conviene notar en la figura 1.4, que la edad de los depósitos de arcilla lacustre es mucho mayor que la atribuida hasta hace poco tiempo, pues los primeros 40 metros de ellos abarcan un periodo de alrededor de 320 000 años.

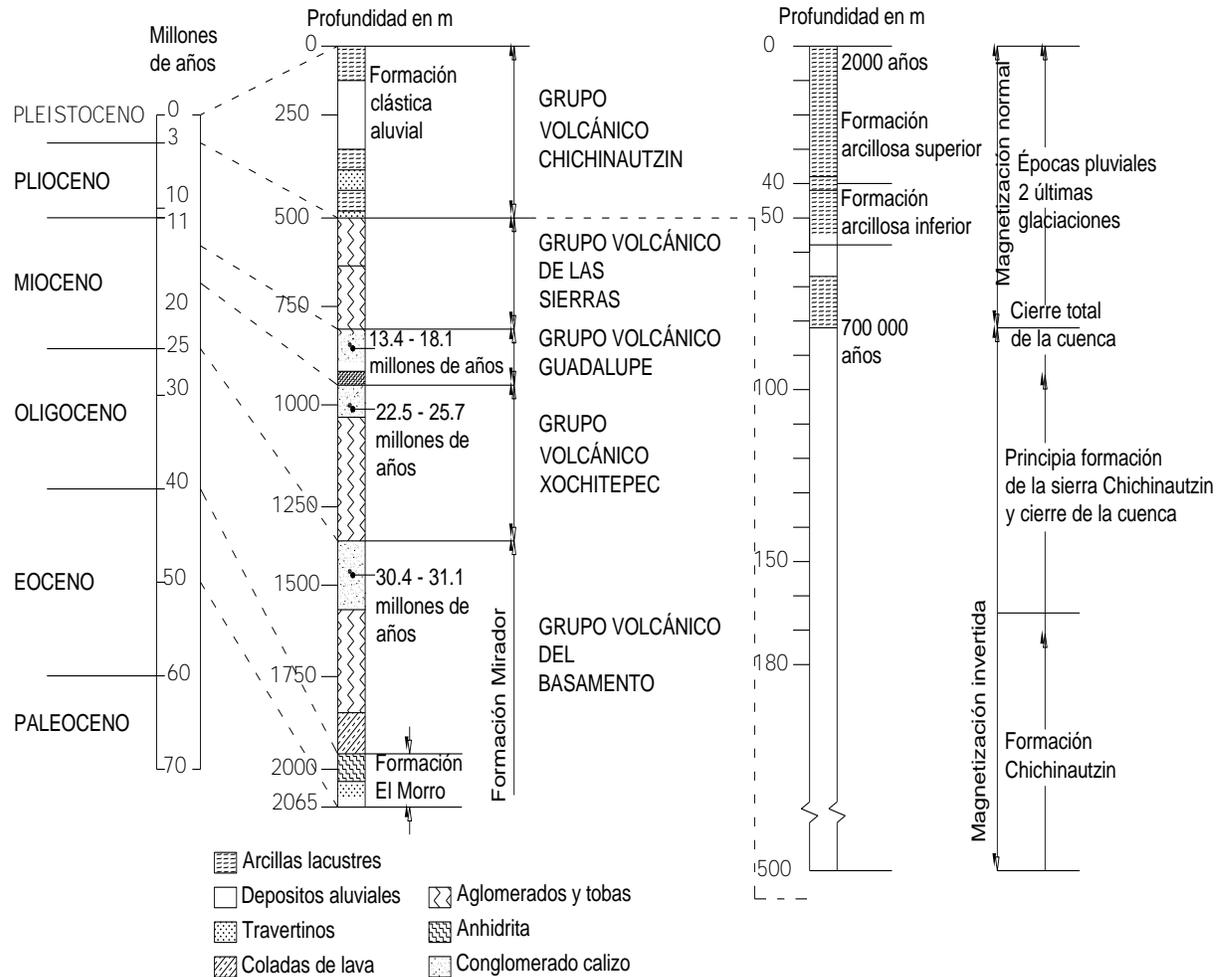


Figura 1.4 Litología del pozo profundo Texcoco No 1.

1.1.4 Tectónica

En la figura 1.5, se indica que, debajo del relleno aluvial de la cuenca, se extienden dos sistemas de fracturas tectónicas orientados SSW-NNE y WNW-ESE. Estas fallas se infirieron de levantamientos geofísicos (Magnéticos y gravimétricos) cuya disposición de anomalías coincide con las fallas definidas por la geología superficial. Aparentemente, el segundo de esos sistemas de fracturas constituye la prolongación del sistema Acambay.

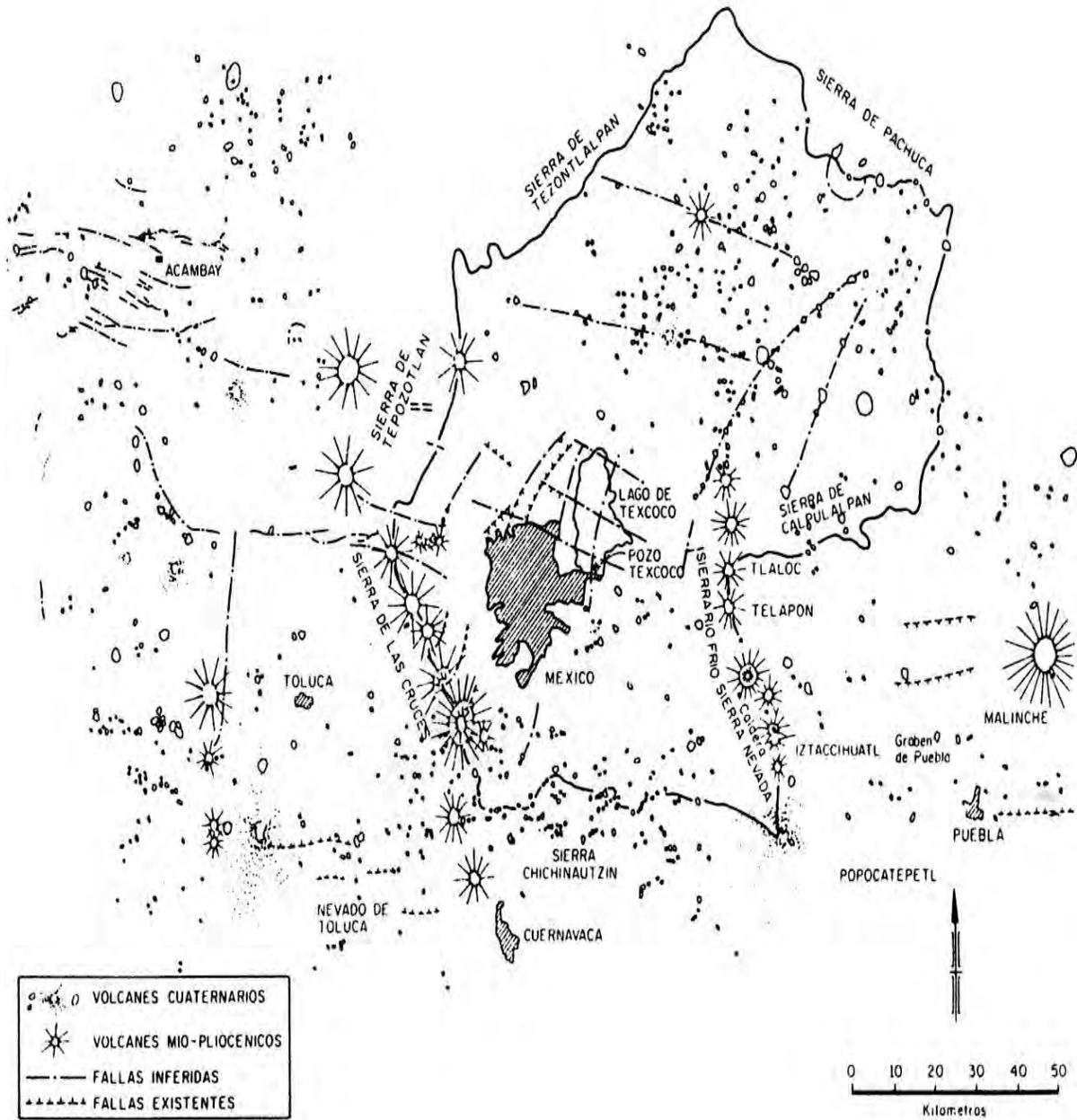


Figura 1.5 Tectónica de la Cuenca de México y zonas vecinas. (Según Mooser, 1968)

En el corte geológico de la figura 1.6, se muestran las trazas del sistema SSW.NNE que cortan la cuenca. Nótese, que la Ciudad de México se localiza sobre un enorme graben, cortado a su vez por una falla, y que otro tanto ocurre con la planicie del antiguo lago de Texcoco. A uno y otro lado de estos bloques hundidos se halla una sucesión de fallas escalonadas y entre ambos queda el horst del Peñón.

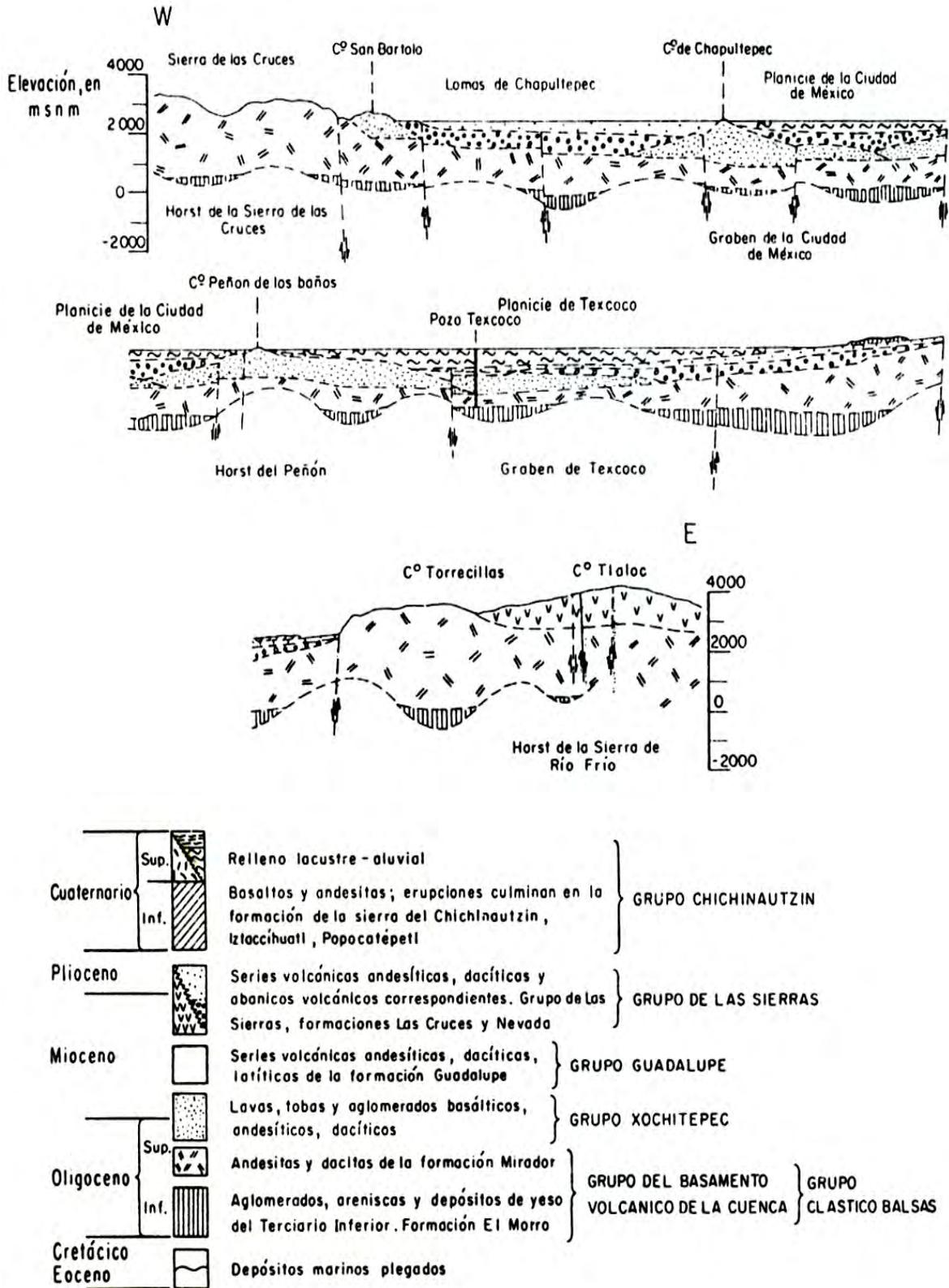


Fig. 3. Sección W-E a través de la Cuenca de México (Según Mooser, 1968)

1.1.5 Depósitos Superficiales

Desde el punto de vista de la ingeniería civil, las formaciones de mayor interés son dos: las Lomas sobre las que se localizan las zonas Oeste y Sureste de la Ciudad, y los estratos superiores de la llamada formación clástica aluvial, que se depósito durante y después del cierre de la cuenca, y cuyo espesor total alcanza 500 m aproximadamente. Esta última formación se acumuló en el Pleistoceno Superior, como resultado de la actividad volcánica más reciente ocurrida en el Valle (grupo Chichinautzin); está constituida por más de 400 m de materiales granulares aluviales y por los depósitos superficiales de formación lacustre, principalmente arcillosos, con intercalaciones delgadas de pómez, arena negra y vidrio volcánico. En estas arcillas lacustres, a profundidad variable entre 20 y 30 m se presenta un notable horizonte de desecación, que constituye a primera capa dura bajo la Ciudad de México; en ciertos sitios esa capa es esencialmente granular (arena finas y medias), mientras que en otros predominan los limos.

Bryan y Arellano consideran que las lomas al este y Suroeste de la Ciudad están constituidas por tres formaciones denominadas por el primero, de abajo hacia arriba, Tarango, Tacubaya y Becerra.

La formación Tarango, redefinida a su vez por Mooser, esta constituida por brechas andesíticas, arenas y limos del Mioceno Superior y Pleistoceno Inferior. Esta formación se prolonga hacia el fondo de la cuenca, constituye la base sobre la que se deposita, en el Pleistoceno Superior, la formación clástica aluvial.

La antigüedad atribuida por Sears y Clisby a los depósitos lacustres también resulta modificada por las determinaciones recientes de edades en estratos superficiales. En efecto aquellos investigadores atribuyeron una edad de 15 000 años (glaciación Wisconsin) a muestras obtenidas a 70 m de profundidad bajo la Alameda central, pero esta edad esta en franca contradicción con determinaciones más recientes, en Tlapacoya, sobre la ribera del antiguo Lago de Chalco (ref. 3). El perfil estratigráfico a que están asociadas estas últimas determinaciones, basadas en el método del carbono radioactivo, se muestra en la figura 1.7. Según esa figura, la rapidez del crecimiento del perfil de suelos superficiales es tal que, a 8.0 m de profundidad, la edad es de 33 500 años. Es evidente que la rapidez de crecimiento del perfil estratigráfico en el interior del lago (Alameda Central) no puede ser superior a la de la ribera (Tlapacoya), y por tanto la edad estimada por Sears y Clisby es dudosa.

Mediante correlación con materiales volcánicos del perfil de Tlapacoya resulta que los suelos en Nonoalco, a 1.6, 2.2 y 3.5 m de profundidad, tienen edades de aproximadamente 13 000, 14 000 y 33 500 años, respectivamente. De las dataciones radiométricas del Proyecto Texcoco resulta, además, extrapolando la rapidez de sedimentación de las arcillas, que a la primera capa dura bajo la Ciudad de México corresponde a una edad de alrededor de 320 000 años, y que la segunda capa dura debe tener una edad no menor de 500 000 años.

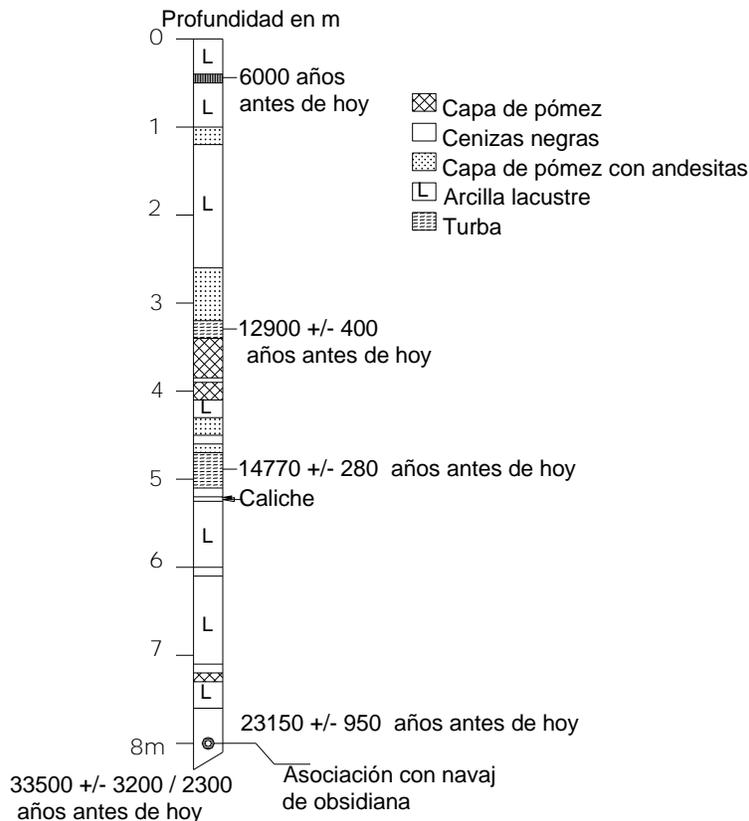


Fig. 4 Perfil estratigráfico y edad estimada en diversas elevaciones del sitio arqueológico del Tlapacoya.

1.2 ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES

Atendiendo a estratigrafía y propiedades del subsuelo, el área urbana de la Ciudad de México se ha dividido tradicionalmente en tres zonas, denominadas del Lago, de Transición y de Lomas.

La zona del lago se caracteriza por tener un subsuelo con grandes espesores de arcillas lacustres de origen volcánico, muy compresibles, de baja resistencia al corte y de contenidos de agua altos. La estratigrafía en general, es muy regular, aunque cada estrato suele ser de espesor variable.

El subsuelo de la zona de lomas (faldas de las serranías y lomeríos del Oeste y Suroeste de la cuenca), esta formado por materiales de origen volcánico, particularmente abanicos y corrientes lávicas, y suelos producto de la meteorización de los primeros. Esta zona se distingue de las del lago y transición por ser sus materiales de mayor resistencia al corte y de menor compresibilidad. En ella se presentan, además de los problemas de su naturaleza, otros generados por el hombre, tal es como minas.

La zona de transición, localizada entre las dos antes descritas, es errática en estratigrafía y, por lo mismo, en propiedades mecánicas. Está constituida por estratos de suelos arcillosos del mismo origen que los de la zona del lago, pero de menor espesor y sin orden estratigráfico bien definido, intercalados con depósitos casi siempre lenticulares de suelos aluviales. En esta zona las propiedades mecánicas exhiben variaciones importantes tanto en dirección horizontal como con la profundidad.

1.2.1 Zona de Lago

Los depósitos de la planicie del Valle de México son los que comúnmente se conocen como depósitos de lago. Hay que señalar que ello solamente es válido y cierto para ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago. En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban la evapotranspiración, el que desaparecía cuando ésta superaba a las lluvias. Obviamente el factor que denominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental; si el clima se enfriaba, se formaba un lago, si se calentaba, el lago disminuía y hasta desaparecía.

Consecuencia de lo anterior es lo que llaman los geólogos transgresiones lacustres o regresiones lacustres. El resultado práctico de este juego era la depositación de arcillas o transformación de suelos. El lago subsistía durante épocas de calor (sequía) en las partes centrales de la cuenca, continuando aquí su depósito de arcillas (lacustres); en las partes marginales (transición) ocurrió lo contrario, donde entre arcillas lacustres se intercalaban suelos secos.

Teniendo en mente los conceptos geológicos, litológicos y de temperatura expuestos, es relativamente fácil interpretar la secuencia de los llamados depósitos lacustres, a la luz de los cambios climáticos del último medio millón de años. En este lapso, que corresponde al Pleistoceno Superior, se ha desarrollado en el hemisferio Norte dos glaciaciones (clima frío) con tres períodos interglaciares (clima moderado o caliente). El clima de la cuenca del Valle de México, ha sido una función directa de dichos cambios, razón por la cuál se puede reconocer en secuencia estratigráfica de los depósitos de lago las grandes variaciones climáticas. Esta circunstancia, combinada con el análisis minucioso de las erupciones volcánicas, de las cuales ha sido posible fechar algunas, ha llevado a una geología climática de los depósitos del lago. Además se ha logrado establecer una correlación estratigráfica de dichos depósitos con las secuencias volcánicas de Las Lomas al poniente de la ciudad.

Zeevaert presentó en 1953 la primera interpretación de la secuencia estratigráfica de los depósitos lacustres. Mooser le agregó información referente, fundamentalmente sobre la interpretación de las edades geológicas y las correlaciones estratigráficas establecidas entre Las Lomas y la planicie, en esta interpretación estratigráfica de la planicie ya no se habla de formaciones Tacubaya, Becerra y Tarango, ya que estas unidades litológicas, con excepción de la Tarango, no se prolongan de Las Lomas al relleno lacustre aluvial.

En la figura 1.8 se presenta en forma sintética la interpretación de la estratigrafía propuesta por Mooser. Se puede observar que las erupciones de arenas azules, ocurridas hace 170 000 años, representan lo que antes se definía como formación Tarango.

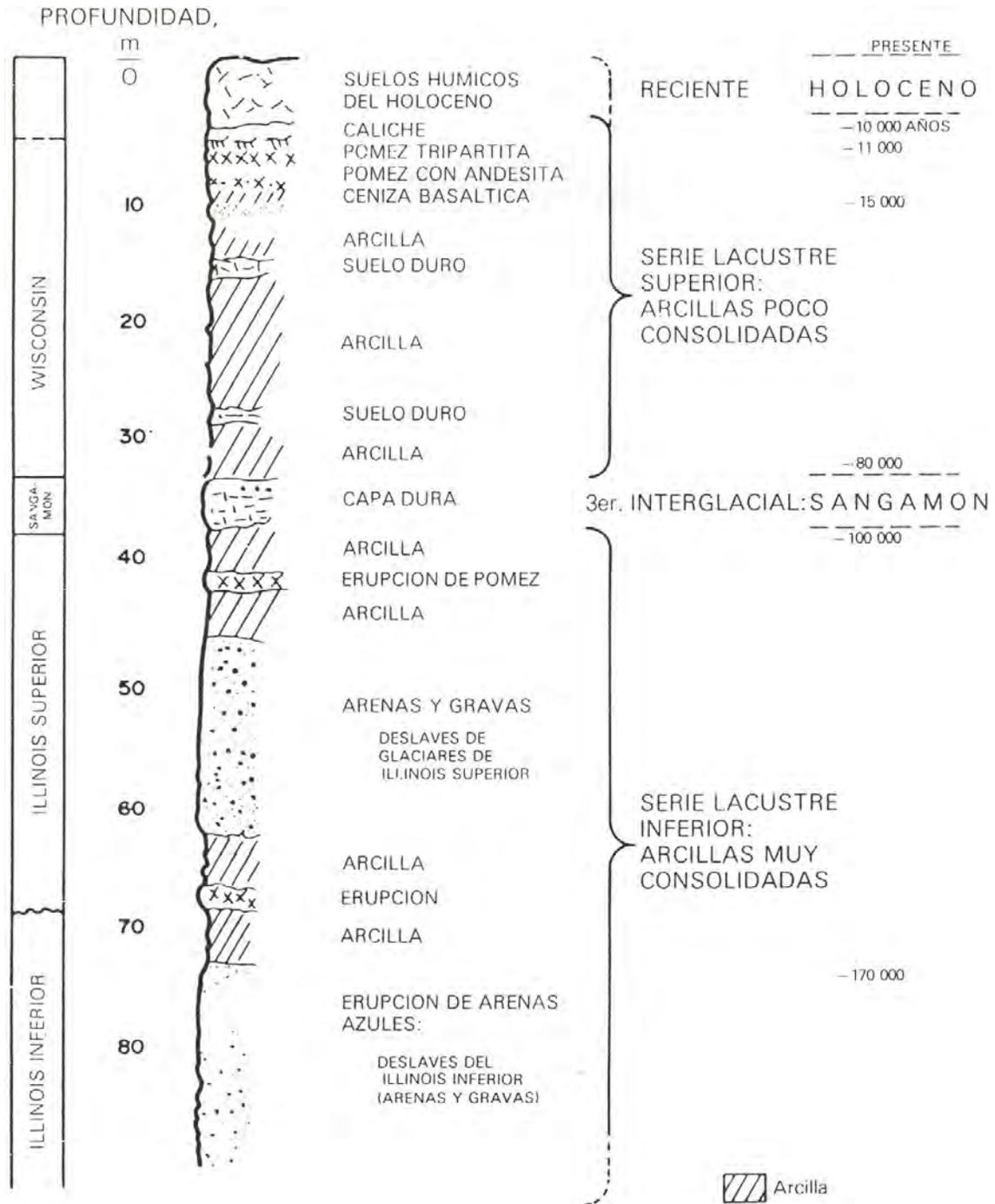


Figura 1.8 Estratigrafía de la planicie lacustre, Ciudad de México.

1.2.1.1 Proceso de Formación de los Suelos

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y de alteración fisicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismo y vegetación acuática, el proceso sufrió largas interrupciones durante los periodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arena basáltica o pumíticas; eventualmente, en los periodos de sequía ocurría también una erupción volcánica, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

El proceso descrito formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos arcillo-arenosos, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas productos de emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios granulares debido a las condiciones topográficas del fondo del lago; alcanzan aun mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden importancia y aun llegan a desaparecer, al centro del mismo. Esto último se observa en el vaso del antiguo lago de Texcoco, demostrando que esta región del lago tuvo escasos y breves periodos de sequía.

1.2.1.2 Evolución de las propiedades mecánicas

- a) **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 formaran 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 fueron algo más blandas y compresibles que en el resto de la cuenca.
- b) **Consolidación inducida.** El desarrollo urbano en la zona lacustre de la cuenca del Valle de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación, en el que se distinguen los siguientes factores de influencia:
 - ⇒ La consolidación de rellenos desde la época precortesiana, necesarios para la construcción de viviendas y pirámides, así como para el desarrollo de zonas agrícolas.
 - ⇒ La apertura de tajos y túneles para el drenaje de aguas pluviales y negras, que provocó el abatimiento del nivel freático, lo que a su vez incrementó el espesor de la costra superficial y consolidó la parte superior de la masa de arcilla.
 - ⇒ La extracción de aguas del subsuelo, que han venido consolidando progresivamente a las arcillas, desde los estratos más profundos a los superficiales.

⇒ La construcción de estructuras.

c) **Resistencia al corte.** Las etapas del progreso de consolidación implican la evolución de los suelos descrita esquemáticamente en la figura 1.9.

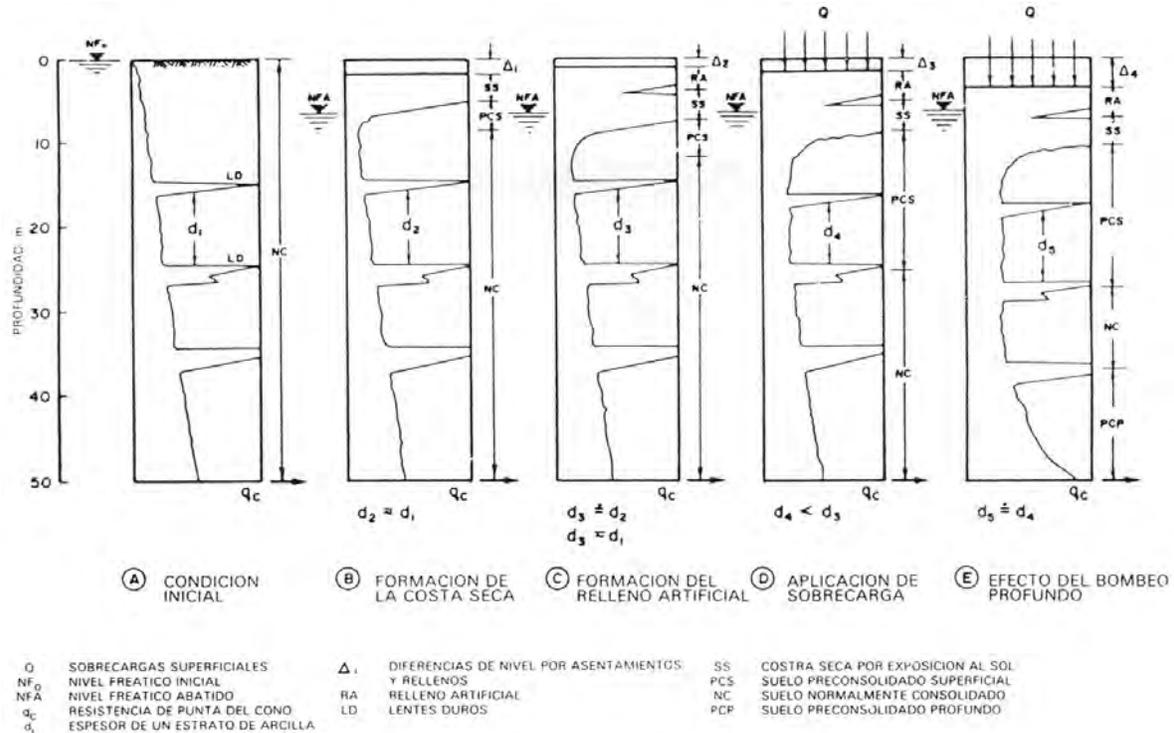


Figura 1.9 Evolución de la resistencia al corte.

1.2.1.3 Características estratigráficas

a) **Costra Superficial (CS).** Este estrato está integrado por tres substratos, que constituyen un secuencia de materiales cubiertos con relleno artificial heterogéneo, a saber:

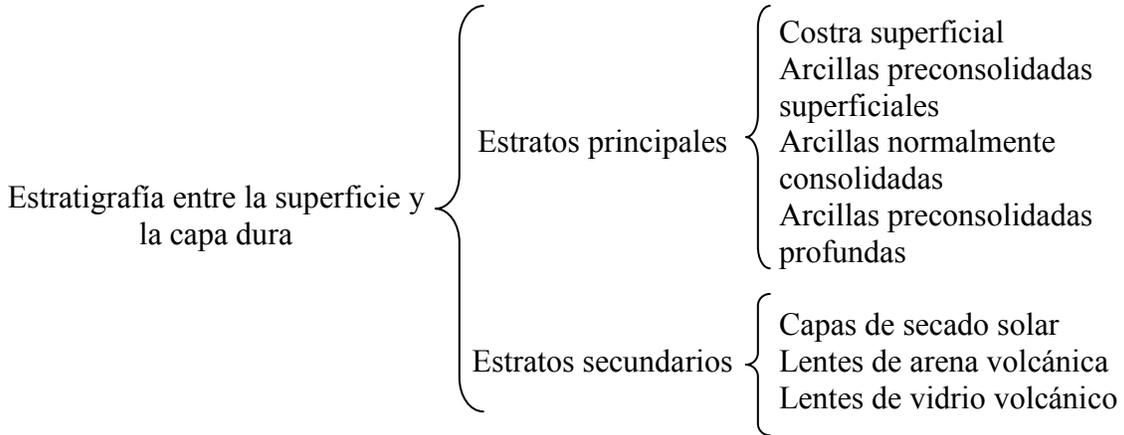
Relleno artificial (RA). Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico varía entre 1 y 7 metros.

Suelo blando (SB). Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalados.

Costra seca (SS). Se formó como una consecuencia del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares.

b) **Serie arcillosa lacustre superior.** El perfil estratigráfico de los suelos del lago, entre la superficie y la llamada Capa Dura, es muy uniforme; se pueden identificar cuatro estratos principales, acordes con su origen geológico y con los efectos de la

consolidación inducida por sobrecargas superficiales y bombeo profundo; estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios. A esta parte se le identifica como serie arcillosa lacustre superior y tiene un espesor que varía entre 25 y 50 metros aproximadamente. La estratigrafía anterior se resume a continuación:



En la figura 1.10 se ilustran dos ejemplos de la identificación de estos estratos, excepto los preconsolidados profundos, en dos sitios con diferente nivel de preconsolidación. A continuación se describen brevemente las características de los estratos que integran esta serie arcillosa.

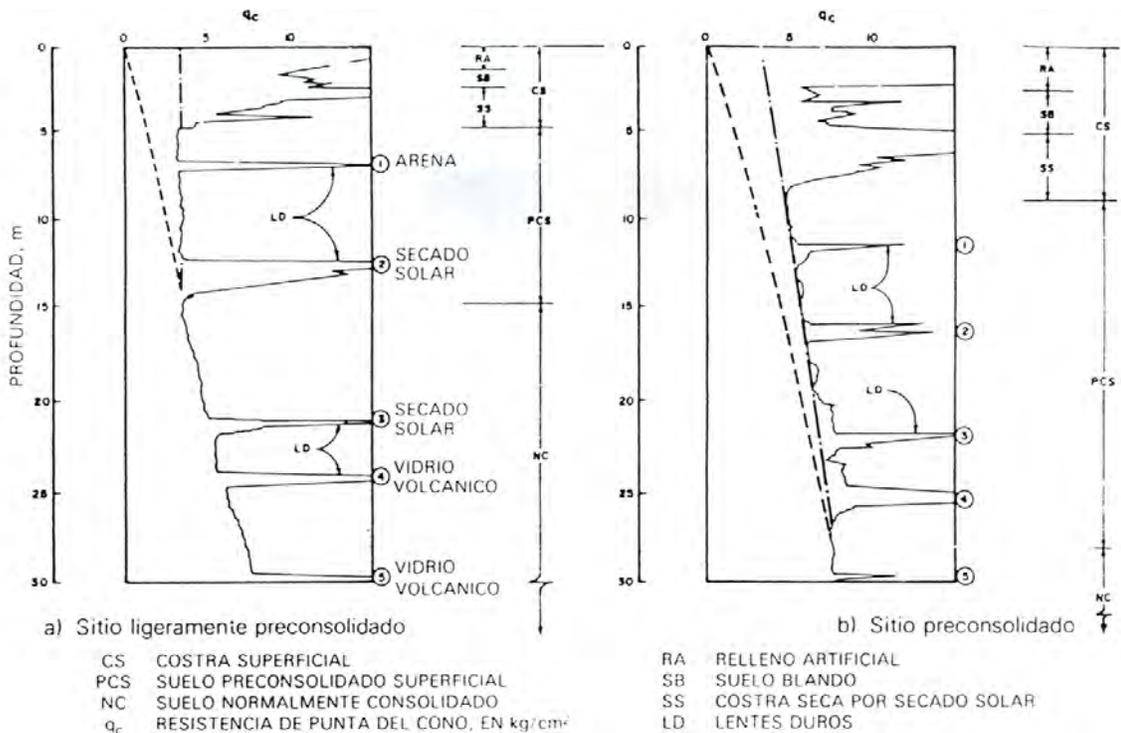


Figura 1.10 Perfiles tipo de los suelos de la zona del lago, en función de la resistencia al corte determinada con cono.

Arcilla preconsolidada superficial (PCS). En este estrato superficial, 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.

Arcilla normalmente consolidada (NC). Se localiza por debajo de la profundidad hasta la que afectan las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo, abajo indicados. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado como normalmente consolidados para las sobrecargas actuales, por que aun estas arcillas han sufrido un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.

Arcilla preconsolidada profunda (PCP). El bombeo para abastecer a la ciudad de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.

Lentes Duros (LD). Los estratos de arcilla están interrumpidos por lentes duros que pueden ser costras se secado solar, arena o vidrio (pómez) volcánicos; estos lentes se utilizan como marcadores de la estratigrafía.

- c) **Capa Dura.** La Capa Dura es un depósito de limo arenoso con algo de arcilla y ocasionalmente gravas, con una cementación muy heterogénea, su espesor es variable, desde casi imperceptible en la zona central del lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar unos cinco metros en lo que fueron las orillas del lago. Desde el punto de vista geológico, este estrato se desarrolló en el periodo interglacial Sangamon.
- d) **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 unos cinco metros, esta más endurecida, debajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

Así podemos observar que la zona de Lago se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial (figura 1.11) de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. Por ello, la zona del lago se ha dividido en tres subzonas atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes:

- ⇒ El espesor y propiedades de la costra superficial, y
- ⇒ La consolidación inducida en cada sitio.

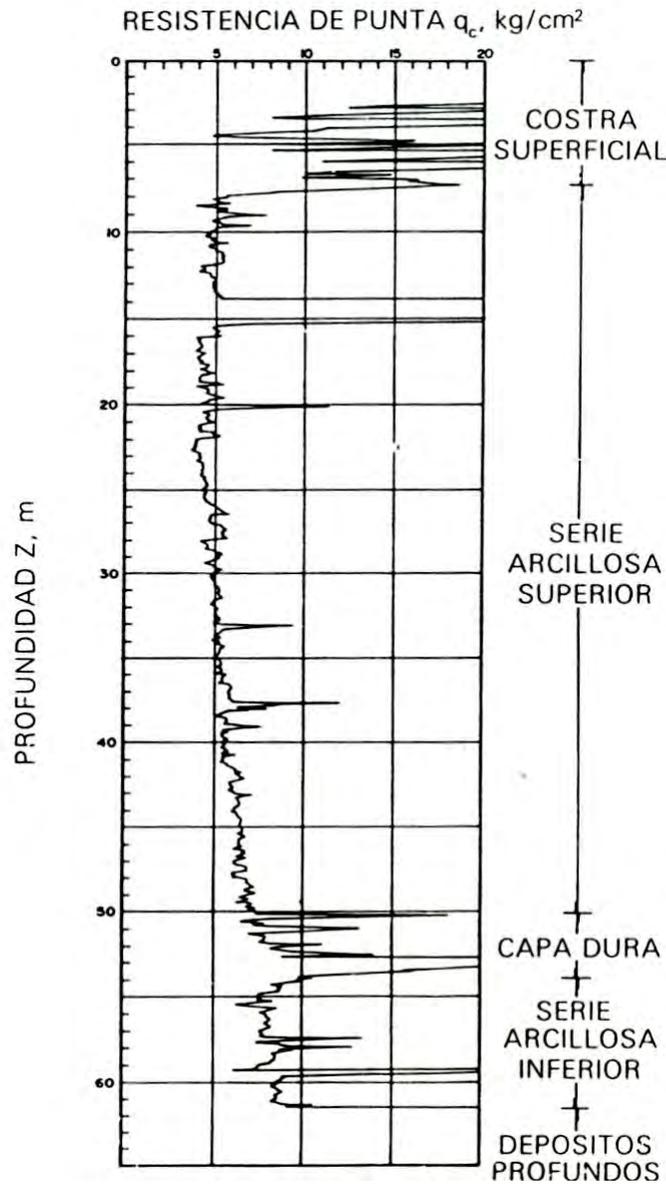


Figura 1.11 Sondeo de cono eléctrico en la zona del lago.

Lago virgen. Correspondiente al sector 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 incrementado las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo.

La estratigrafía típica de la subzona Lago Virgen y las propiedades medias de los estratos se presentan en la figura 1.12 y en la tabla 1.2, respectivamente.

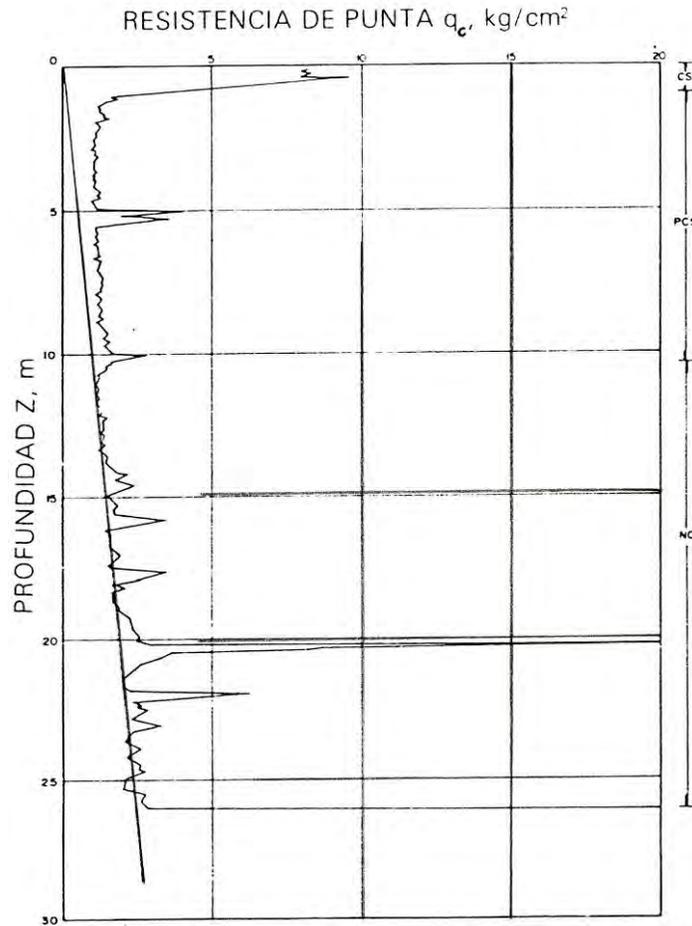


Figura 1.12 sondeo de cono eléctrico en la subzona Lago Virgen.

TABLA 1.2. ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES, LAGO VIRGEN

Estrato *	Espesor, en m	γ , en t/m^3	c , en t/m^2	ϕ , en grados
Costra superficial	1.0 a 2.5	1.4	1.0	20
Serie arcillosa superior	38 a 40	1.15	0.5 a 1.0	-
Capa dura **	1 a 2	-	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	15 a 30	1.25	3 a 4	-

* En orden de aparición a partir de la superficie

** La información disponible es muy limitada, los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

Lago Centro I. Está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrollo desde principios de este siglo y ha estado sujeto a sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo representan una condición intermedia entre Lago Virgen y Lago Centro II.

Las características estratigráficas propias de esta subzona se presentan en la tabla 1.3, y en la figura 1.13 se presenta la resistencia del cono eléctrico de la serie arcillosa superior; con la ayuda de la figura 1.12 podemos realizar una comparación y observar el incremento de resistencia originado por las sobrecargas.

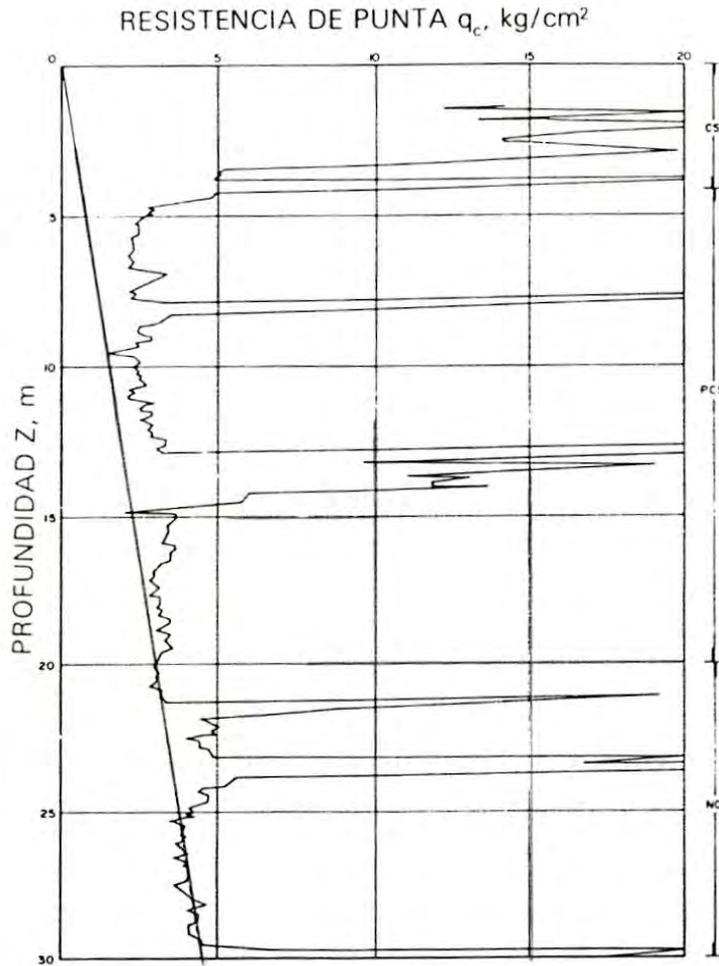


Figura 1.13 Sondeo de cono eléctrico en la subzona, Lago Centro I.

TABLA 1.3. ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO I

Estrato *	Espesor, en m	γ , en t/m^3	c , en t/m^2	ϕ , en grados
Costra superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 30	1.2	1 a 2	-
Capa dura **	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 26
Serie arcillosa inferior	8 a 10	1.3 a 1.35	5 a 8	-

* En orden de aparición a partir de la superficie

** La información disponible es muy limitada, los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

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; esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas:

- ⇒ Arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales,
- ⇒ Arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos periodos de tiempo, y
- ⇒ Arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales.

Así mismo, el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcillas por efecto de la consolidación inducida, como se observa en la figura 1.14, de igual manera es bueno comparar esta figura con la figura 1.12 y 1.13; además en la tabla 1.4 se presenta un resumen de la estratigrafía característica de esta subzona.

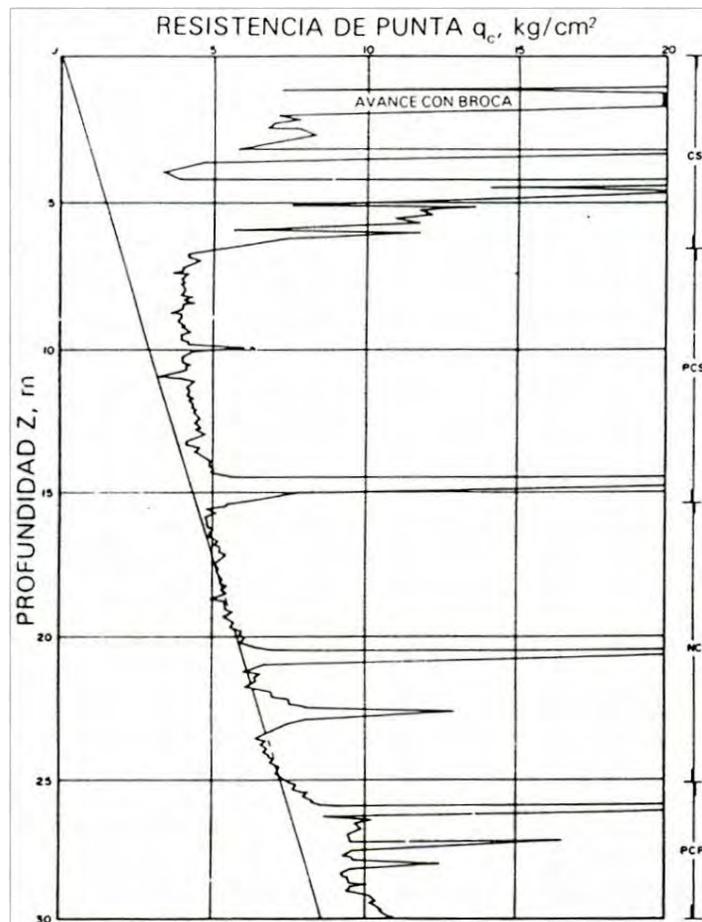


Figura 1.14 Sondeo de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro II.

TABLA 1.4. ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO II

Estrato *	Espesor, en m	γ , en t/m^3	c , en t/m^2	ϕ , en grados
Costra superficial	6 a 10	1.7	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 25	1.3	3	-
Capa dura **	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	6 a 8	1.3 a 1.4	6 a 12	-

* En orden de aparición a partir de la superficie

** La información disponible es muy limitada, los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

1.2.2 Zona de Transición

Los depósitos lacustres del centro de la cuenca 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 arenas fluviales y, en ciertos casos, especialmente en la desembocadura de arroyos y ríos, importantes depósitos de gravas y boleas. Obviamente la aportaciones fluviales de Las Lomas al gran vaso de sedimentación, que es la planicie, se depositan especialmente en el quiebre morfológico Lomas-Planicie. Figura 1.15.

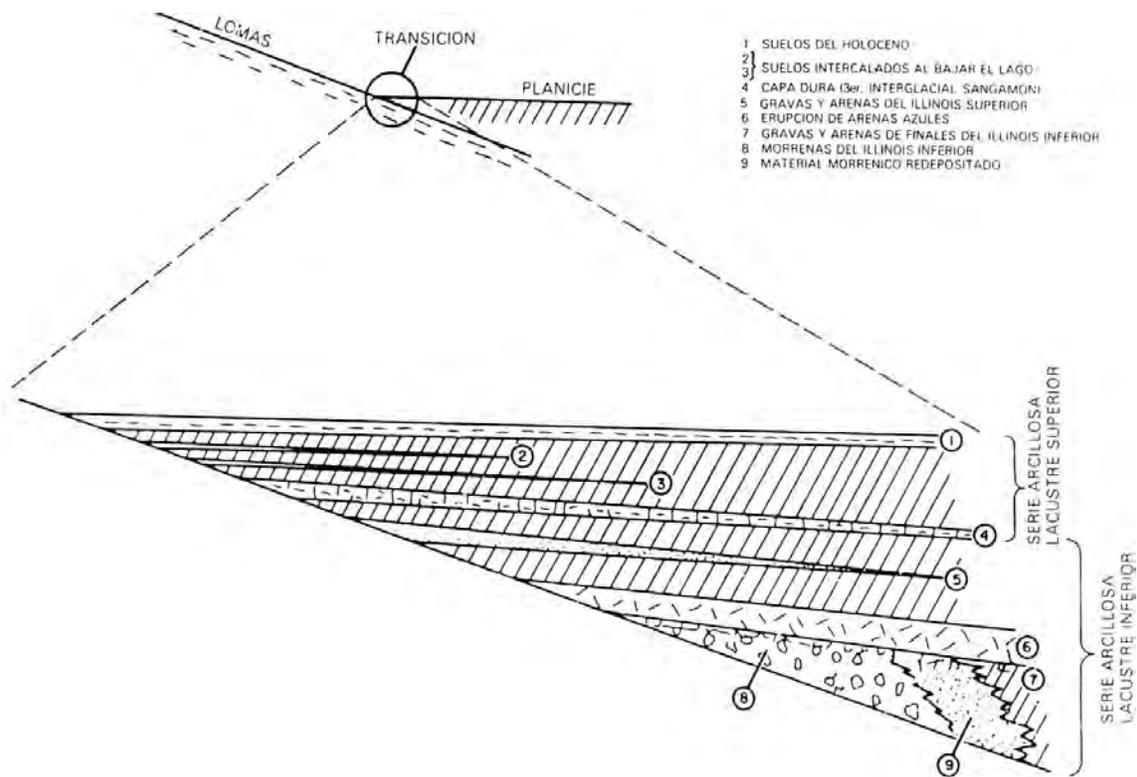


Figura 1.15 Estratigrafía de la zona de transición.

El lago central nunca fue profundo, de ahí que los arroyos que bajaban por las barrancas y desembocaban en la planicie no lograron formar deltas extensos que se introdujeran mucho a dicho lago. Los clásticos fluviales y aluviales se acumulaban consecuentemente en el quiebre morfológico y se interestratificaban localmente con la serie arcillosa lacustre superior. Sin embargo, en la serie arcillosa lacustre inferior, las aportaciones de los glaciares que bajaron en el Illinois Inferior hasta el río Hondo, Virreyes, Tacubaya, Barranca del Muerto y San Ángel, depositando morrenas con fuertes volúmenes de clásticos y boleros, lograron formar acumulaciones aluviales extensas que parten del pie de Las Lomas y se adentran en la planicie aluvial. En la figura 1.15 se reproduce este hecho en el corte geológico, que muestra la estratigrafía de la zona de Transición.

1.2.2.1 Características generales

Los depósitos de transición forman una franja que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle, de los aparatos volcánicos que sobre salen en la zona del lago. Estos materiales de origen aluvial se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y a la frecuencia de los depósitos; así, se generaron dos tipos de transiciones: interestratificada y abrupta.

1.2.2.2 Condición interestratificada del poniente

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas, donde se acumularon los acarreo fluviales que descendieron de Las Lomas a la planicie; estos depósitos tienen semejanza con deltas, solamente que se extendieron hasta la arcilla del antiguo lago de Texcoco, formándose intercalaciones de arcilla lacustre con arenas y gravas de río, en el proceso de formación de los suelos, el ancho de la franja de estos depósitos transicionales interestratificados varió según el clima prevaleciente en cada época geológica; así, cuando los glaciares de las barrancas de Las Lomas se derritieron, a fines de la Tercera Glaciación, los depósitos fluviales correspondientes (formados al pie de los abanicos volcánicos) resultaron mucho más potentes y extensos que los originados a fines de la Cuarta Glaciación, con mucho menor espesor de las cubiertas de hielo.

Consecuentemente, y generalizando, puede hablarse de una zona de transición interestratificada cambiante y ancha al pie de Las Lomas; esta área contiene en sus partes más profundas, debajo de la llamada Capa Dura, depósitos caóticos glaciales, laháricos y fluvioglaciales caracterizados por enormes bloques depositados en la boca de las barrancas de San Ángel, Barranca del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río Hondo figura 1.16.

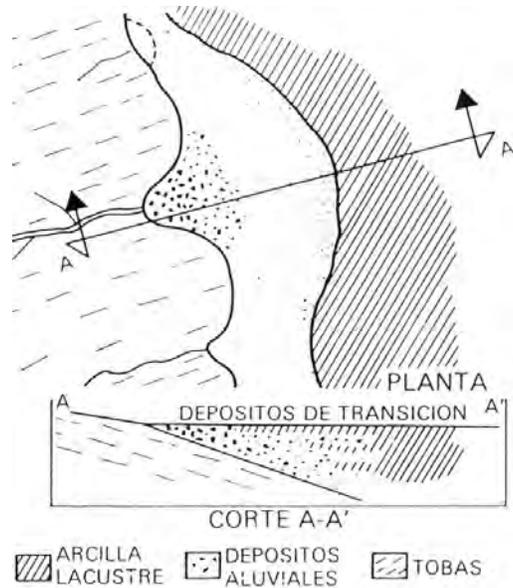


Figura 1.16 Transición estratificada ancha.

Por otra parte, los depósitos aluviales pueden ser recientes, y entonces sobreyacen a los depósitos lacustres, así como lo muestra la figura 1.3; tal es el caso de la cubierta de suelos negros, orgánicos, arenosos y limoarcillosos del Holoceno, que se extiende desde el pie de Las Lomas sobre 2 ó 3 km al oriente formando las riberas del lago histórico de los Toltecas y Mexicas. Otra zona de transición interestratificada ancha se extiende del Valle de Cuauhtepc hacia el sur figura 1.17.

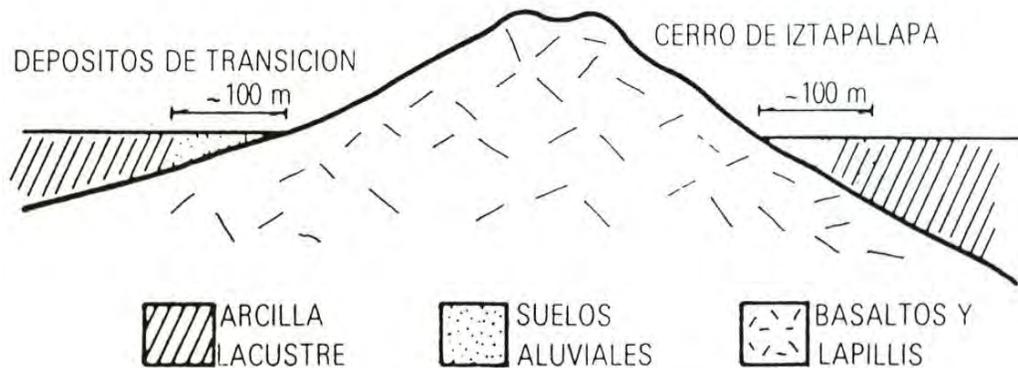


Figura 1.17 Transición estratificada angosta.

La zona de transición, como sea ha venido mencionando, es la franja comprendida entre las zonas del Lago y de Las Lomas, en esta zona se alternan estratos arcillosos depositados en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo sus espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago.

La frontera entre las zonas de transición y del lago se definió donde desaparece la zona arcillosa inferior, que corresponde aproximadamente donde la curva de nivel de la Capa Dura; está a 20 metros de profundidad respecto al nivel medio de la planicie.

Es conveniente dividir esta zona de transición en subzonas, en función a la cercanía a Las Lomas y sobre todo del espesor de los suelos relativamente blandos; se identifican así las transiciones alta y baja, que a continuación se describen.

- a) **Transición Alta.** Es la subzona de transición más próxima a Las Lomas; presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de Las Lomas. Esto lo podemos apreciar en la figura 1.18. La estratigrafía comúnmente encontrada tiene las características presentadas en la tabla 1.5 y la figura 1.19.

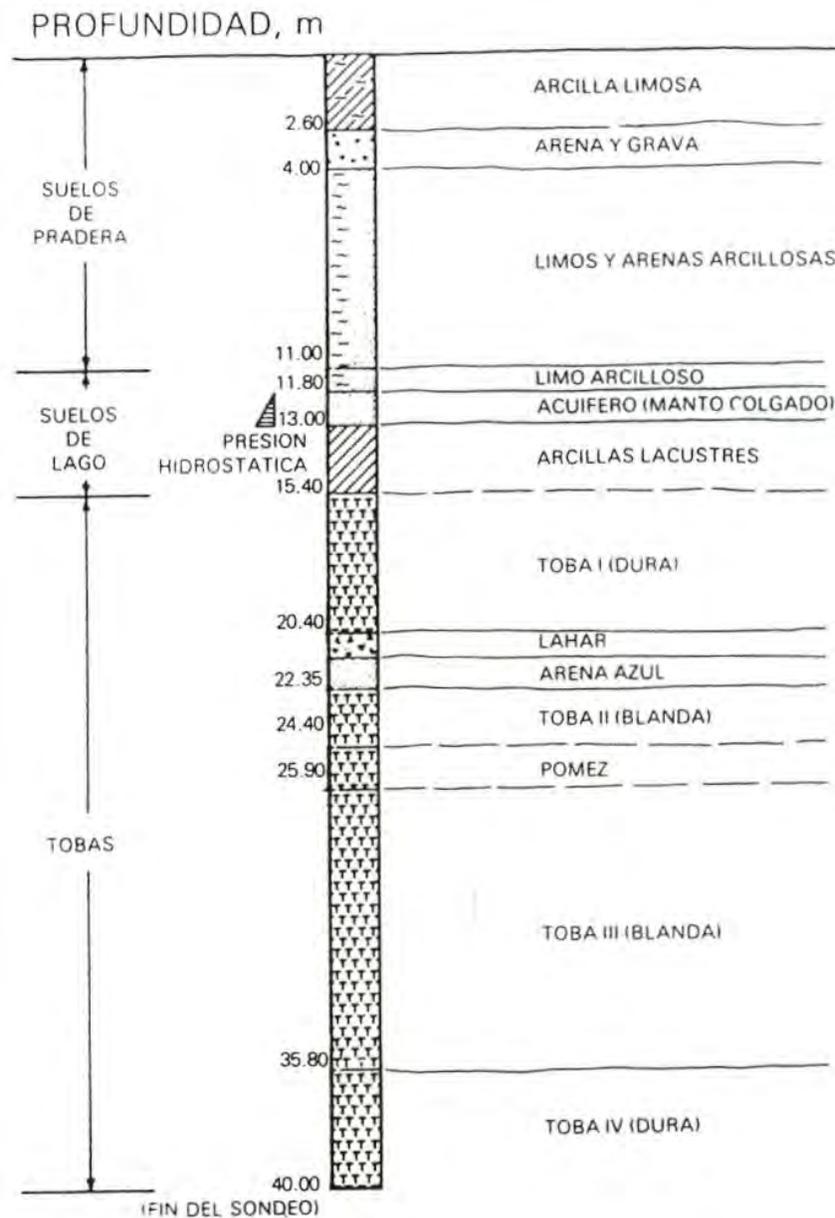


Figura 1.18 Estratigrafía típica en la zona de transición alta.

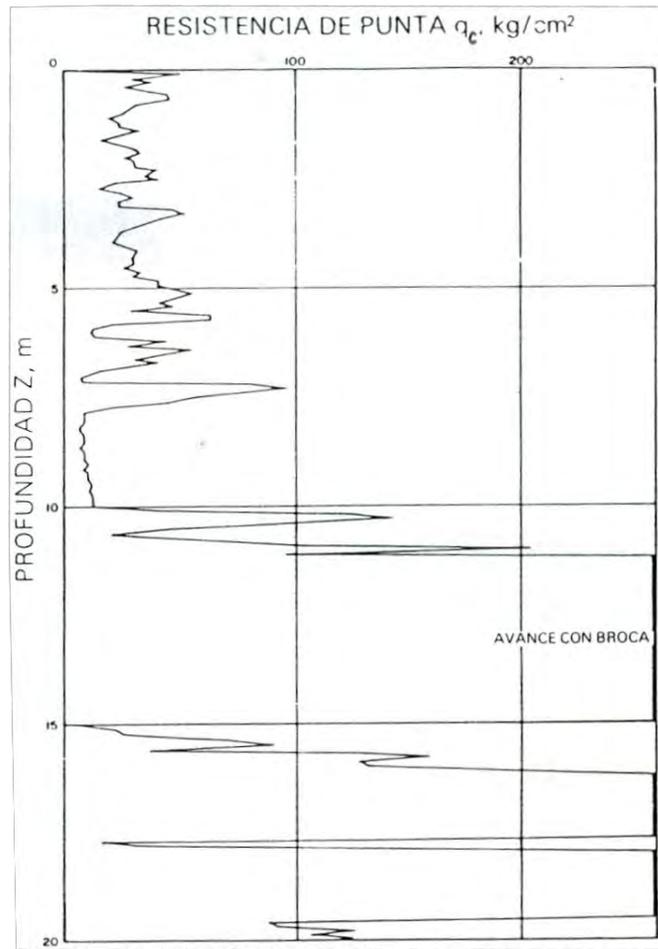


Figura 1.19 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición alta.

TABLA 1.5. ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES, TRANSICIÓN ALTA

Estrato *	Espesor, en m	γ , en t/m ³	c, en t/m ²	ϕ , en grados
Costra superficial	8 a 10	1.6	10	20
Suelos blandos	4 a 6	1.3	5	0

* En orden de aparición a partir de la superficie

b) **Transición Baja.** Corresponde a la transición vecina a la zona del 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. Este proceso dio origen a una estratificación compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas. Por lo anterior, puede decirse que las características estratigráficas de la parte superior de la transición baja son similares a la subzona del Lago Centro I o Centro II, teniendo en cuenta que.

- ⇒ La costra superficial esta formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme,
- ⇒ Los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas del orden de 20 metros,
- ⇒ Existe interestratificación de arcilla y suelos limoarenosos, y
- ⇒ Se presentan mantos colgados.

En la figura 1.20 podemos observar los resultados de un sondeo de cono característico de esta subzona.

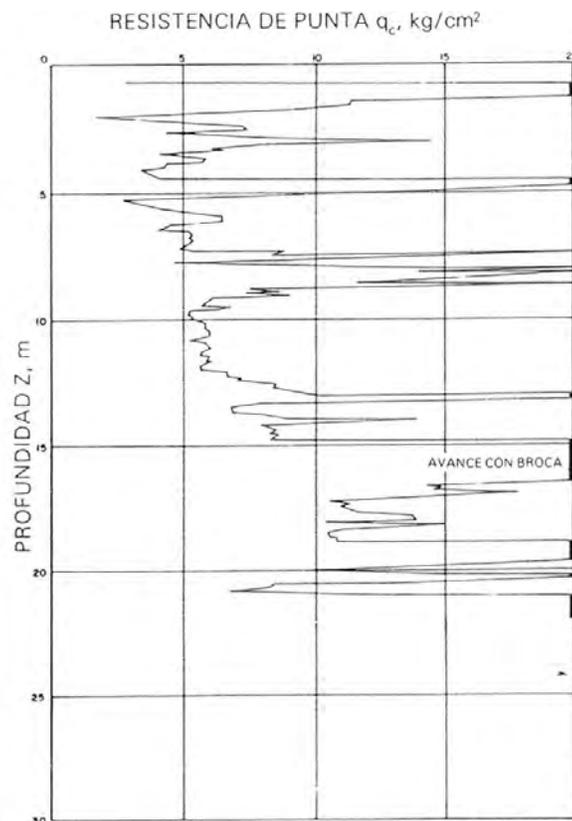


Figura 1.20 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición baja.

1.2.2.3 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 fluviales al pie del cerro son prácticamente nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca figura 1.21. Esta transición abrupta se presenta en el Peñón de los Baños, el Peñón del Marqués, el cerro de la Estrella y el cerro del Tepeyac; 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 1.21 Transición abrupta de islote a depósitos lacustres.

Es interesante mencionar que en la cercanía del Peñón de los Baños se encuentran intercalaciones de lentes delgadas de travertino silicificado, producto de las emanaciones de aguas termales; lo anterior se ilustra con el sondeo de cono eléctrico que se presenta en la figura 1.22.

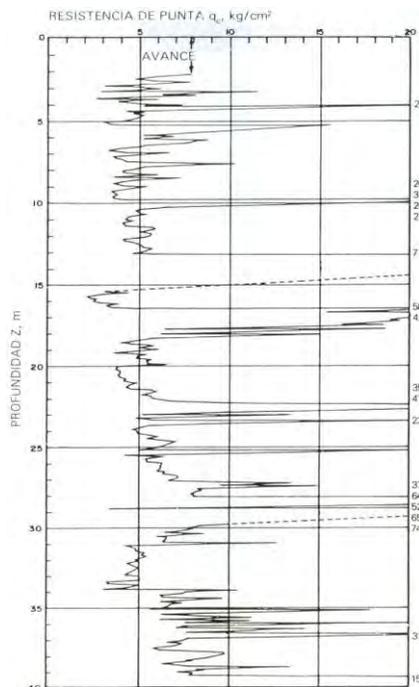


Figura 1.22 Sondeo de cono eléctrico cercano al Peñón de los Baños

1.2.3 Zona de Las Lomas

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

- ⇒ La acumulación de potentes depósitos de erupciones volcánicas explosivas.
- ⇒ La erosión subsecuente de estos depósitos, formándose profundas barrancas.
- ⇒ Depósitos de barrancas de morrenas, y
- ⇒ El relleno parcial de esas barrancas con los productos clásticos de nuevas erupciones.

Las anteriores unidades quedan separadas unas de otras por suelos rojos, amarillos o cafés según el clima que rigió después de su emplazamiento. En la figura 1.23 se muestra esa estratigrafía, que se extiende sobre un intervalo que cubre el último medio millón de años.

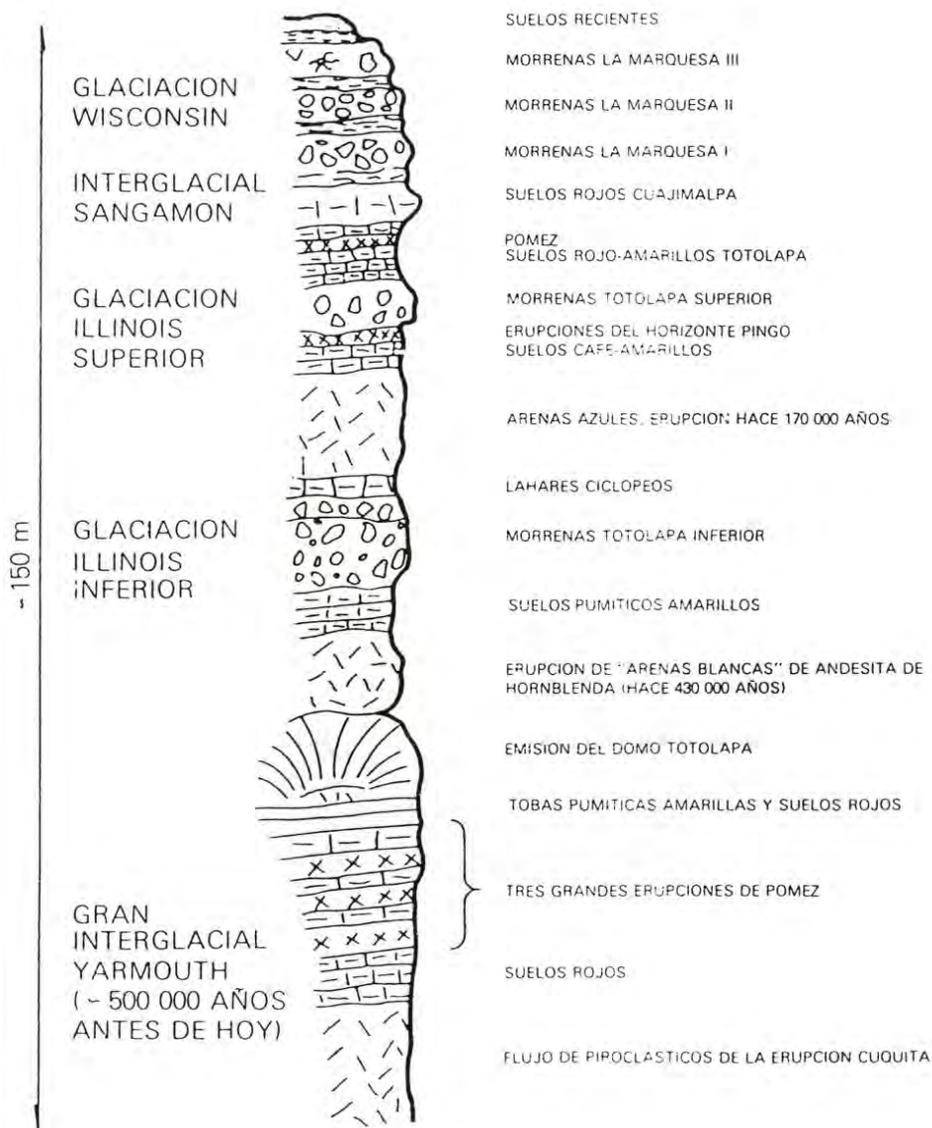


Figura 1.23 Estratigrafía de Las Lomas.

1.2.3.1 Características generales

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

1.2.3.2 Zona poniente

- a) **Sierra de las Cruces.** Está constituida por abanicos volcánicos, caracterizándose superficialmente por la acumulación de materiales piroclásticos durante su actividad explosiva (principalmente en el Plioceno inferior) y que fueron retransportados por agua y hielo en épocas posteriores.

En la formación de Las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de grandes volcanes andesíticos estratificados.

Horizontes de cenizas volcánicas. De granulometría variable, producidos por erupciones violentas que formaron tobas cementadas depositadas a decenas de kilómetros de distancia del cráter.

Capa de erupciones pumíticas. Correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia y que se depositaron con lluvia, en capas de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter.

Lahares. Definidos como acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado lentamente en corrientes lubricadas por agua, generadas por lluvia torrencial inmediatas a la erupción.

Lahares calientes. Correspondientes a corrientes impulsadas y lubricadas por gases calientes; son las menos frecuentes que están asociadas a erupciones paroxísmicas de extraordinaria violencia; las arenas y gravas azules son las más representativas de estos depósitos.

Depósitos glaciales. Caracterizados por grandes bloques angulosos en una matriz más fina, dispuestos en forma caótica; estos depósitos generalmente presentan un color rosa.

Depósitos fluvio-glaciales. Producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glacial; se distingue por su ligera estratificación.

Depósitos fluviales. Correlacionables con la formación clástica aluvial del relleno de la cuenca del Valle de México.

Suelos. Producto de la alteración de lahares y cenizas, de color rojo y gris asociados a climas húmedos y áridos, respectivamente.

Por otra parte, los depósitos más antiguos presentan fracturamiento y fallamiento tectónico dirigidos principalmente al NE, dirección que mantienen la mayoría de las barrancas de la zona.

- b) **Pedregal del Xitle.** Del cerro del Xitle descendió, hace unos dos mil años, una extensa colada de lavas basálticas, sus numerosos flujos cubrieron las lomas al pie del volcán Ajusco y avanzaron en sus frentes hasta la planicie lacustre entre Tlalpan y San Ángel. Las lavas descendieron sepultando dos importantes valles antiguos, uno en el Sur, que se dirigía anteriormente a las Fuentes Brotantes de Tlalpan; otro en el Norte, el mayor, que se extendía entre el cerro Zacaltépetl y las lomas de Tarango. Este último valle contaba con dos cabeceras: una en los flancos orientales del cerro de la Palma y la otra en la barranca de La Magdalena Contreras (Figura 1.24). A la zona cubierta por lavas, se le identifica como los pedregales: San Ángel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna.

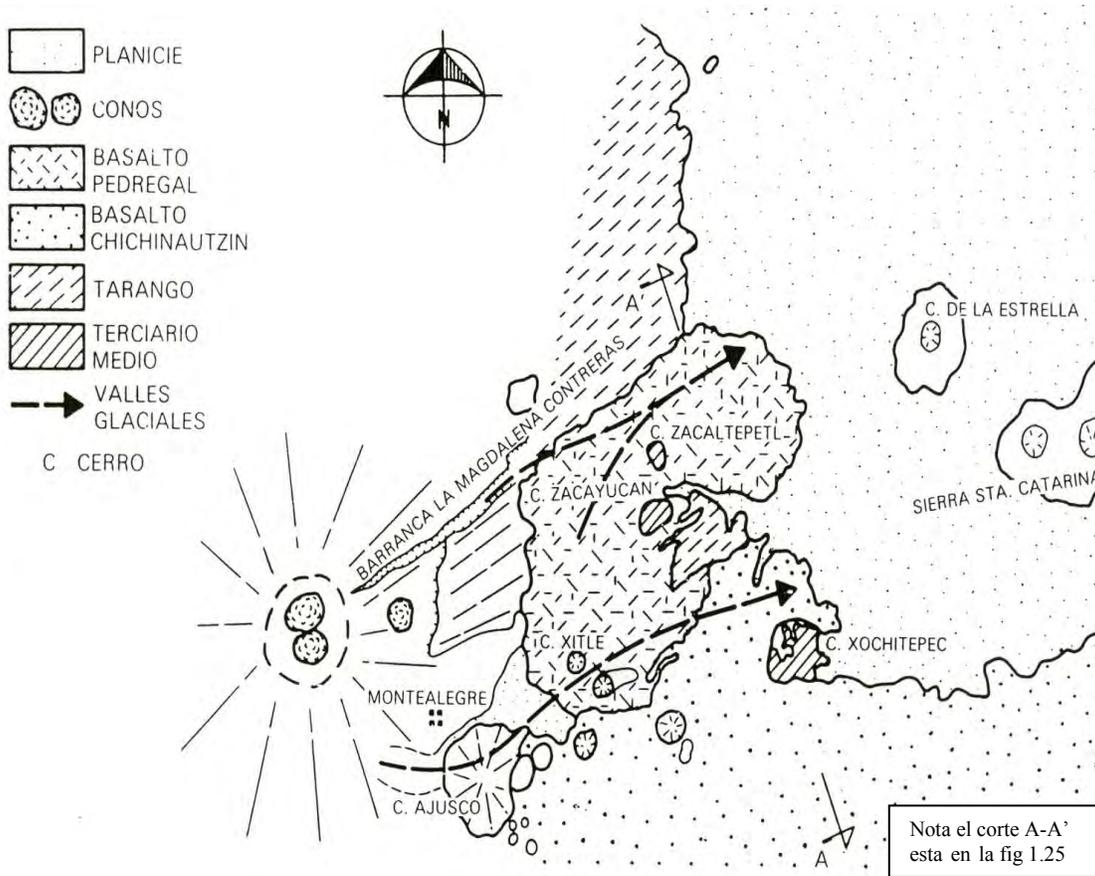


Figura 1.24 Geología del Pedregal del Xitle

Por otra parte, debe de haber existido otro importante valle aún más al Sur, entre las Fuentes Brotantes de Tlalpan y a la sierra de Xochitepec, este valle tuvo su cabecera en Monte Alegre. Este afluyente debe haber sido sepultado durante la erupción del Ajusco, en el Cuaternario Superior.

Muy anteriormente a la erupción del Xitle, en el Illinois (hace 200 000 años) avanzaron grandes cuerpos de hielo; estos glaciares fluyeron de la barranca de La Magdalena Contreras hasta las partes bajas de la antigua planicie lacustre, acercándose a lo que hoy es San Ángel. Indicios de morrenas con multitud de bloques grandes se han encontrado en San Ángel así como en las Fuentes Brotantes; por consiguiente, debajo de las lavas del Pedregal de San Ángel deben existir importantes acumulaciones de morrenas y secuencias fluvio-glaciales derivadas de su erosión. Por otra parte, también puede asegurarse que antes de las lavas del Xitle cubrieran el sitio, este valle fue inundado por otras coladas lávicas, esto lo podemos apreciar en el corte geológico que se presenta en la figura 1.25.

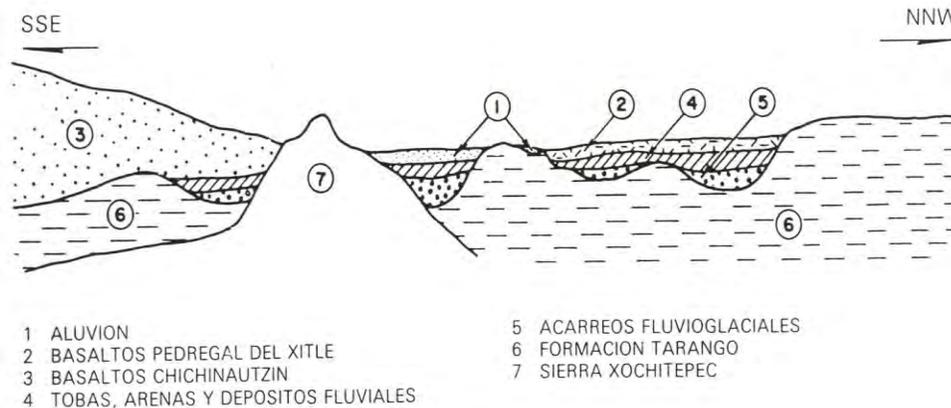


Figura 1.25 Sección Chichinautzin-Lomas cortando el Pedregal de San Ángel (corte A-A' de la fig. 1.24)

1.2.3.3 Zona norte

Esta región corresponde a la sierra de Guadalupe; se integra principalmente por rocas volcánicas dacíticas y andesíticas, en forma de un conjunto de elevaciones dómicas que se extienden desde el Tepeyac en el SE de la sierra, hasta la zona Barrientos, en el NW. En su parte central, esta sierra está afectada por un graben que se extiende al NNE, formando el valle de Cuauhtepac; en el extremo septentrional de dicho graben y genéticamente ligado a él, se eleva un volcán, cuyas cumbres erosionadas constituyen las porciones más altas de la sierra de Guadalupe y se denomina el cerro Tres Padres.

El tectonismo que ha regido el vulcanismo de la sierra de Guadalupe remota al Mioceno Medio; consistente de fracturas y fallas dirigidas al ESE. El graben de Cuauhtepac, como se mencionó, obedece a un tectonismo dirigido al NNE ocurrido en el Mioceno Superior. Finalmente, un tectonismo con el alineamiento de la sierra de Santa Catarina, afecta a la totalidad de la sierra de Guadalupe en el Plioceno Superior y Pleistoceno.

Una característica de la sierra de Guadalupe son los potentes depósitos de tobas amarillas que cubren los pies de sus numerosas elevaciones en forma de abanicos aluviales. Estas tobas consisten de estratos de vidrio pumítico fino a grueso; son los productos de las erupciones violentas que generaron la sierra de las Cruces durante el Mioceno y Pleistoceno Inferior.

Durante el Pleistoceno Medio y Superior, las oscilaciones climáticas produjeron periodos glaciales e interglaciales, que sometieron a la sierra de Guadalupe a ciclos de

erosión pluvial y eólica, formándose pequeños depósitos de aluviones y loess. Finalmente, al azolverse la cuenca de México a consecuencia de la formación de la sierra de Chichinautzin, la sierra de Guadalupe fue rodeada por depósitos aluviales y lacustres en el sur, este y norte; de estos depósitos emerge esta sierra hoy como isla.

Como se ha venido describiendo, en la zona de Las Lomas, eventualmente se encuentran rellenos no compactados, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos y galerías de minas antiguas.

Todos estos materiales presentan condiciones irregulares de compacidad y cementación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona; por ello, exceptuando a los cortes en lahares compactados, en los demás depósitos pueden presentarse mecanismos de falla, como los que a continuación se presentan:

Tobas y lahares fracturados. Estos materiales pueden presentar fracturas en direcciones concurrentes que generan 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 sometidas a un humedecimiento producto de la infiltración de escurrimientos no controlados. En algunos casos, las fallas locales en la superficie del corte podrían generar taludes invertidos de estabilidad precaria.

Un aspecto significativo de los tobas, es que algunas de ellas son muy resistentes al intemperismo y que incluso endurecen al exponerse al ambiente mientras que otras son fácilmente degradables y erosionables.

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 un bajo contenido de agua; por lo tanto, el humedecimiento o secado de estos materiales puede provocar la falla de los cortes.

Lahares poco compactos y depósitos glaciales y fluvioglaciales. Estos depósitos presentan una compacidad y cementación muy errática, por lo que la erosión progresiva de origen eólico y fluvial tienden a generar depósitos de talud creciente, que solo detienen su avance cuando alcanzan el ángulo de reposo del suelo granular en estado suelto.

De la descripción anterior se concluye que los principales agentes de activación son el agua y el viento, por lo cual es necesario proteger estos materiales contra un intemperismo prolongado.

Basaltos. Son pedregales generados por el Xitle, formados por coladas lávicas que presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, eventualmente rellenas de escoria. La estabilidad de excavaciones en estos basaltos debe analizarse en función de los planos principales de fracturamiento y no de la resistencia intrínseca de la roca; en el caso de cavernas grandes debe estudiarse la estabilidad de los techos. En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado y la perforación controlada con martillos neumáticos en mayor número de puntos, que la obtención de muestras con barriles de diamante y máquinas rotatorias.

CAPÍTULO 2

CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN SUELOS COHESIVOS TOTALMENTE SATURADOS

CAPÍTULO 2

CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN SUELOS COHESIVOS TOTALMENTE SATURADOS.

2.1 EL FENÓMENO DE LA DEFORMACIÓN EN LOS SUELOS

La compresión de un suelo se debe a dos causas (ref. 7):

- Por una parte a un reacomodo de sus partículas, que produce una disminución de su relación de vacíos.
- Una deformación de los propios granos bajo la acción de las fuerzas que se ejercen en los puntos de contacto.

Consideremos un suelo seco contenido en un recipiente cilíndrico figura 2.1a, y observemos que las fuerzas de contacto que actúan entre las partículas figura 2.1b, las cuales sean dividido en una componente normal N y una componente tangencial T a las superficies de contacto (ref. 6). Las fuerzas de contacto producen deformaciones elásticas y plásticas en la vecindad de los puntos de contacto, las cuales ocasionan un aumento del área de contacto entre los granos figura 2.2a. Si existen partículas de forma laminar, éstas sufrirán una flexión, como se indica en la figura 2.2b. Además una vez que la fuerza cortante excede la resistencia al corte, ocurrirá un deslizamiento entre los granos figura 2.2c (ref. 6).

La deformación de la masa de suelo se deberá en parte al resultado de la deformación de la partícula individuales y en parte al deslizamiento entre las partículas. Se ha observado experimentalmente que el movimiento de los granos, con el subsecuente reacomodo de los mismos, es el causante de la mayor deformación de los suelos. Debido a que el deslizamiento produce una deformación no lineal e irreversible, es de esperarse que la relación esfuerzo-deformación unitaria de un suelo sea fuertemente no lineal e irreversible, lo cual nos indica que la curva esfuerzo-deformación unitaria no es una línea recta y no es única para ciclos de carga y descarga.

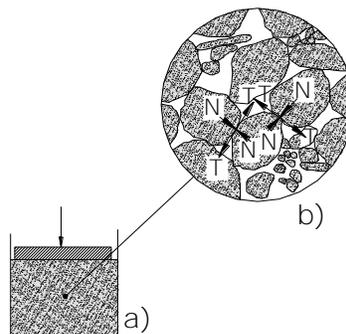


Figura 2.1 Representación esquemática de la fuerza de transmisión a través del suelo. (a) Sección a través de una caja llena de suelo. (b) Agrandamiento a través de una porción de suelo mostrando las fuerzas que actúan en dos puntos de contacto.

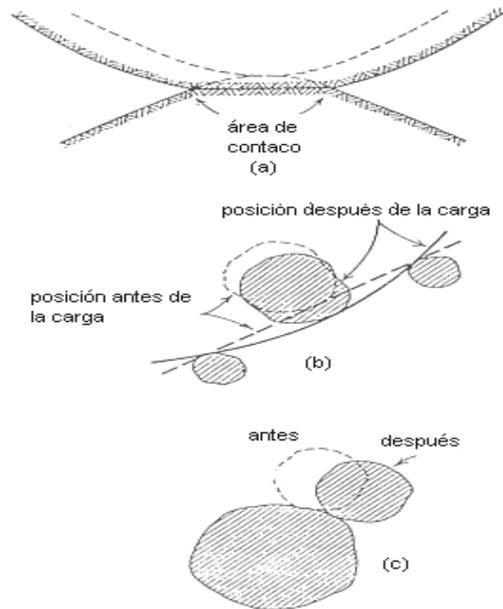


Figura 2.2 Causas del movimiento relativo entre las partículas del suelo.
(a) Movimiento de las partículas debido a la deformación del contacto. Línea que muestra la superficie de las partículas después de la carga, la línea punteada muestra la superficie antes de la carga.
(b) Movimiento relativo de las partículas debido a la inclinación de la lámina de partículas.
(c) Movimiento relativo de las partículas debido al deslizamiento interparticular.

Así, las deformaciones que sufre un elemento de suelo son el resultado de deformaciones dentro de las partículas y de movimientos relativos entre las propias partículas que forman dicho elemento (ref. 6). En cada uno de los contactos pueden ocurrir deformaciones unitarias de gran magnitud. Existen fundamentalmente dos mecanismos de deformación en los suelos granulares: distorsión (y rotura) de partículas individuales y movimientos relativos entre granos como resultado de un deslizamiento o un giro. Estos dos fenómenos rara vez son independientes entre sí; por ejemplo, el conjunto de partículas mostrado en la figura 2.3, sería estable bajo el sistema de fuerzas mostrado si los granos fueran rígidos y no deslizaran entre sí; dado que las partículas no son rígidas, su deformación causaría pequeños movimientos, produciendo el colapso del conjunto. Mientras que los movimientos entre granos son los causantes de las grandes deformaciones de los suelos, estos desplazamientos no serían posibles si no hubiera distorsiones de las partículas (ref. 6).

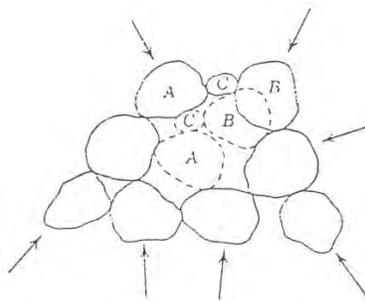


Figura 2.3 Colapso de un arreglo inestable de partículas.
(Lambe y Whitman, 1969)

En los suelos cohesivos ahí que tomar en cuenta además de la interacción entre las partículas del suelo y el agua que las rodea, como se muestra en la figura 2.4; otro fenómeno que ocurre, dicho fenómeno consiste en la influencia de los iones de las sales del agua sobre la superficie de las partículas figura 2.5. Estos efectos producen diversas clases de estructura en las arcillas, como se indica en la figura 2.6 (ref. 6).

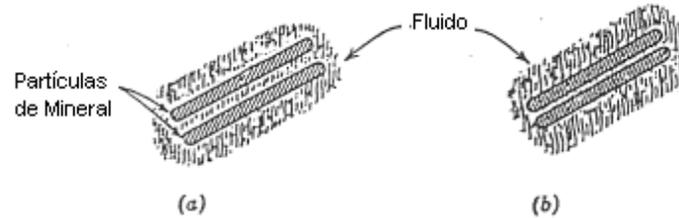


Figura 2.4 Capa de fluido rodeando una muy pequeña partícula de suelo.
 (a) Antes de la carga. (b) Partículas comprimidas, juntándose debido a la carga.
 (Lambe y Whitman, 1969)

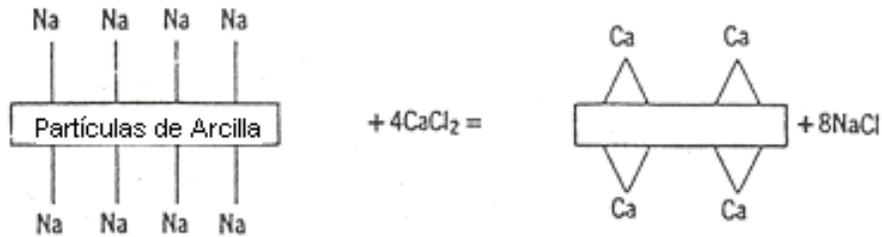


Figura 2.5 Intercambio de iones en una reacción. (Lambe y Whitman, 1969)

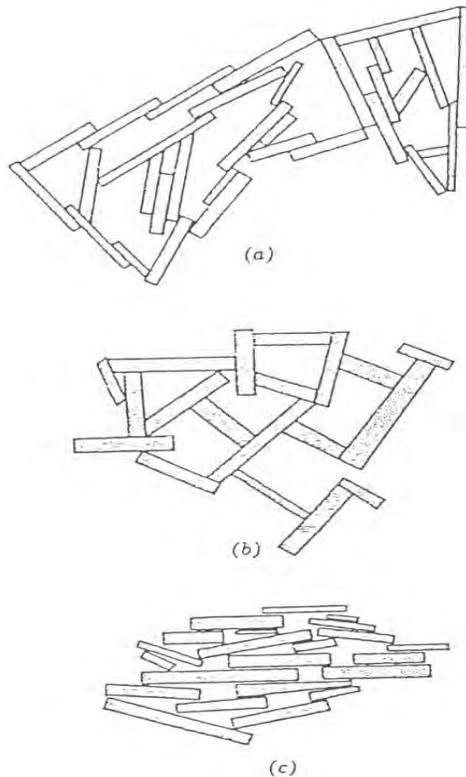


Figura 2.6 Estructura sedimentada. (a) Floculación salada. (b) Floculación no salada.
 (c) Dispersión. (Lambe y Whitman, 1969)

La forma de la curva esfuerzo-deformación unitaria de un suelo depende de la relación entre el esfuerzo vertical y los esfuerzos horizontales, es decir, es función del tipo de prueba. Como podemos ver en la figura 2.7, se muestran las curvas esfuerzo deformación unitaria para pruebas de compresión isotrópica, de compresión confinada y de compresión triaxial (ref. 6).

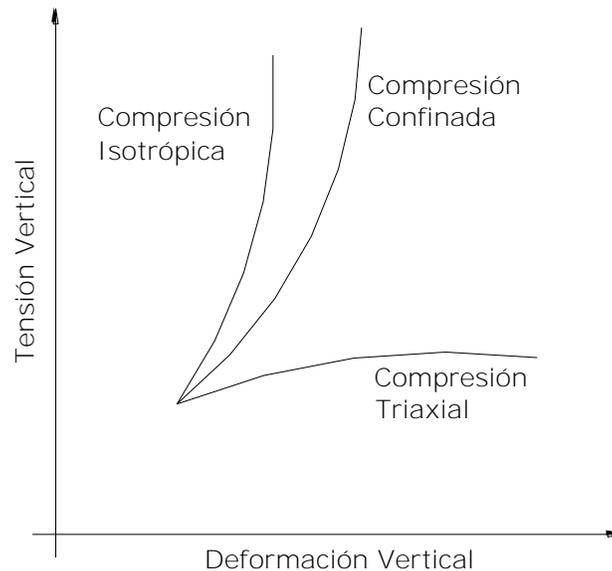


Figura 2.7 Comparación de las curvas tensión-deformación, para los tres tipos de compresión.
(Lambe y Whitman, 1969)

No es usual que en el terreno se presente una compresión isotrópica, mientras que la compresión confinada es básicamente un fenómeno de cambio de volumen. En la compresión triaxial ocurren deformaciones unitarias laterales, pudiendo considerarse ésta como un cambio de forma. Por lo tanto, para el estudio de la deformación de un suelo, ésta se puede dividir en dos componentes:

- a) Una compresión por cambio de volumen.
- b) Una compresión por cambio de forma.

2.1.1 Compresión por cambio de volumen.

Si sometemos una muestra de suelo granular a un ensaye de compresión sin deformación lateral (compresión confinada) obtenemos una curva de compresibilidad como la de la figura 2.8a (ref. 7). Al inicio de la carga, las deformaciones son grandes, las cuales se deben a movimientos y a reacomodo de los granos. Cuando el esfuerzo vertical aumenta, los movimientos disminuyen y las deformaciones son el resultado de la compresión aproximadamente elástica de los propios granos. El ciclo de descarga y recarga ABCA figura 2.8a, que no coinciden con la curva inicial, muestran que el comportamiento del esqueleto sólido no es reversible.

Bajo esfuerzos altos se presenta rotura de los granos, que se traduce en un cambio de pendiente de la curva de la figura 2.8b (ref. 7).

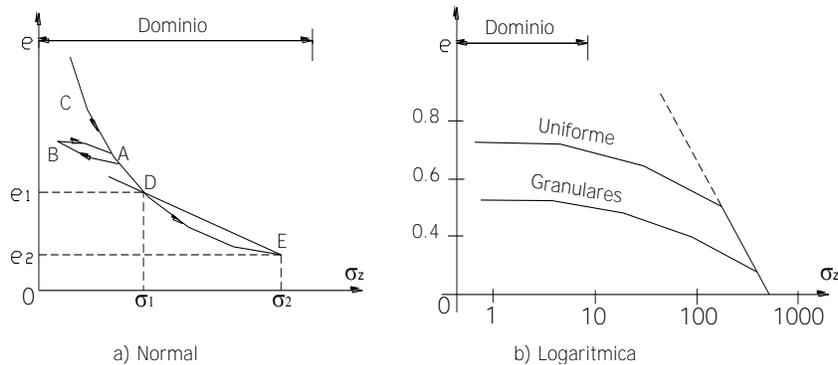


Figura 2.8 Curvas de Compresión.

Cabe señalar que en arcillas totalmente saturadas, la compresión por cambio de volumen ocurre a largo plazo, debido a la baja permeabilidad del suelo.

2.1.2 Compresión por cambio de forma

Si se aplica una carga relativamente rápida a un suelo cohesivo totalmente saturado, éste sufre una deformación prácticamente a volumen constante, pues el agua no alcanza a salir por la baja permeabilidad de la arcilla.

2.2 EFECTO DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO

Consideremos una muestra de suelo sometido a una presión de confinamiento p_c , y apliquemos un esfuerzo desviador; en la figura 2.9 se muestra una curva típica esfuerzo desviador-deformación unitaria de un suelo en compresión triaxial. Observamos que el tramo inicial es una línea recta, y que después de cierto nivel de esfuerzo se convierte en una curva de concavidad hacia abajo. A la pendiente de la recta inicial se le conoce como módulo tangente inicial E_i del suelo. Algunos ingenieros utilizan el módulo de deformación al 50% de la falla, el cual se denomina E_{50} .

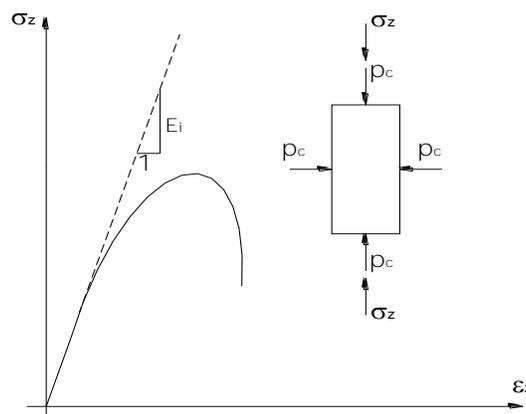


Figura 2.9 Curva esfuerzo-deformación unitaria de un suelo.

En términos generales, al aumentar la presión de confinamiento p_c , se incrementa la rigidez de un suelo, siendo este fenómeno más acusado en suelos friccionantes. En la figura 2.10 se muestra la variación del módulo tangente inicial E_i (o E_{50}) con la presión de confinamiento de un suelo.

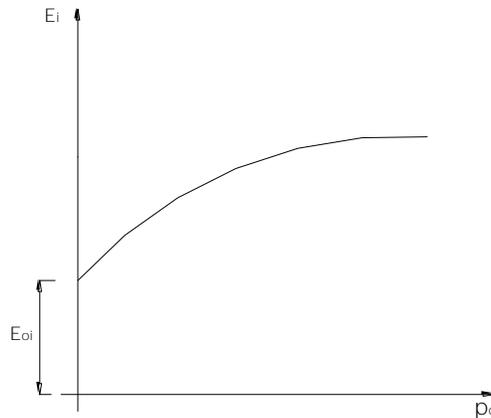


Figura 2.10 Variación del módulo tangente inicial con la presión de confinamiento.

Una forma de tomar en cuenta el fenómeno del incremento de rigidez con el confinamiento consiste en el empleo del criterio de Jambu (ref. 8), que establece que el módulo tangente inicial de deformación está dado por:

$$E_i = E_{io} + K p_a \left(\frac{p_c}{p_a} \right)^n \dots\dots\dots(1)$$

Donde

E_i = módulo tangente inicial de la deformación

E_{io} = módulo tangente inicial de deformación para un confinamiento efectivo igual a cero.

K = coeficiente que depende de la rigidez del material.

p_a = presión atmosférica, $10.3 \text{ [t/m}^3\text{]}$.

p_c = presión de confinamiento.

n = exponente que depende de la clase de suelo.

En el campo, los esfuerzos horizontales por peso propio del suelo en general son diferentes del esfuerzo vertical figura 2.11.

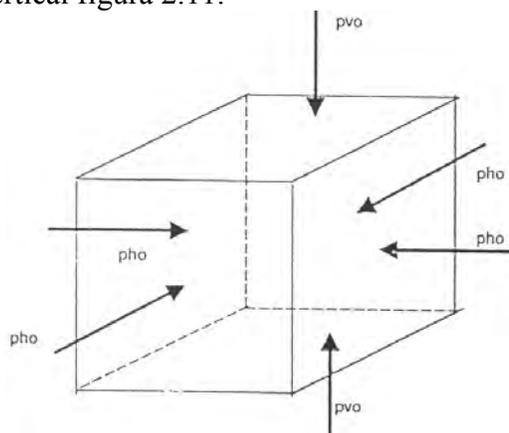


Figura 2.11 Esfuerzo de un elemento de suelo. Esfuerzo por peso propio.

Es usual tomar una presión de confinamiento de campo dada por:

$$p_{co} = \frac{p_{vo} + p_{ho} + p_{ho}}{3} = \frac{p_{vo} + 2p_{ho}}{3} \dots\dots\dots(2)$$

La presión horizontal vale:

$$p_{ho} = K_o p_{vo} \dots\dots\dots(3)$$

Donde K_o es el coeficiente de presión en reposo, y esta dado por (ref. 9):

$$K_o = (1 - \text{sen}\phi') (OCR)^{\text{sen}\phi'} \dots\dots\dots(4)$$

Donde:

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo.

OCR = relación de preconsolidación del suelo.

Reemplazando la ecuación 3 en la ecuación 2, tenemos:

$$p_{co} = \frac{(1 + 2K_o) p_{vo}}{3} \dots\dots\dots(5)$$

Si se construye una obra de ingeniería, ésta produce incrementos de esfuerzo σ_x , σ_y , y σ_z figura 2.12.

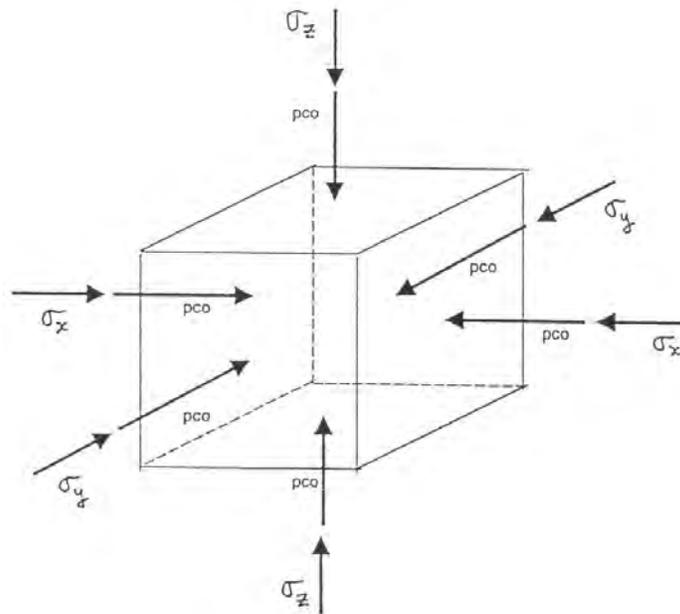


Figura 2.12 Esfuerzos en un elemento de suelo. Incrementos de esfuerzo por la presencia de una obra de ingeniería.

La presión de confinamiento se incrementa en la cantidad:

$$p_{cf} = p_{co} + \Delta p_c$$

donde

$$\Delta p_c = \left(\frac{1}{3}\right)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$$

por lo tanto;

$$p_{cf} = p_{co} + \left(\frac{\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y}{3}\right) \dots \dots \dots (6)$$

Por otra parte el módulo de Poisson se puede obtener de manera aproximada de la siguiente forma: consideramos un estrato de suelo cubierto por otros estratos en proceso de sedimentación, en el cual, por simetría, la deformación horizontal vale cero:

$$\varepsilon_h = 0$$

aplicando la ley de Hooke, tenemos:

$$\varepsilon_h = \left(\frac{1}{E}\right)[p_{ho} - \nu(p_{vo} + p_{ho})] = 0$$

$$p_{ho} = \left[\frac{\nu}{(1-\nu)}\right] p_{vo} \dots \dots \dots (7)$$

pero

$$p_{ho} = K_o p_{vo}$$

por lo tanto, el módulo de Poisson vale;

$$\nu = \frac{K_o}{(1-K_o)} \dots \dots \dots (8)$$

2.3 INCREMENTO NETO DE CARGA

Se define el incremento neto de carga, o presión neta de la siguiente manera:

$$q_n = q - p_{vo}$$

donde

q = presión media de contacto entresuelo y cimiento.

p_{vo} = presión total previamente existente al nivel de desplante, debida a peso propio del suelo.

2.4 INFLUENCIA DE LA CLASE DE SUELO

La magnitud y la evolución de las deformaciones de un suelo dependen fundamentalmente del tipo de material y de la presencia del nivel de aguas freáticas (NAF). Se pueden distinguir cuatro clases de suelos:

- a) Suelos fricciones
- b) Suelos cohesivos totalmente saturados
- c) Suelos cohesivos parcialmente saturados
- d) Suelos cementados parcialmente saturados

Debido a lo extenso del tema, y aún cuando son de gran importancia, se omiten los aspectos dinámicos; así como solo nos enfocaremos al inciso b (suelos cohesivos totalmente saturados), ya que los otros tipos de suelo quedan fuera del alcance del tema de tesis.

2.5 SUELOS COHESIVOS TOTALMENTE SATURADOS

En los suelos cohesivos totalmente saturados se presentan expansiones inmediatas producidas por excavación, asentamientos inmediatos a volumen constante (por recompresión y por compresión) y asentamientos diferidos con cambio de volumen (por recompresión y por compresión). Ocurren también deformaciones transitorias y permanentes, a volumen constante, producidas por sismo.

Las Normas de Cimentación establecen que en cimentaciones compensadas se calcularán:

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

En una excavación pueden ocurrir fuertes expansiones inmediatas debidas a deformaciones del suelo a volumen constante.

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

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

Expansiones inmediatas. Se ha observado que las expansiones inmediatas son de tipo elástico, por lo que con frecuencia se calculan empleando la teoría de la elasticidad. Sin embargo, es conveniente considerar que el módulo de elástico del suelo es no lineal y además aumenta con la presión de confinamiento. El módulo elástico no lineal se suele obtener mediante pruebas de compresión triaxial (de preferencia del tipo consolidadas-no drenada), aplicando para cada presión de confinamiento ciclos de carga y descarga en el suelo. Las expansiones inmediatas se pueden calcular utilizando un módulo elástico lineal E_e , pero, por lo comentado en el cuerpo de este capítulo, el computo será sólo aproximado, por el marcado comportamiento no lineal de los suelos. Cabe señalar que en algunos sitios de la ciudad de México, la arcilla exhibe un módulo elástico no drenado del orden de 50 kg/cm^2 (ref. 10).

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

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

Asentamientos diferidos por recompresión y compresión. Las cargas por recompresión y compresión producen asentamientos diferidos ocasionados por cambio de volumen al ser expulsada el agua. Éstos se calculan con los resultados de pruebas de consolidación unidimensional.

2.6 CONSOLIDACIÓN

En suelos cohesivos totalmente saturados, el efecto del aumento de la carga consiste en expulsar algo de agua en los poros; a este proceso se le llama *consolidación*. Se presenta, entonces, una reducción gradual del volumen hasta que se alcanza la presión interna de equilibrio; una reducción de la carga puede causar expansión, cuando el suelo puede permanecer saturado.

Al aplicar una carga sostenida en un suelo cohesivo totalmente saturado se presenta una deformación a largo plazo, debida al fenómeno de *consolidación* del suelo. En general se acepta que la consolidación consta de dos procesos:

- a) *Consolidación primaria*, debida al fenómeno de expulsión del agua del suelo.
- b) *Consolidación secundaria*, debida a una deformación viscoplástico de las partículas del suelo.

La deformación por consolidación primaria se puede calcular con la teoría de Terzaghi (**anexo 1, ref. 1**) y la deformación por consolidación secundaria se puede calcular con la teoría de Zeevaert (ref. 11).

Se dice entonces que un suelo esta *totalmente consolidado* cuando su volumen permanece constante bajo la acción de un estado de esfuerzo constante. Un suelo normalmente consolidado es aquel en el cual las condiciones actuales corresponden a su presión de consolidación final o extrema. Cuando un suelo esta sometido a una sobrecarga que es inferior a la presión extrema de consolidación que existió en algún momento del pasado, se dice que está preconsolidado; esto sucede, por ejemplo, en el caso de suelos consolidados bajo la acción de una capa de hielo que ya no existe. Cuando se presenta una cambio en las condiciones del esfuerzo, se tiene que alcanzar un nuevo estado de equilibrio.

Al considerar la mecánica de la compresión de los suelos, se puede suponer que tanto los granos minerales como el agua de los poros son incompresibles. De esta manera, el efecto inmediato (sobre una masa de suelo) de un aumento del esfuerzo total, consiste en la elevación de la presión del agua en los poros. A medida que el agua de los poros va saliendo del suelo, este aumento de presión se disipa con lentitud. Cuando se ha disipado la totalidad del aumento de la presión del agua en los poros, el suelo vuelve a estar totalmente consolidado. Terzaghi (1943) sugirió el modelo que se muestra en la figura 2.13a para ilustrar el proceso, con resortes de acero para representar el suelo. Se supone que el pistón sin fricción esta soportando los resortes y que el cilindro está lleno de agua. Al aplicar una carga al pistón con la válvula cerrada, la longitud de los resortes permanece invariable, puesto que el agua (se supone) es incompresible. Si la carga induce un aumento del esfuerzo total de $\Delta\sigma$, entonces la totalidad de este aumento debe ser absorbido por un aumento igual de la presión del agua en los poros (figura 2.13b). Cuando se abre la válvula, el exceso de presión del agua en los poros causa el flujo de ésta hacia fuera, la presión disminuye y el pistón se hunde a medida que se comprimen los resortes. En esta forma, la carga se transfiere en forma gradual a los resortes, reduciendo su longitud, hasta que toda la carga es soportada por éstos. Por consiguiente; en la etapa final, el aumento de esfuerzo efectivo (“efectivo” en cuanto a causar compresión) es igual al aumento del esfuerzo total, y el exceso de presión del agua en los poros se ha reducido a cero. La velocidad de compresión depende del grado de apertura de la válvula; esto es análogo a la permeabilidad del suelo.

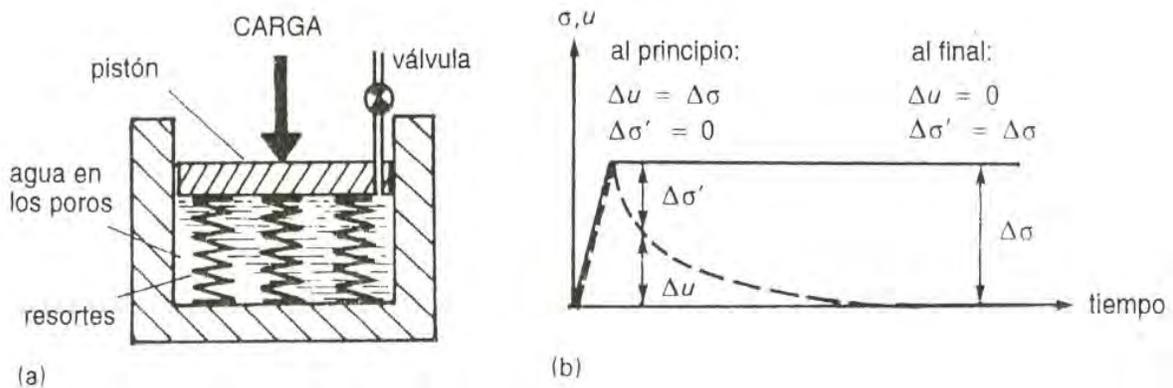


Figura 2.13 Consolidación unidimensional.
(a) Modelo de Terzaghi. (b) Curva esfuerzo/tiempo.

En el estudio de la consolidación, un suelo puede considerarse como un esqueleto compresible de partículas minerales (que en sí mismas son incompresibles). Si también se supone que el suelo permanece saturado a lo largo de todo el proceso de consolidación, se puede decir que la disminución del volumen que se produce es igual al volumen del agua que se expulsa hacia fuera, y que éste está representado por la variación de la relación de vacíos

Se puede suponer que el asentamiento inmediato debido a la compresión elástica de un suelo se produce en forma instantánea después de un aumento del esfuerzo. Sin embargo, en el proceso de consolidación, debe transcurrir cierto tiempo mientras el agua se infiltra en el suelo y se disipa el exceso de presión en los poros. Por consiguiente, el ritmo al que se verifica la consolidación depende en alto grado de la permeabilidad del suelo. También depende, aunque en menor medida, del flujo plástico de deformación del esqueleto de las partículas del suelo y de la compresibilidad de los constituyentes del mismo, tales como aire, vapor de agua, materia orgánica y la propia materia sólida. No obstante, los suelos que dan lugar a la mayor parte de los problemas de asentamiento son arcillas y limos totalmente saturados, con frecuencia de origen aluvial o de estuarios.

Por consiguiente, es conveniente considerar la consolidación primaria como el cambio de volumen debido a la expulsión del agua en los poros en un suelo saturado, y la consolidación secundaria como el resultado del flujo plástico, deslizamiento de partículas, etc.

2.6.1 Consolidación Primaria.

Como hemos estado viendo la consolidación consta de dos fenómenos superpuestos y mezclados. El primero consiste en la transmisión de la carga exterior, originalmente tomada por el agua de los poros, a la estructura sólida de suelo; esta transmisión va acompañada de una disminución de volumen y de la correspondiente pérdida de agua intersticial que se drena a través de las fronteras permeables del estrato, esta es la consolidación primaria. Pero es evidente que el proceso de disminución volumétrica, al ir acompañado de un aumento de presión efectiva, existe la aparición de otra fuente de deformación, debida a los efectos discretos de reajuste de partículas minerales, para adaptarse a la nueva estructura más cerrada. Este proceso recibe el nombre de consolidación secundaria y no es tomado en cuenta para en la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi.

En las etapas iniciales de la consolidación primaria, casi toda la carga exterior es tomada por el agua intersticial y ha ocurrido poca deformación volumétrica en la estructura sólida; es esto natural que se noten poco los efectos de deformación por reajuste, consistentes quizá en pequeños deslizamientos relativos, giros y vuelcos de una partículas respecto a otras; por eso la consolidación secundaria será poco perceptible en las etapas tempranas de consolidación primaria. Por el contrario, en las etapas finales del proceso primario de consolidación, mucha de la presión exterior ha sido ya transmitida a las partículas minerales en forma de presión efectiva ha tenido ya lugar gran parte de la deformación volumétrica que ha de producirse; por esta razón, será mucho más relevante la componente de deformación por reajuste relativo de las partículas minerales al adaptarse a la nueva estructura más cerrada. La consolidación secundaria se hará mucho más

importante relativamente hablando; a medida que el proceso primario avance; de hecho en las ultimas etapas del proceso primario la consolidación secundaria puede ser de capital importancia y también puede darse el caso de que el suelo continúe sometido al proceso secundario mucho tiempo después de que el proceso primario haya terminado; por lo menos para todo fin práctico.

2.6.2 Consolidación Secundaria.

Si la teoría de Terzaghi fuera un modelo perfecto del comportamiento de la consolidación, no se efectuaría compresión alguna después de que el exceso de presión de poro se hubiera disipado por completo. Si se examinan las curvas típicas de e/\log , se ve que la última parte de la curva tiene pendiente y es aproximadamente lineal. A esta etapa se le llama *consolidación secundaria*, o a veces *compresión secundaria*, y se le considera el resultado de algún tipo de mecanismo de deformación plástica relacionada con la estructura del suelo.

Se cree que algunos factores influyen sobre la cantidad y la velocidad de la consolidación secundaria son: la relación de esfuerzos principales (σ'_1/σ'_3), la velocidad del aumento de carga, la temperatura del ambiente, la historia de esfuerzos y el espesor de la capa. También, la consolidación secundaria parece ser mayor en los suelos orgánicos, a esfuerzos menores que el de preconsolidación y cuando la carga queda bajo las condiciones de K_o , en comparación con la carga isotrópica.

En el estado presente de la tecnología, no se ha establecido todavía alguna teoría para este fenómeno, o fenómenos, de deformaciones, cuya validez haya sido confirmada. Para fines de diseño se acepta usar la siguiente definición de un *coeficiente de consolidación secundaria*:

C_α = Cambio en el espesor unitario en un tiempo igual a \log_{10} ciclo, después de haber rebasado $U = 10$.

También, la *cantidad* de consolidación secundaria es:

s_c = cambio en espesor originado por la aplicación sostenida de carga después de la completa disipación del exceso de presión de poro y de que la carga se haya transferido por completo del agua del suelo a la estructura del suelo.

Para fines prácticos, puede medir C_α a partir de la pendiente de la curva e/\log tiempo entre $T = 100$ min y $t = 1000$ min, o entre $t = 1000$ min y $t = 10000$ min. Sus valores tendrán los siguientes límites aproximados:

Arcillas preconsolidadas	$C_\alpha = < 0.005$
Arcillas normalmente consolidadas	$C_\alpha = 0.005$ a 0.05
Suelos orgánicos	$C_\alpha = > 0.05$ a 0.5

La relación de C_α/C_c estará en general entre los límites de 0.025 a 0.10 para los suelos naturales, aplicándose los valores mayores a los suelos orgánicos (Mesri y Godlewski, 1977).

2.7 DEFORMACIÓN EN UN SUELO COHESIVO TOTALMENTE SATURADO.

La deformación de un suelo cohesivo totalmente saturado es la suma de las deformaciones a corto y largo plazo

$$\delta = \delta_u + \delta'$$

donde

δ = deformación de un suelo cohesivo totalmente saturado.

δ_u = deformación inmediata

δ' = deformación a diferida.

2.7.1 Deformación inmediata (a volumen constante)

La deformación a corto plazo se obtiene usando en cada estrato la ley de Hooke.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

$$\varepsilon_u = \frac{\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)}{E_u} \dots\dots\dots(9)$$

$$\delta_u = \varepsilon_u h_o$$

$$\delta_u = \frac{h_o[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]}{E_u} \dots\dots\dots(10)$$

donde

δ_u = deformación inmediata

h_o = espesor del estrato.

E_u = módulo elástico del suelo.

ν = relación de Poisson.

σ_x = esfuerzo normal en la dirección x.

σ_y = esfuerzo normal en la dirección y.

σ_z = esfuerzo normal en la dirección z.

Cabe señalar que el módulo E_u se obtiene a partir de pruebas de compresión triaxial consolidadas-no drenadas o no consolidadas-no drenadas.

2.7.2 Deformación diferida (a largo plazo)

En la práctica la deformación diferida se conoce a partir de una prueba de consolidación.

2.7.3 Prueba de consolidación unidimensional.

Una prueba de consolidación unidimensional consiste en colocar un espécimen de suelo en un anillo que impide la deformación lateral (compresión confinada). Se aplica un incremento de carga y se mantiene sostenido durante un cierto intervalo de tiempo (usualmente un día). Se mide la evolución de la deformación durante este lapso, con lo que se obtiene una curva de consolidación, en la que se trazan en el eje de las ordenadas la relación de vacíos y en el eje de las abscisas la presión aplicada (es usual graficar ésta en escala logarítmica). El proceso se repite para varios incrementos de carga, con lo que se dispone de una curva de consolidación para cada incremento. En la figura 2.14 se muestra una curva de consolidación (ref. 1).

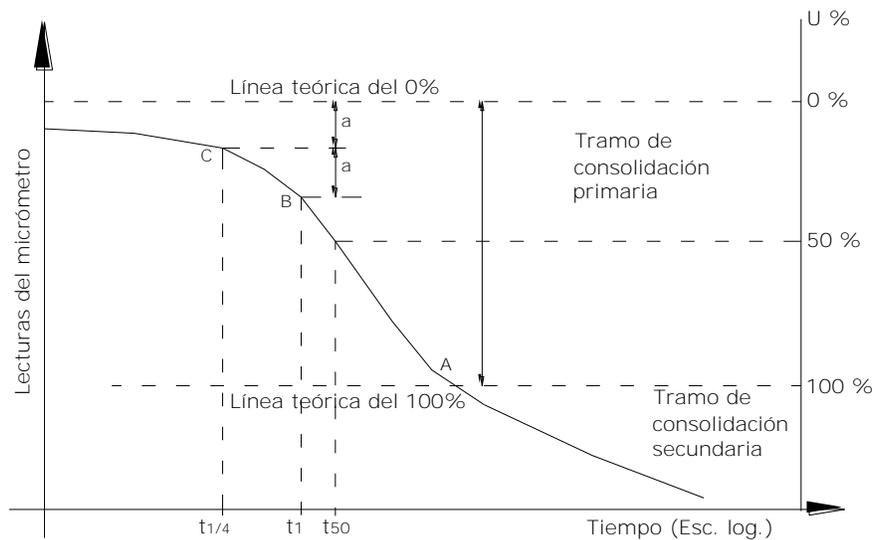


Figura 2.14 Determinación del 0% y del 100% de consolidación primaria en una curva de consolidación.

2.7.4 Deformación de un elemento de suelo de espesor h_0

Comenzaremos considerando un estrato de arcilla de espesor inicial h_0 , el cual, al ser sometido a un incremento de carga, sufre una deformación vertical δ , como la que se muestra en la figura 2.15, quedando con un espesor final h_f .

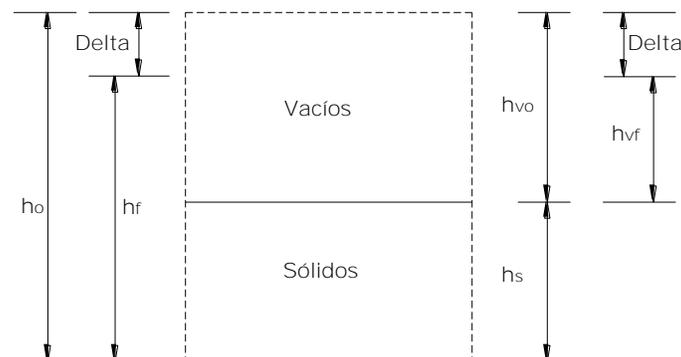


Figura 2.15 Deformación de un elemento de suelo.

Por lo tanto como consecuencia tendremos como resultado un asentamiento del orden de:

$$\delta = h_o - h_f \dots \dots \dots (11)$$

Sus relaciones de vacíos inicial y final son las siguientes (figura 2.15):

$$e_o = \frac{h_{vo}}{h_s} \dots \dots \dots (12)$$

$$e_f = \frac{h_{vf}}{h_s} \dots \dots \dots (13)$$

Supongamos que la compresión vertical se debe únicamente a una reducción de los vacíos del suelo, entonces tenemos que (figura 2.15):

$$h_o = h_{vo} + h_s \dots \dots \dots (14)$$

$$h_f = h_{vf} + h_s \dots \dots \dots (15)$$

Ahora si reemplazamos las ecuaciones 14 y 15 en la ecuación 11, obtenemos:

$$\delta = h_{vo} - h_{vf} \dots \dots \dots (16)$$

Sustituyendo las ecuaciones 12 y 13 en la ecuación 16, tenemos:

$$\delta = e_o h_s - e_f h_s = h_s (e_o - e_f)$$

Dividiendo ambos miembros entre h_o :

$$\frac{\delta}{h_o} = \frac{h_s}{h_o} (e_o - e_f)$$

Tomando en cuenta las ecuaciones 12 y 14:

$$\frac{\delta}{h_o} = \frac{h_s}{(h_{vo} + h_s)} (e_o - e_f)$$

$$\frac{\delta}{h_o} = \frac{h_s}{(e_o h_s + h_s)} (e_o - e_f)$$

$$\frac{\delta}{h_o} = \frac{1}{(1 + e_o)} (e_o - e_f)$$

Por lo tanto, despejando δ tenemos:

$$\delta = \frac{(e_o - e_f)}{(1 - e_o)} h_o \dots \dots \dots (17)$$

Hagamos:

$$\Delta e = e_o - e_f$$

$$\delta = \frac{\Delta e}{1 + e_o} h_o \dots \dots \dots (18)$$

La ecuación 18 permite calcular la deformación vertical de un estrato de suelo de espesor inicial h_o , en función de su decremento de relación de vacíos y su relación de vacíos inicial.

2.7.5 Curva de compresibilidad

Con los resultados de una prueba de consolidación se puede calcular el decremento de la relación de vacíos. En efecto, de la ecuación 17:

$$e_f = e_o - \frac{\delta}{h_o} (1 + e_o) = e_o \left(1 - \frac{\delta}{h_o} \right) - \frac{\delta}{h_o} \dots \dots \dots (19)$$

Siendo δ la deformación al final de incremento de carga (después de que se disipó la presión de poro) y h_o el espesor del espécimen de suelo en el momento de aplicar la carga.

Usando la ecuación 19 se calcula la relación de vacíos al final de cada incremento de carga, con lo que se obtiene una curva de compresibilidad, como la que se muestra en figura 2.16.

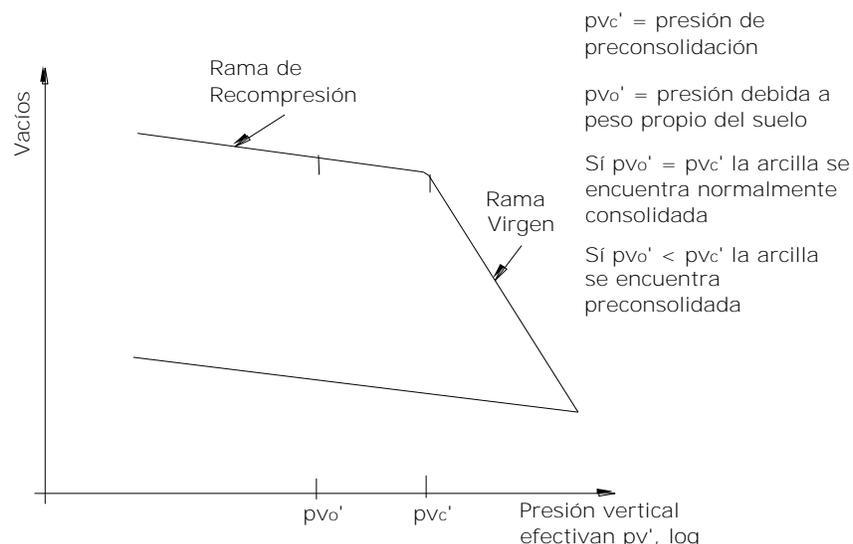


Figura 2.16 Curva de compresibilidad.

En la curva de compresibilidad se pueden distinguir si la arcilla se encuentra normalmente consolidada o preconsolidada. En efecto.

Si $p_{vo}' = p_{vc}'$: la arcilla se encuentra normalmente consolidada.

Si $p_{vo}' < p_{vc}'$: la arcilla se encuentra normalmente preconsolidada.

2.8 ARCILLAS NORMALMENTE CONSOLIDADAS.

Este tipo de suelo se divide en dos tipos:

- a) Arcillas sensitivas.
- b) Arcillas no sensitivas.

2.8.1 Arcillas sensitivas.

Tienen estructura floculenta. La curva de compresibilidad de este tipo de arcillas se muestra en la figura 2.17.

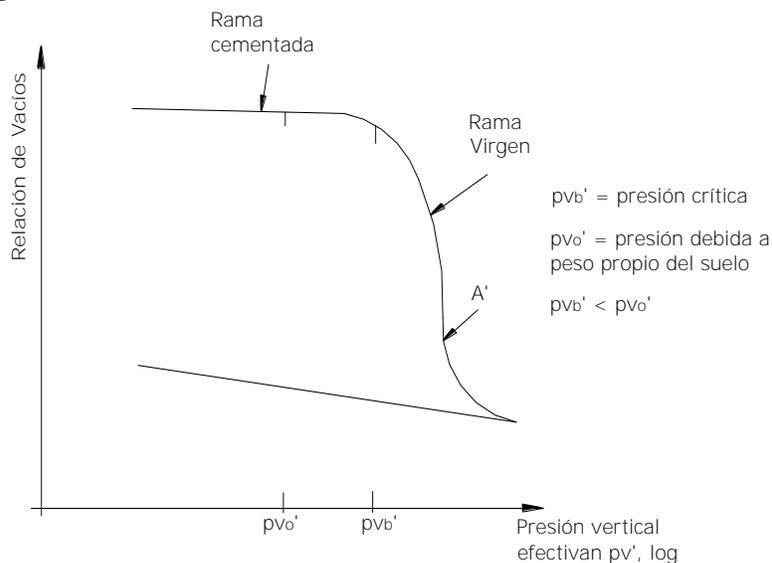


Figura 2.17 Curva de Compresibilidad, Arcilla Sensitiva.

La deformación se debe a consolidación primaria y consolidación secundaria.

$$\delta_t' = \delta_{Pt} + \delta_{St} \dots \dots \dots (20)$$

2.8.1.1 Consolidación primaria

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

Siendo U = porcentaje de consolidación.

2.8.1.2 Calculo de la deformación δ_p al término de la consolidación primaria

2.8.1.2.1 Procedimiento no lineal.

Sea la siguiente ecuación constitutiva figura 2.18.

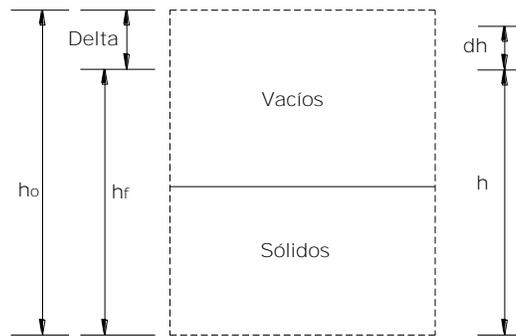


Figura 2.18 Deformación de un elemento de suelo.

$$\frac{dh}{h} = -\frac{1}{A' p_{ve} + \sigma_z} d\sigma_z \dots\dots\dots(21)$$

$$p_{ve} = p_{cie} + p_{vo}' \dots\dots\dots(22)$$

Integremos la ecuación 21. Al aumentar el esfuerzo de 0 a σ_z , el elemento disminuye su espesor de h_o a h_f . Por lo tanto, debemos integrar de h_o a h_f el primer miembro y de 0 a σ_z el segundo miembro:

$$\int_{h_o} \frac{dh}{h} = \int_0 -\frac{1}{A' p_{ve} + \sigma_z} d\sigma_z$$

$$\frac{h_f}{h_o} = \frac{p_{ve} + \sigma_z}{p_{ve}} \dots\dots\dots(23)$$

$$\delta = \left[1 - \left(\frac{p_{ve} + \sigma_z}{p_{ve}} \right)^{(-1/A')} \right] h_o \dots\dots\dots(24)$$

Sea $\delta_p = \delta$ la deformación al término de la consolidación primaria. La ecuación (24) queda:

$$\delta_p = \left[1 - \left(\frac{p_{ve} + \sigma_z}{p_{ve}} \right)^{(-1/A')} \right] h_o \dots\dots\dots(25)$$

La ecuación (25) permite calcular la deformación vertical de un estrato de suelo de espesor inicial h_o , al término de la consolidación primaria.

2.8.1.2.2 Procedimiento a partir de la curva de compresibilidad.

Consideremos la curva de compresibilidad de la figura 2.19. Se define el índice de compresibilidad en la rama de recompresión C_s , como la pendiente de dicha rama:

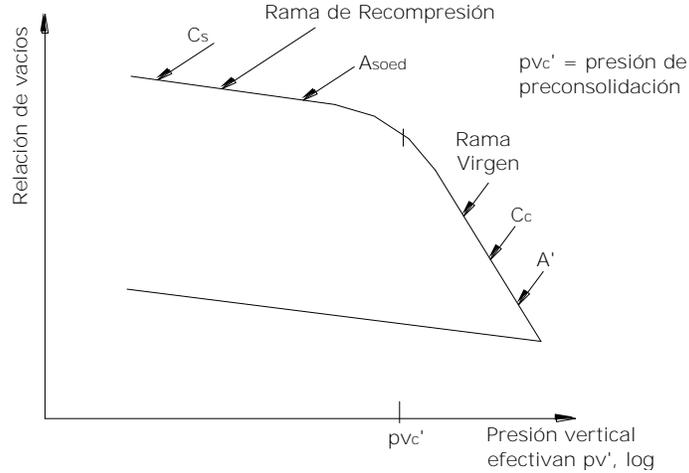


Figura 2.19 Curva de compresibilidad de una arcilla no sensitiva.

$$C_s = \frac{e_1 - e_2}{\log\left(\frac{p_{v_2}'}{p_{v_1}'}\right)} = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{p_{v_2}'}{p_{v_1}'}\right)} \dots \dots \dots (26)$$

Donde (p_{v_1}', e_1) y (p_{v_2}', e_2) , son dos puntos sobre la rama de recompresión.

El índice de compresibilidad C_c en la rama virgen se define en forma similar. La relación de compresión (compresión ratio) se define:

$$CR_s = \frac{C_s}{(1+e_1)} \dots \dots \dots (27)$$

CR_c se define de forma análoga.

Para calcular la deformación δ de un estrato de espesor h_o procedemos de la manera siguiente (figura 2.15).

De acuerdo a la ecuación 18

$$\delta = \frac{\Delta e}{1+e_o} h_o$$

Pero de la ecuación 26

$$\Delta e = C_s \log\left(\frac{p_{v_2}'}{p_{v_1}'}\right)$$

Por lo tanto, haciendo $p_{v_1}' = p_{v_0}$ y $p_{v_2}' = p_{v_0} + \sigma_z$

$$\delta = \frac{C_s h_o}{1+e_o} \log\left(\frac{p_{v_0}' + \sigma_z}{p_{v_0}'}\right) \dots \dots \dots (28)$$

Sea $\delta_p = \delta$ la deformación al término de la consolidación primaria. La ecuación 28 queda, de la siguiente forma:

$$\delta_p = \frac{C_s h_o}{1+e_o} \log\left(\frac{p_{v_0}' + \sigma_z}{p_{v_0}'}\right) \dots \dots \dots (29)$$

2.8.1.3 Evolución de la deformación.

2.8.1.3.1 Consolidación primaria.

La evolución de la deformación por consolidación primaria se obtiene:

$$\delta_{p_t} = \delta_p U \dots \dots \dots (30)$$

Donde U = porcentaje de consolidación.

2.8.1.3.2 Consolidación secundaria.

La deformación por consolidación secundaria la podemos obtener suponiendo que, después de que a ocurrido el 100% de la consolidación primaria, sucede una “disminución” de la presión de confinamiento interno p_{cie} . Para tomar en cuenta esta “disminución” introducimos un coeficiente C_{sc} en la ecuación (22 y 24), quedando esta con la siguiente forma:

$$\delta = \left[1 - \left(\frac{C_{sc} p_{cie} + p_{v_0}' + \sigma_z}{C_{sc} p_{cie} + p_{v_0}'} \right)^{(-1/A')} \right] h_o \dots \dots \dots (31)$$

Siendo

$$C_{sc} = 1 - m \log(t - t_p) \dots \dots \dots (32)$$

t_p = tiempo en que ocurre el 100% de la consolidación primaria.

$\log = \log_{10}$

En resumen, el cómputo de la deformación diferida lo hacemos de la siguiente forma: calculamos el tiempo en que ocurre el 100% de la consolidación primaria para esto, usamos las siguientes expresiones.

$$T = \frac{c_v t}{h_e^2} \dots \dots \dots (33)$$

$$t = \frac{T h_e^2}{c_v} \dots \dots \dots (34)$$

Consideramos que el tiempo en que sucede el 100% de consolidación primaria vale $t_p \cong t_{95}$; y reemplazando en la ecuación 34:

$$t = \frac{1.127 h_e^2}{c_v} \dots \dots \dots (35)$$

La deformación que se presenta en un cierto tiempo t la determinamos de la siguiente manera:

Si $t < t_p$, utilizamos las ecuaciones 25 y 30.

Si $t > t_p$, empleamos las ecuaciones 31 y 32.

2.8.1.3.3 Determinación de las propiedades de deformación a partir de las curvas de compresibilidad y consolidación.

Módulos A' y p_{cie} ; C_s y C_c .

Trabajemos en la rama virgen, donde $p_{cie} = 0$. Entonces, si despejamos A' en la ecuación (24), tenemos:

$$A' = - \frac{\ln\left(\frac{p_{v_2}'}{p_{v_1}'}\right)}{\ln\left[\frac{(1+e_2)}{(1+e_1)}\right]} \dots \dots \dots (36)$$

Siendo (p_{v_1}', e_1) y (p_{v_2}', e_2) dos puntos sobre dicha rama.

Trabajemos en el tramo cementado, p_{cie} lo obtenemos de las ecuaciones 22 y 25.

$$p_{cie} = \frac{\sigma_z}{\left(1 - \frac{\delta_p}{h_o}\right)^{-A'} - 1} - p_{v_o}' \dots \dots \dots (37)$$

O bien

$$p_{cie} = \frac{p_{v_2}' - p_{v_1}'}{\left[\frac{(1+e_2)}{(1+e_1)}\right]^{-A'} - 1} - p_{v_1}' \dots \dots \dots (38)$$

Siendo (p_{v_1}', e_1) y (p_{v_2}', e_2) dos puntos sobre la rama cementada, correspondiente al 100% de consolidación primaria.

2.8.1.3.4 Curva de consolidación.

El coeficiente de consolidación c_v lo podemos obtener.

$$c_v = \frac{Th_e^2}{t}$$

Para $U = 50\%$: $T = 0.197$

$$c_v = 0.197 \frac{h_e^2}{t_{50}} \dots \dots \dots (39)$$

En la curva de consolidación tomamos un tiempo t mayor que t_p y medimos la deformación δ para este tiempo. El coeficiente C_{sc} lo despejamos de la ecuación 31.

$$C_{sc} = \frac{\sigma_z - p_{yo} [(1-h_o)^{-A'} - 1]}{p_{cie} [(1-h_o)^{-A'} - 1]} \dots \dots \dots (40)$$

Y m de la ecuación 32.

$$m = \frac{1 - C_{sc}}{\log(t - t_p)} \dots \dots \dots (41)$$

2.8.2 Arcillas no sensitivas.

Este tipo de suelo tiene estructura dispersa. Únicamente se presenta consolidación primaria.

El cálculo de las deformaciones es similar al de las arcillas sensitivas, tomando en cuenta que en las arcillas no sensitivas la deformación por consolidación secundaria es pequeña, por lo que se puede tomar como $p_{cie} \cong 0$.

Por lo demás, en ingeniería de cimentaciones no se recomienda que el esfuerzo aplicado a la arcilla quede en el tramo virgen, pues los asentamientos de la estructura podrían resultar excesivos, salvo en algunos casos especiales, como cuando se aplica el procedimiento de precarga, para mejorar resistencia y rigidez de la arcilla del subsuelo.

2.8.3 Arcillas preconsolidadas.

Designemos como δ_{oed} a la deformación en compresión confinada (con deformación lateral nula). La deformación δ_{oed} de un estrato de espesor h_o vale:

$$\delta_{oed} = m_v \sigma_z h_o \dots \dots \dots (42)$$

Siendo m_v el coeficiente de compresibilidad volumétrica del suelo.

Por otra parte, en una arcilla totalmente saturada, el asentamiento a largo plazo se alcanza cuando se disipa totalmente el incremento de presión de poro, Δu , ocasionado por el incremento de esfuerzo normal vertical σ_z debido a la sobrecarga de la estructura, es decir, cuando $\sigma_z = \Delta u$. Entonces la ecuación 42 puede quedar de la forma siguiente:

$$\delta_{oed} = m_v(\Delta u)h_o \dots\dots\dots(43)$$

En el campo, en un estrato de espesor h_o la deformación lateral a largo plazo es pequeña, por lo que podemos usar la ecuación 43 para el cómputo de la deformación vertical δ (ref. 15).

$$\delta = m_v(\Delta u)h_o \dots\dots\dots(44)$$

El incremento de presión de poro Δu lo podemos estimar con la ecuación de Skempton (ref. 16).

$$\Delta u = B[\sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3)] \dots\dots\dots(45)$$

En un suelo totalmente saturado $B = 1$, por lo que la ecuación 45 queda:

$$\Delta u = \sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3) \dots\dots\dots(46)$$

Ahora designemos $\sigma_h = \sigma_3$ y $\sigma_z = \sigma_1$, siendo $\sigma_h \leq (\sigma_x, \sigma_1)$, le ecuación 46 queda:

$$\Delta u = \sigma_h + A(\sigma_z - \sigma_h) \dots\dots\dots(47)$$

Reemplazando la ecuación 47 en la 44, tenemos:

$$\delta = m_v \sigma_z \left[A + \left(\frac{\sigma_h}{\sigma_z} \right) (1 - A) \right] h_o \dots\dots\dots(48)$$

Es decir tomando en cuenta la ecuación 43

$$\delta = \left[A + \left(\frac{\sigma_h}{\sigma_z} \right) (1 - A) \right] \delta_{oed} \dots\dots\dots(49)$$

$$\delta = \mu \delta_{oed} \dots\dots\dots(50)$$

$$\mu = A + \left(\frac{\sigma_h}{\sigma_z} \right) (1 - A) \dots\dots\dots(51)$$

Los valores del coeficiente A para condiciones de servicio se presentan en la tabla 2.1 (ref. 15).

Tabla 2.1

Valores típicos del coeficiente A de presión de poro para cimentaciones que trabajan en el rango de baja tensión.

Tipo de arcilla	A
Arcillas muy sensitivas	> 1
Arcillas normalmente consolidadas	0.5 – 1
Arcillas preconsolidadas	0.25 – 1
Arcillas arenosas altamente preconsolidadas	0 – 0.25

En forma simplificada se puede usar el procedimiento de Skempton y Bjerrum. Sea $\alpha = \left(\frac{\sigma_h}{\sigma_z} \right)$ y reemplazando en la ecuación 51

$$\mu = A + \alpha(1 - A) \dots \dots \dots (52)$$

En la tabla 2.2 se presentan magnitudes del coeficiente α , para diferentes geometrías de la cimentación (ref. 15). En esta tabla, Z = H = espesor del estrato compresible, medido desde la superficie del terreno; b = B = ancho del cimientto.

Tabla 2.2

Valores de α en la ecuación $\mu = A + \alpha(1 - A)$

Z/b = H/B	Base Circular α	Zapata Corrida α
0.00	1.00	1.00
0.25	0.67	0.74
0.50	0.50	0.53
1.00	0.38	0.37
2.00	0.30	0.26
4.00	0.28	0.20
10.0	0.26	0.14
∞	0.25	0.00

La deformación δ_{oed} la podemos obtener de la siguiente forma: definimos el módulo A_{soed} en la rama de recompresión (figura 2.19).

$$A_{soed} = - \frac{\ln \left(\frac{p_{v2}'}{p_{v1}'} \right)}{\ln \left[\frac{(1+e_2)}{(1+e_1)} \right]} \dots \dots \dots (53)$$

Siendo (p_{v1}', e_1) y (p_{v2}', e_2) dos puntos sobre dicha rama.

La deformación δ_{oed} vale:

$$\delta_{oed} = \left[1 - \left(\frac{p_{vo}' + \sigma_z}{p_{vo}'} \right)^{\left(-1/A_{soed} \right)} \right] h_o \dots \dots \dots (54)$$

CAPÍTULO 3

INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN SUELOS COHESIVOS TOTALMENTE SATURADOS

CAPÍTULO 3

INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN SUELOS COHESIVOS TOTALMENTE SATURADOS.

3.1 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Uno de los objetivos en la determinación de las propiedades de esfuerzo-deformación de los suelos es el uso de estas propiedades mecánicas, para estimar desplazamientos verticales y horizontales en la masa del suelo cuando éste se somete a un incremento de esfuerzo. En la interfase de la estructura de cimentación y el suelo se originan desplazamientos debido a las cargas que transmite la cimentación dando lugar a desplazamientos totales y diferenciales. Los desplazamientos diferenciales de la estructura deberán ser iguales a los originados en la superficie de apoyo de la cimentación. Así pues, la estructura de la cimentación junto con las cargas que obran sobre ella y las reacciones que se provocan en el suelo se sujetará a una determinada configuración, igual a la que el suelo adoptará debido a las reacciones que éste aporta a la estructura de cimentación para su equilibrio. La configuración de esfuerzos y deformaciones en la superficie de contacto dependerá de la rigidez de la estructura de la cimentación, de la deformabilidad del subsuelo y de la distribución de cargas que se apliquen sobre a estructura de la cimentación.

La interacción suelo-estructura es aquella parte de la ingeniería que estudia las deformaciones del terreno de cimentación cuando éstas se ven afectadas por la presencia y rigidez de la propia estructura. La influencia de la estructura puede ser en condiciones estáticas o dinámicas. Así, cuando dicha influencia es en condiciones estáticas, es empleada la *interacción estática suelo-estructura*, y cuando lo es en condiciones dinámicas, cae dentro del campo de la *interacción dinámica suelo-estructura*.

La interacción entre la estructura de cimentación y el suelo consistirá en encontrar un sistema de reacciones que aplicadas simultáneamente a la estructura de cimentación y a la masa del suelo produzcan la misma configuración de desplazamientos diferenciales entre los dos elementos. El procedimiento de establecer las expresiones de compatibilidad para el cálculo de los esfuerzos de contacto se designará en adelante por ISE, esto es, Interacción Suelo-Estructura. Para lograr lo anterior, será necesario basarse por un lado en las leyes físicas que rigen el comportamiento de la masa del suelo y por el otro en los procedimientos nominales de cálculo estructural en la determinación de fuerzas y deformaciones, tomando en cuenta las propiedades mecánicas del material del cual será construida la estructura de cimentación.

Es obvio que la masa del subsuelo donde se apoya la estructura de cimentación no se puede simplificar suponiéndola constituida de elementos aislados, si se quiere obtener buena precisión en los cálculo. Será necesario tratar a la masa del suelo como un medio continuo en donde la acción en un punto i de la masa ejerce su influencia en otro punto j de ella.

Así pues, para el cálculo de esfuerzos en la masa del suelo hacemos uso de la Teoría de Elasticidad, o alguna de sus modificaciones; aun cuando sabemos que el suelo no es elástico sino más bien es elástico-plástico y viscoso. El cambio de esfuerzos dentro de cierto rango, en general, no es tan grande que no se pueda operar con las propiedades secantes de esfuerzo-deformación. Lo anterior trae como consecuencia el tener que estimar de antemano el nivel de esfuerzos y el cambio de éstos para asignar las propiedades mecánicas del material que deberán ser utilizadas en el cálculo. Lo cual implica, si se requiere aumentar la precisión, el tener que efectuar varios ciclos de cálculo hasta lograr la compatibilidad de las fuerzas y las deformaciones utilizando las propiedades mecánicas de esfuerzo-deformación del suelo. Desde el punto de vista de ingeniería práctica de cimentaciones, en la mayoría de los casos es suficiente estimar el nivel de esfuerzos y los cambios probables de éstos para elegir las propiedades mecánicas a usar en ISE.

La rigidez de la estructura de cimentación y la contribución que a ésta le pueda aportar la superestructura es importante. Lo cual implica tener que conocer de antemano la geometría y propiedades de los elementos que la forman. La incertidumbre que existe cuando las estructuras de cimentación se construyen de concreto armado es conocer su módulo de deformación unitaria, el cual es bien sabido aumenta con el tiempo, (Zeevaert, 1975). Así pues, podría aseverarse que la ISE de una estructura recién construida es diferente a medida que pasa el tiempo y no es sino hasta que ha transcurrido un tiempo suficiente para el cual ya no aumentan las deformaciones plasto-viscosas del concreto cuando la configuración alcanzará una posición estable. En lo que respecta al suelo y principalmente a suelos arcillosos y saturados donde se presentan propiedades dependientes del tiempo podrá decirse que los esfuerzos de contacto también varían en función del tiempo haciendo cambiar los elementos de estabilidad de la estructura de cimentación.

Aun más, se puede decir que para la elección correcta y cálculo racional de una cimentación es también necesario considerar las condiciones y fuerzas ambientales. Así pues, es necesario conocer la estratigrafía del lugar y en particular de la zona en cuestión, las condiciones hidráulicas que rigen en el momento y los cambios probables que podrían suscitarse en el futuro. Conociendo la estratigrafía y las características de los sedimentos que la constituyen en varios lugares, se podrá conocer la variación probable de las propiedades mecánicas de los sedimentos en el área de la cimentación. El ingeniero de cimentaciones se ve en la necesidad de hacer hipótesis de trabajo simples y conservadoras que le permitan el cálculo de ISE con las herramientas de que dispone. En toda forma deberá conocer como mínimo las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo para cada uno de los estratos que forman el subsuelo y hasta una profundidad a la cual ya no le afecten en sus cálculos de ISE. En regiones sísmicas o de vientos de alta velocidad, deberán establecerse modalidades en el diseño de las cimentaciones que permitan hacerlas menos vulnerables a estas fuerzas, especialmente cuando se trata de cimentaciones con pilas o pilotes. En el caso de sismos en donde el movimiento se transmite del suelo a la cimentación, será necesario conocer las propiedades dinámicas de los sedimentos para estimar el comportamiento del subsuelo y la forma en que el movimiento se transmite a la cimentación y los efectos de interacción que se generan. Para el caso de viento u otras fuerzas transitorias, será necesario conocer las propiedades esfuerzo-deformación para cargas aplicadas en períodos cortos y muy cortos, y para las cuales no se permite la deformación visco-plástica del material.

3.1.1 Interacción Estática Suelo-Estructura

Se conocen como métodos de interacción estática suelo-estructura aquellos procedimientos que para el cálculo de las deformaciones del terreno de cimentación toman en cuenta la rigidez de la estructura.

Todos estos métodos están basados en el principio de que en el contacto cimiento-terreno los desplazamientos tanto de la subestructura como los del terreno son iguales, es decir, existe compatibilidad de deformaciones entre la estructura y el suelo.

En términos generales, el procedimiento de cálculo para la interacción suelo-estructura consiste en tres pasos a seguir:

- a. Se calculan los desplazamientos de la subestructura.
- b. Se calculan los desplazamientos del terreno de cimentación, y
- c. Se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo.

Cabe señalar que se puede distinguir dos clases de situaciones en relación con la interacción:

I. Cuando los cimientos están suficientemente separados, de tal forma que la carga sobre un apoyo no ejerce influencia sobre los desplazamientos de los apoyos vecinos. (Usualmente este fenómeno se presenta en zapatas aisladas).

II. Cuando se trata de un cimiento continuo donde el desplazamiento de un punto de dicho cimiento está afectado por la carga repartida en toda la subestructura. (es el caso de zapatas corridas o losas de cimentación).

En este caso caemos dentro del campo de la situación II, cimiento continuo; por lo que la interacción será suelo-cimiento continuo.

3.1.1.1 Interacción Suelo-Cimiento Continuo

Sea un cimiento totalmente flexible con carga uniforme apoyado en un suelo cohesivo totalmente saturado.

El asentamiento que se presenta a largo plazo toma la forma que se indica en la figura 3.1a, el diagrama de reacción del terreno en este caso es igual al de la carga, es decir, la reacción es uniforme. Si dicho cimiento se apoya sobre un suelo friccionante, el asentamiento se distribuye como se indica en la figura 3.1b, por ser el cimiento totalmente flexible, la reacción del suelo es también uniforme.

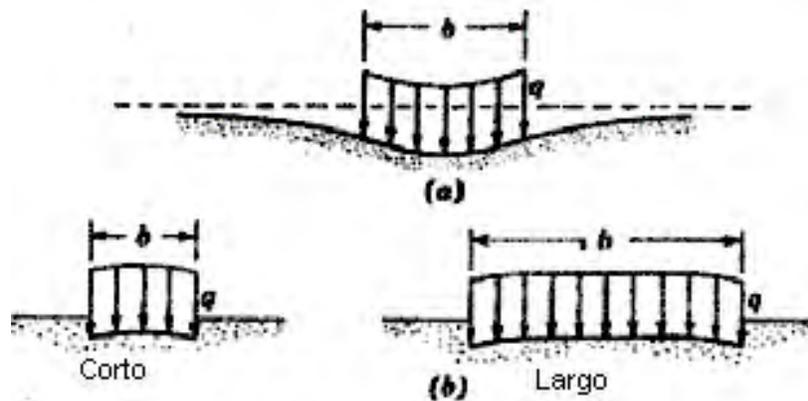


Figura 3.1. Perfil de distorsión que genera una carga uniforme en la superficie de una masa de suelo. (a) Material isotrópico elástico homogéneo, tales el caso de una arcilla saturada.; (b) Material elástico homogéneo el cual aumenta su rigidez con el confinamiento, tal es el caso de una arena de poca cohesión u una grava.

Sea ahora una placa de una rigidez infinita apoyada en una arcilla totalmente saturada, el hundimiento que se presenta es uniforme, pero el diagrama de reacción que se presenta a largo plazo toma la forma de indicada en la figura 3.2a, y si la placa se apoya sobre un suelo friccionante, el diagrama de reacción toma la forma que se presenta en la figura 3.2b.

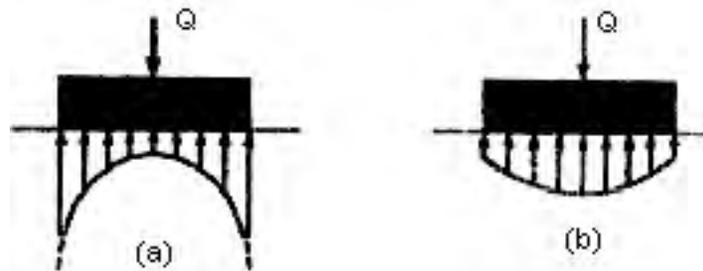


Figura 3.2. Presión de contacto en la base de una cimentación rígida en la superficie de una masa de suelo. (a) Material isotrópico elástico homogéneo, tal es el caso de una arcilla saturada.; (b) Material elástico homogéneo el cual aumenta su rigidez con el confinamiento, tal es el caso de una arena de poca cohesión u una grava.

Así podemos ver que los diagramas de asentamientos y de reacciones del terreno dependen de la clase de suelo y de la rigidez de la estructura. Un cimiento real puede quedar entre los dos casos extremos señalados, ya que su rigidez no necesariamente es nula o infinita.

La solución a los problemas de la interacción suelo-estructura, se obtiene por medio del método de las rigideces, que a continuación se presenta.

3.2 MÉTODO DE RIGIDECES.

Hipótesis: Estructura lineal - todos los movimientos y esfuerzos son funciones lineales de las cargas - pequeñas deformaciones (ecuaciones de equilibrio en la estructura no distorsionada).

Las barras son rectas y de sección constante. Para estudiar una estructura por el método de la rigidez, al igual que en cualquier otro problema elástico, disponemos de tres conjuntos de ecuaciones que deben cumplirse.

- ➔ Ecuaciones de compatibilidad.
- ➔ Ecuaciones constitutivas.
- ➔ Ecuaciones de equilibrio.

Las ecuaciones de compatibilidad relacionan las deformaciones de barras con los desplazamientos nodales. Introduciendo estas relaciones en las ecuaciones constitutivas, relacionamos las fuerzas en los extremos de barras con los desplazamientos nodales.

Introduciendo estas últimas relaciones en las ecuaciones de equilibrio se obtiene un conjunto de ecuaciones de fuerzas nodales en función de desplazamientos nodales, que pueden ser consideradas como Ecuaciones de Equilibrio de la estructura en función de desplazamientos.

La resolución de este sistema de ecuaciones nos permite obtener el valor de las incógnitas (desplazamientos nodales), a partir de los cuales se obtienen las solicitaciones de las barras de la estructura, así como las reacciones.

Cuando se van a calcular las relaciones esfuerzos de extremo de barra - desplazamientos, es natural escoger un sistema de coordenadas que haga estas ecuaciones lo más sencillas posible.

Tomaremos por lo tanto como eje x el que coincide con el eje geométrico de la pieza y los ejes y y z coincidentes con los ejes principales de la sección transversal. Tal sistema pertenece a la barra, y no depende de la orientación de la misma en la estructura y lo denominaremos sistemas de ejes locales.

Por el contrario, cuando las piezas se unen entre sí para formar la estructura, es necesario tener un sistema de coordenadas común para todos los movimientos y esfuerzos de extremo de barras para poder aplicar las condiciones de equilibrio y compatibilidad. A dicho sistema lo denominaremos sistema de ejes globales.

Dichos esfuerzos de extremos de barras y desplazamientos dependerán del tipo de estructura que estamos resolviendo, para barras de:

- a) Reticulado Plano: tendremos dos desplazamientos por nudo.
- b) Reticulado Espacial: tres desplazamientos por nudo.

En ambos casos sólo tendremos esfuerzos normales.

c) Pórtico Plano: tres desplazamientos por nudo. (una rotación en el plano del pórtico y dos traslaciones), como solicitaciones de extremo de barra una fuerza axial, un esfuerzo de corte y un momento flector.

d) Pórtico Espacial: seis desplazamientos por nudo, tres traslaciones y tres rotaciones. Como solicitaciones de extremo de barra una fuerza axial, dos esfuerzos de corte dos momentos flectores y un momento torsor.

e) Emparrillado de vigas: tres desplazamientos nodales (un corrimiento normal al plano de la grilla) y dos rotaciones alrededor de los ejes contenidos en el plano mencionado). Los esfuerzos son un cortante y dos momentos (un torsor y un flector).

Una de las características más importantes del método de la rigidez es la forma en que las propiedades elásticas de las piezas, y su orientación dentro de la estructura, son introducidas en el cálculo antes de que se efectúe ninguna consideración sobre el equilibrio o la compatibilidad de los nudos.

Esto nos permite establecer relaciones entre las fuerzas de extremo de barras y los desplazamientos de nudo. Estas relaciones expresadas en forma matricial se denominan o conforma la *matriz de rigidez de barra*.

Al considerar la interrelación de cada barra con las demás se obtiene un sistema global de ecuaciones que define el comportamiento de toda la estructura y nos conduce a la solución del problema.

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

a) Se empotra la estructura y se determinan los elementos mecánicos cuando la estructura esta empotrada.

b) Se establecen los nudos de la estructura y se hallan los elementos mecánicos debidos a desplazamientos lineales y angulares.

c) Se establecen las condiciones de equilibrio en cada uno de los nudos donde haya desplazamientos diferentes de cero.

d) Se resuelven las ecuaciones de equilibrio y se obtienen los desplazamientos de la estructura.

e) Se obtienen los elementos mecánicos en los nudos de la estructura.

La ecuación general de equilibrio de la estructura es:

$$K\delta + P^e + P^c = 0$$

donde:

K: Matriz de rigideces de la estructura.

δ : Vector de desplazamientos.

P^e : Vector de cargas de empotramiento.

P^c : Vector de cargas concentradas.

La matriz de rigideces de la estructura se puede obtener mediante la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura. El vector de cargas de empotramiento de toda la estructura es igual a la suma de los vectores de carga de todas y cada una de las barras de la estructura.

A continuación obtendremos la matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de una barra con apoyos continuos, sometida a una carga uniformemente repartida w (fig. 3.3). Utilizaremos la siguiente convención de signos, para una barra horizontal (fig. 3.4): los giros se consideran positivos en sentido antihorario, los desplazamientos verticales son positivos si van hacia abajo y los desplazamientos horizontales son positivos si van hacia la izquierda (fig. 3.4a). Los momentos flexionantes son positivos en sentido horario, las fuerzas cortantes verticales son positivas si van hacia arriba y las fuerzas cortantes horizontales son positivas si van hacia la derecha (fig. 3.4b).

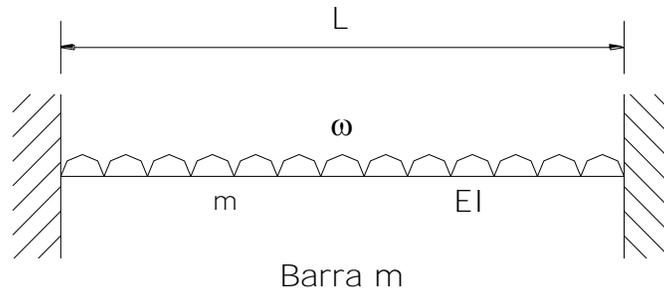


Figura 3.3. Barra empotrada con apoyos continuos, sometida a una carga uniformemente repartida.
Figura 1

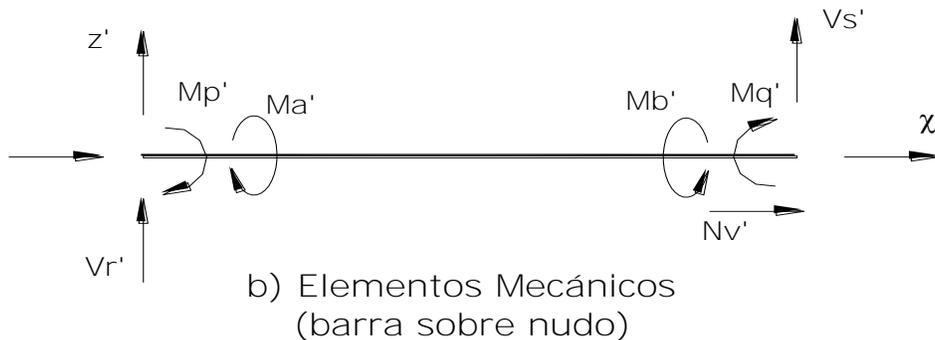
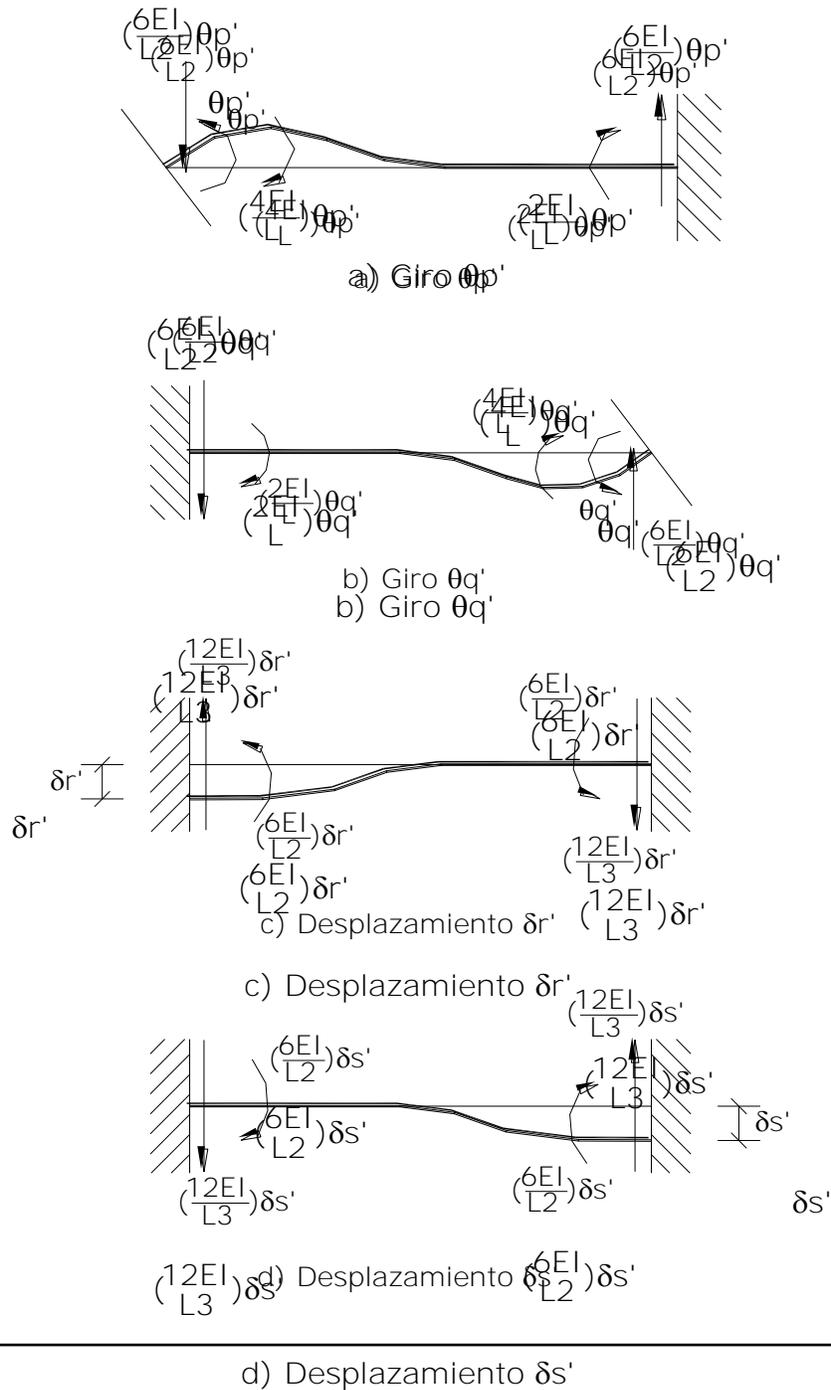


Figura 3.4. Convención de signos.

Demos un giro θ'_p en el extremo izquierdo de la barra. En la figura 3.5a se muestran los elementos mecánicos ocasionados por este giro. En la figura 3.5b se muestran los elementos mecánicos producidos por un giro θ'_q en el extremo derecho. Las figura 3.5c y 4.5d exhiben los elementos mecánicos provocados por un desplazamiento vertical δ'_r en el nudo izquierdo y un desplazamiento vertical δ'_s en el nudo derecho, respectivamente.

Las figuras 3.5e y 3.5f muestran los elementos mecánicos producidos por un desplazamiento horizontal δ'_u en el nudo izquierdo y un desplazamiento horizontal δ'_v en el nudo derecho. Las figuras 3.5g y 3.5h contienen los momentos producidos por un giro de torsión θ'_a en el nudo izquierdo y un giro de torsión θ'_b en el nudo derecho.



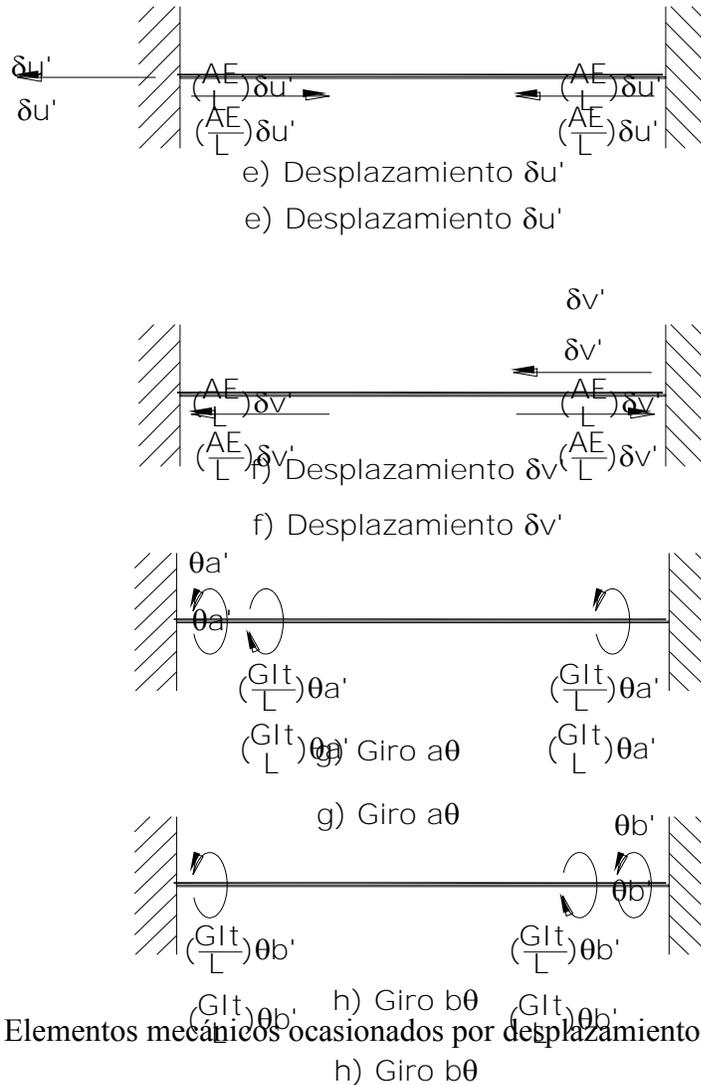


Figura 3.5. Elementos mecánicos ocasionados por desplazamientos angulares y lineales.

Los elementos mecánicos que aparecen en la barra m valen:

$$M_p' = \frac{\omega L^2}{12} + \left(\frac{4EI}{L}\right)\theta_p' + \left(\frac{2EI}{L}\right)\theta_q' - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_r' + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_s'$$

$$M_q' = -\frac{\omega L^2}{12} + \left(\frac{2EI}{L}\right)\theta_p' + \left(\frac{4EI}{L}\right)\theta_q' - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_r' + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_s'$$

$$V_r' = -\frac{\omega L}{2} - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_p' - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_q' + \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_r' - \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_s'$$

$$V_s' = -\frac{\omega L}{2} + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_p' + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_q' - \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_r' + \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_s'$$

$$N_u' = \left(\frac{AE}{L}\right)\delta_u' - \left(\frac{AE}{L}\right)\delta_v'$$

$$N_v' = -\left(\frac{AE}{L}\right)\delta_u' + \left(\frac{AE}{L}\right)\delta_v'$$

$$M_a' = \left(\frac{GI_t}{L}\right)\theta_a' - \left(\frac{GI_t}{L}\right)\theta_b'$$

$$M_b' = -\left(\frac{GI_t}{L}\right)\theta_a' + \left(\frac{GI_t}{L}\right)\theta_b'$$

En una viga de sección rectangular de dimensiones $b \times h$, el momento polar de inercia debido a la torsión se puede valuar en forma aproximada (Beaufait et al, 1970).

$$I = \frac{bh^3}{3}$$

Los elementos mecánicos que transmite la barra al nudo están dados por:

$$P_m' = K_m' \delta_m' + P_m^{e'}$$

$$K_m' = \begin{bmatrix} \theta_p' & \theta_q' & \delta_r' & \delta_s' & \delta_u' & \delta_v' & \delta_a' & \delta_b' & \\ 4EI/L & 2EI/L & -6EI/L^2 & 6EI/L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & \theta_p' \\ 2EI/L & 4EI/L & -6EI/L^2 & 6EI/L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & \theta_q' \\ -6EI/L^2 & -6EI/L^2 & 12EI/L^3 & -12EI/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 & \delta_r' \\ 6EI/L^2 & 6EI/L^2 & -12EI/L^3 & 12EI/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 & \delta_s' \\ 0 & 0 & 0 & 0 & AE/L & -AE/L & 0 & 0 & \delta_u' \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -AE/L & AE/L & 0 & 0 & \delta_v' \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & GI_t/L & -GI_t/L & \delta_a' \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -GI_t/L & GI_t/L & \delta_b' \end{bmatrix}$$

$$\delta_m' = \begin{bmatrix} \theta_p' \\ \theta_q' \\ \delta_r' \\ \delta_s' \\ \delta_u' \\ \delta_v' \\ \delta_a' \\ \delta_b' \end{bmatrix}$$

$$P_m^{e'} = \begin{bmatrix} \omega L^2/12 \\ -\omega L^2/12 \\ -\omega L/2 \\ -\omega L/2 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

K_m' = Matriz de rigidez de la barra m.

δ_m' = Vector de desplazamientos de la barra m.

$P_m^{e'}$ = Vector de cargas de empotramiento de la barra m.

CAPÍTULO 4

EJEMPLO DEMOSTRATIVO

CAPÍTULO 4

EJEMPLO DEMOSTRATIVO

A continuación se presenta un ejemplo demostrativo del tema tratado en este trabajo.

Consiste en un edificio de 6 niveles, con un área de 15 x 15 metros, apoyado en un cajón de cimentación, localizado sobre un suelo totalmente saturado, cuyas propiedades del suelo así como dimensiones del mismo edificio se presentan en la parte inferior de este texto. Con ayuda de dicho ejercicio se pretende ejemplificar más el fenómeno de la interacción suelo-estructura, y así entender mejor dicha situación.

4.1 ANÁLISIS DE CARGAS

CARGA VIVA		
Carga Viva Media W	100	kg/m ²
Carga Viva Máxima Wm	250	kg/m ²
CARGA VIVA AZOTEA Pendiente < 5%		
Carga Viva Media W	15	kg/m ²
Carga Viva Máxima Wm	100	kg/m ²
CARGA MUERTA		
Acabados	100	kg/m ²
Muros	50	kg/m ²
Instalaciones	20	kg/m ²
Sobrecarga RCDF	40	kg/m ²
Losa (h=0.10 m)	240	kg/m ²
C.M.	450	kg/m ²
CARGA DE CAJÓN DE CIMENTACIÓN		
Losa (h = 0.20 m)	480	kg/m ²
Muros	50	kg/m ²
Sobrecarga RCDF	40	kg/m ²
C.C.C.	570	kg/m ²

La carga viva máxima se empleará para el cálculo de los asentamientos inmediatos y la carga viva media se empleará para el cálculo de los asentamientos diferidos.

Por lo tanto la Carga Viva Máxima total que se empleará en este caso será:

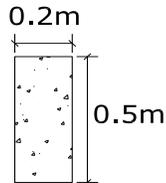
Wm (kg/m ²)	700	para el caso de entresijos
Wm (kg/m ²)	550	para el caso de azoteas

Por lo tanto la Carga Viva Media total que se empleará en este caso será:

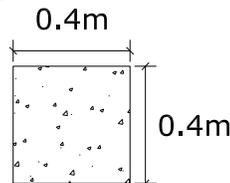
W (kg/m ²)	550	para el caso de entrepisos
W (kg/m ²)	465	para el caso de azoteas

Las dimensiones de las traveses y las columnas son las siguientes:

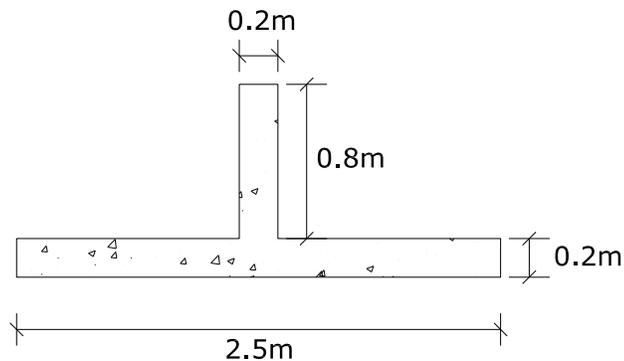
Las traveses serán de 20 x 50 cm



Las Columnas serán de 40 x 40 cm.



La losa de cimentación será de 20 cm de espesor y la contratrase será de 20 x 100 cm.



Para realizar el cálculo de la interacción suelo-estructura es necesario obtener el momento de inercia de la sección anterior, así como su brazo de palanca; y enseguida se presenta dicho procedimiento:

$$\bar{y} = \frac{\sum A_i J_i}{\sum A_i}$$

$$\bar{y} = \frac{(2.5 \times 0.2)(0.1) + (0.2 \times 0.8)(0.6)}{(0.2 \times 2.5) + (0.2 \times 0.8)} = 0.221212 \text{ m}$$

$$I = \bar{I}_1 + \bar{I}_2 + A_1 y_1^2 + A_2 y_2^2$$

$$\bar{I}_i = \frac{bh^3}{12}$$

$$\bar{I}_1 = \frac{(2.5)(0.2)^3}{12} = 0.001667 \text{ m}^4$$

$$\bar{I}_2 = \frac{(0.2)(0.8)^3}{12} = 0.008533 \text{ m}^4$$

$$I = 0.00167 + 0.00853 + (2.5 \times 0.2)(0.2212 - 0.1)^2 + (0.2 \times 0.8)(0.6 - 0.2212)^2 =$$

$$I = 0.040503 \text{ m}^4$$

El concreto a utilizar será de una $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$.

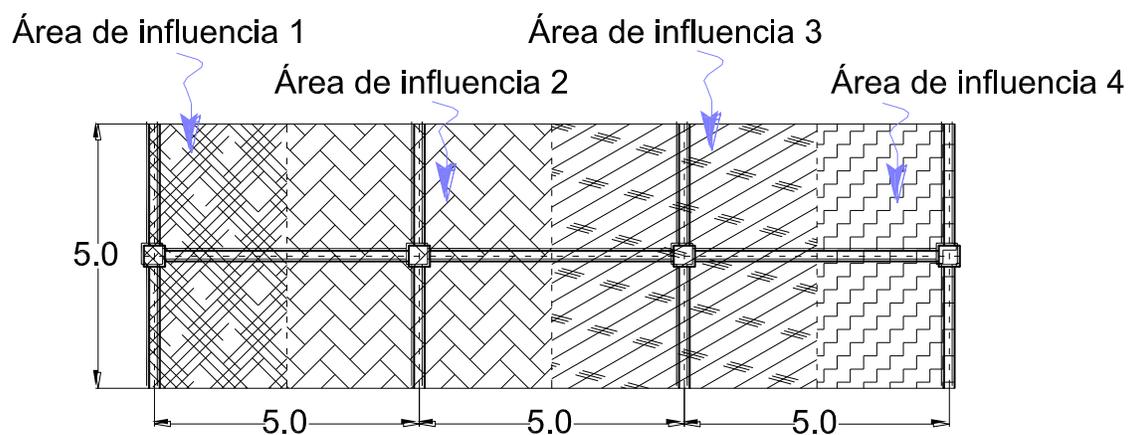
$$E = 14000\sqrt{f'c}$$

$$E = 14000\sqrt{250} = 221359 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 22135900 \text{ kN/m}^2$$

El análisis de cargas se realizará para la franja central del área total del edificio, en una dirección, esto para facilitar el cálculo, ya que solo se pretende que este ejercicio sea solo ilustrativo, para entender mejor el fenómeno.

Por lo tanto la franja central que se tomará es la siguiente; además se presentan las áreas de influencia en las que fue dividida, para realizar la correcta bajada de cargas.



$$\text{Volumen de la trabe} = 0.2 \times 0.5 \times 5 = 0.5 \text{ m}^3$$

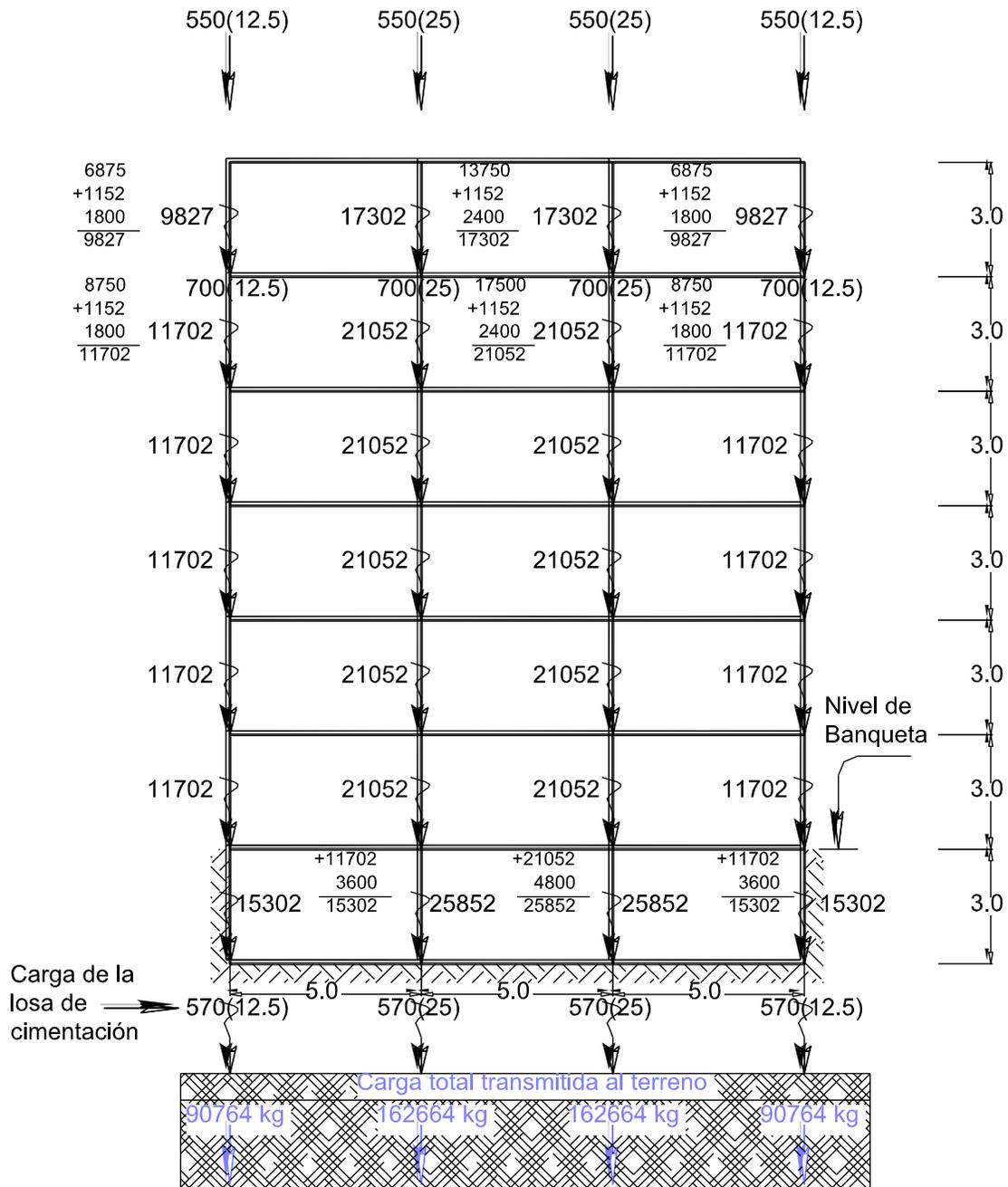
$$\text{Peso de la trabe} = (2400 \text{ kg/m}^3) \times (0.5 \text{ m}^3) = 1200 \text{ kg}$$

Volumen de la columna = $0.4 \times 0.4 \times 3 = 0.48 \text{ m}^3$
 Peso de la columna = $(2400 \text{ kg/m}^3) \times (0.48 \text{ m}^3) = 1152 \text{ kg}$

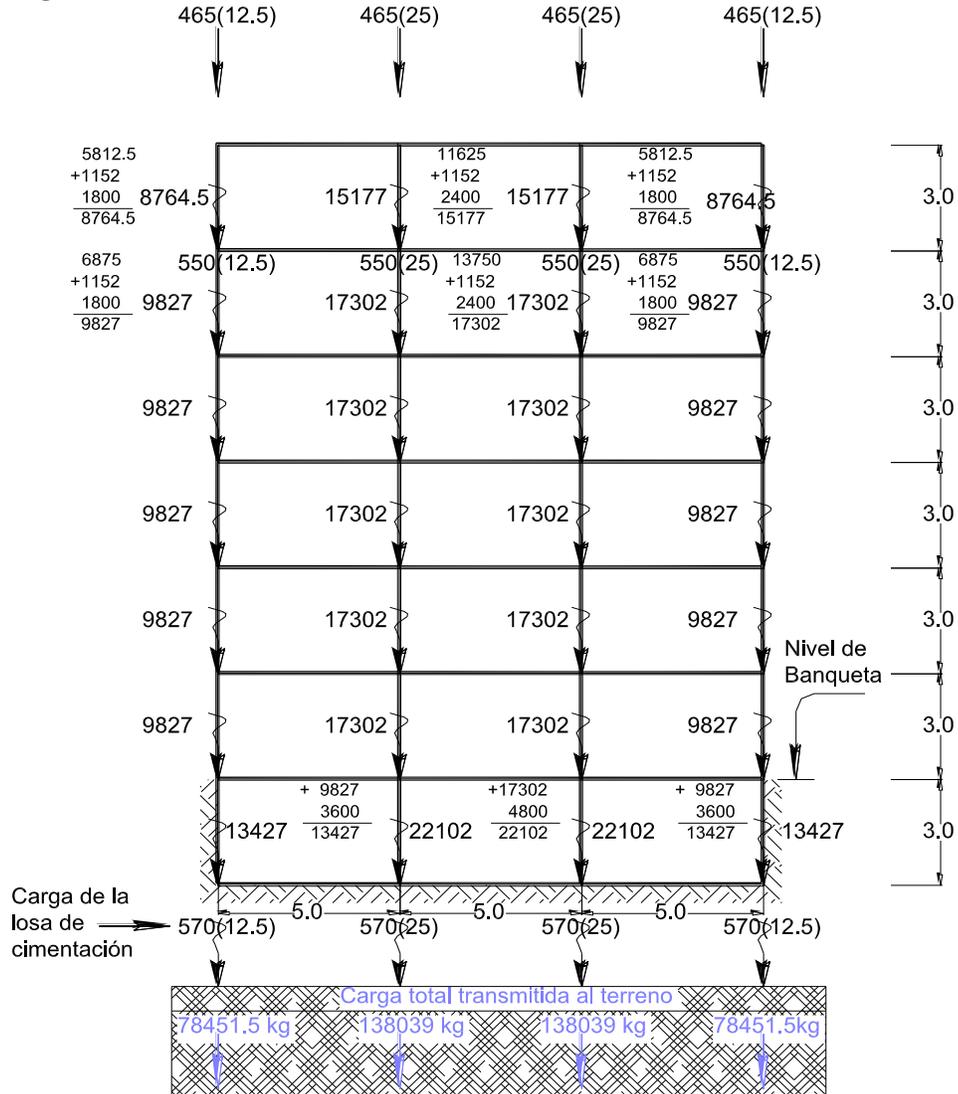
Volumen de la contratrabe = $1 \times 0.2 \times 5 = 1 \text{ m}^3$
 Peso de la contratrabe = $(2400 \text{ kg/m}^3) \times (1 \text{ m}^3) = 2400 \text{ kg}$

La bajada de cargas se realizó como se muestra en las figuras siguientes:

Comenzaremos con la bajada de cargas para el cálculo de los *asentamientos inmediatos*, que es tal y como se presenta a continuación en el esquema:

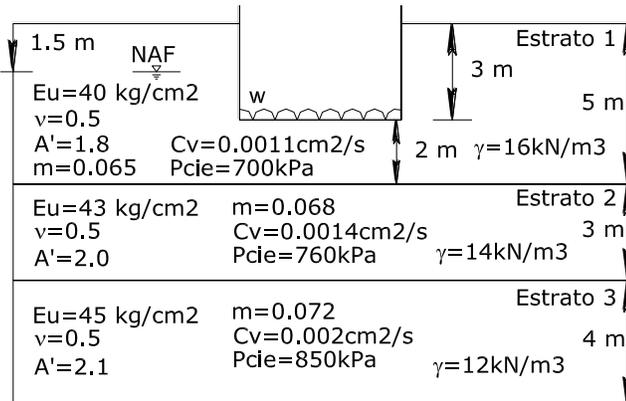


Ahora haremos la bajada de cargas para el cálculo de los *asentamientos diferidos*, se muestra enseguida:

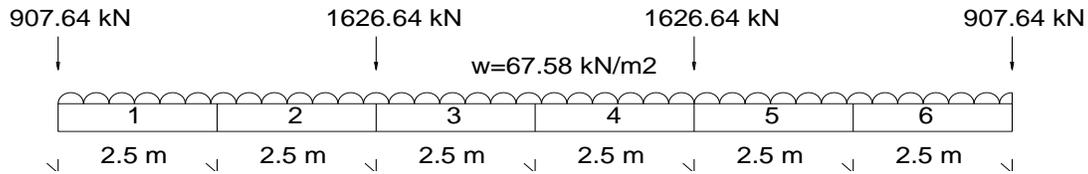


4.2 CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO INMEDIATO:

Las características del suelo en donde se aloja el cajón de cimentación, son las siguientes:



Del análisis de cagas realizado anteriormente se procederá a realizar el cálculo de los elementos mecánicos de cada barra, así como el asentamiento inmediato. Teniendo sometida nuestra cimentación a las cargas siguientes:



Cargas a la cual está sometida nuestra estructura de cimentación, en el cálculo del asentamiento inmediato.

Para el cálculo de las deformaciones de la estructura y los elementos mecánicos de cada barra, se empleará el método de las rigideces para resolver la ecuación matricial de equilibrio $K\delta + P^e + P^c = 0$. Para esto es necesario contar con los siguientes datos:

Wm (kg/m²)	6758.08
------------------------------	---------

Wm (kN/m²)	67.5808
------------------------------	---------

Wm es la carga máxima, obtenida de la bajada de cargas, o sea, es la suma de todas cargas concentradas obtenidas de la bajada de cargas, dividida entre el área de la franja en estudio. También se empleará el modulo de elasticidad del concreto E_c , el momento de inercia de nuestro elemento I, así como los módulos de elasticidad de cada estrato Eu_n .

E_c (kN/m²)	22135900
I (m⁴)	0.040503
Eu_1 (kN/m²)	4000
Eu_2 (kN/m²)	4300
Eu_3 (kN/m²)	4500

Resolviendo nuestra ecuación matricial de equilibrio por el método de las rigideces obtenemos los resultados siguientes:

Asentamientos Inmediato en cada nudo		Asentamientos diferenciales Inmediatos	
δ_1 (m)	0.050440		
δ_2 (m)	0.052523	δ_{d1}	0.001
δ_3 (m)	0.056649	δ_{d2}	0.002
δ_4 (m)	0.057507	δ_{d3}	0.000
δ_5 (m)	0.056649	δ_{d4}	0.000
δ_6 (m)	0.052523	δ_{d5}	0.002
δ_7 (m)	0.050440	δ_{d6}	0.001

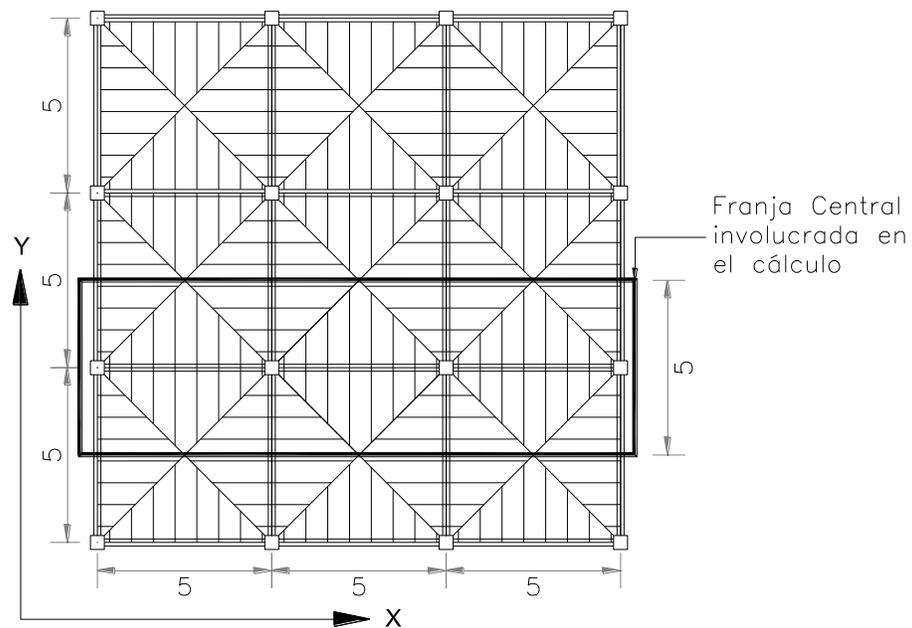
Los elementos mecánicos (momentos y cortantes) en cada barra son los siguientes:

Barra 1		Barra 2		Barra 3	
Lo (m)	2.5	Lo (m)	2.5	Lo (m)	2.5
M_p (kN-m)	0.0006	M_p (kN-m)	419.5075	M_p (kN-m)	-998.5930
M_q (kN-m)	-419.5047	M_q (kN-m)	998.5940	M_q (kN-m)	94.9529
V_r (kN)	907.6423	V_r (kN)	-266.5545	V_r (kN)	720.5628
V_s (kN)	266.5782	V_s (kN)	906.0934	V_s (kN)	-0.0001
r_r (kN/m)	781.6477	r_r (kN/m)	292.8672	r_r (kN/m)	353.9265
r_s (kN/m)	292.8672	r_s (kN/m)	353.9265	r_s (kN/m)	357.6861
Barra 4		Barra 5		Barra 6	
Lo (m)	2.5	Lo (m)	2.5	Lo (m)	2.5
M_p (kN-m)	-94.9545	M_p (kN-m)	-998.5781	M_p (kN-m)	419.5089
M_q (kN-m)	998.5891	M_q (kN-m)	-419.4999	M_q (kN-m)	-0.0049
V_r (kN)	-0.0002	V_r (kN)	906.0812	V_r (kN)	266.5475
V_s (kN)	720.5662	V_s (kN)	-266.5433	V_s (kN)	907.6412
r_r (kN/m)	357.6861	r_r (kN/m)	353.9261	r_r (kN/m)	292.8667
r_s (kN/m)	353.9261	r_s (kN/m)	292.8667	r_s (kN/m)	781.6468

Las reacciones del terreno son:

Reacciones del Terreno	
r_1	781.6477
r_2	292.8672
r_3	353.9265
r_4	357.6861
r_5	353.9261
r_6	292.8667
r_7	781.6468

Como podemos darnos cuenta los elementos mecánicos obtenidos anteriormente tienen valores muy grandes ya que nuestra distribución de cargas se analizó solo en un sentido. Para fines de cálculo de la contratrabe y la losa, se tomará en el sentido longitudinal (eje x) el 60% de la distribución de carga y el 40% restante lo tomará el sentido transversal (eje y), según nos indican las áreas tributarias siguientes:



Áreas tributarias empleadas en la distribución de cargas, y franja central involucrada en el cálculo.

Aplicando el 60% a nuestros elementos mecánicos de cada barra tenemos:

Elementos mecánicos (momentos y cortantes) en cada barra:

Barra 1		Barra 2		Barra 3	
Lo (m)	2.5	Lo (m)	2.5	Lo (m)	2.5
M_p	0.0004	M_p	251.7045	M_p	-599.1558
M_q	-251.7028	M_q	599.1564	M_q	56.9717
V_r	544.5854	V_r	-159.9327	V_r	432.3377
V_s	159.9469	V_s	543.6560	V_s	-0.0001
r_r	468.9886	r_r	175.7203	r_r	212.3559
r_s	175.7203	r_s	212.3559	r_s	214.6117

Barra 4		Barra 5		Barra 6	
Lo (m)	2.5	Lo (m)	2.5	Lo (m)	2.5
M_p	-56.9727	M_p	-599.1469	M_p	251.7053
M_q	599.1535	M_q	-251.6999	M_q	-0.0030
V_r	-0.0001	V_r	543.6487	V_r	159.9285
V_s	432.3397	V_s	-159.9260	V_s	544.5847
r_r	214.6117	r_r	212.3557	r_r	175.7200
r_s	212.3557	r_s	175.7200	r_s	468.9881

Las reacciones del terreno son:

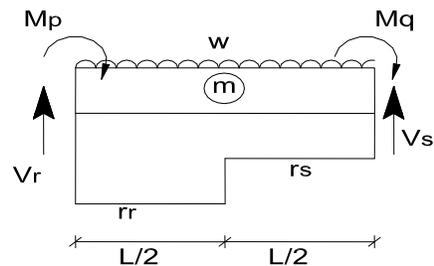
Reacciones del Terreno	
r_1	468.9886
r_2	175.7203
r_3	212.3559
r_4	214.6117
r_5	212.3557
r_6	175.7200
r_7	468.9881

Con los resultados obtenidos de los elementos mecánicos en cada barra y las reacciones del terreno, se procederá a realizar el diseño de la contratrabe y de la losa de cimentación, para después realizar una comparativa con los resultados que se obtendrán del cálculo del asentamiento diferidos, y así tomar una decisión para ver qué caso es el más desfavorable.

4.2.1 Diseño de la contratrabe y la losa de cimentación.

4.2.1.1 Diseño de la contratrabe.

Con los resultados anteriores procederemos a realizar el cálculo.



Elementos mecánicos en la barra m.

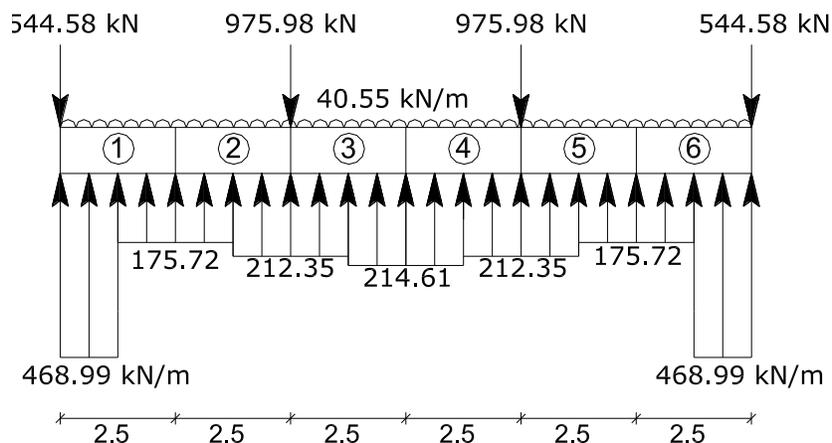


Diagrama de reacciones y distribución de cargas.

Hagamos es diseño estructural de la contratrabe, comenzaremos obteniendo la distancia "x" a la que se encuentra el máximo momento:

$$x = \frac{V_r - (r_r - w) \frac{L}{2}}{r_s - w} + \frac{L}{2}$$

$$M_{\max} = -M_p - V_r x - w \frac{x^2}{2} + \left(\frac{r_r}{2} \right) \left(\frac{x^3}{4} \right) + \frac{w}{2} \left(\frac{x^3}{2} \right)$$

Barra 1		Barra 2		Barra 3	
x (m)	1.6460	x (m)	-0.7884	x (m)	2.9596
M _{máx} (kN-m)	-375.6122	M _{máx} (kN-m)	-268.0753	M _{máx} (kN-m)	-43.0350

Barra 4		Barra 5		Barra 6	
x (m)	-0.0195	x (m)	4.6038	x (m)	1.3117
M _{máx} (kN-m)	55.1827	M _{máx} (kN-m)	-575.4918	M _{máx} (kN-m)	-367.8955

Con los resultados anteriores, procederemos a realizar el diseño estructural de la contratrabe como viga de sección rectangular; así obtendremos el acero longitudinal y transversal.

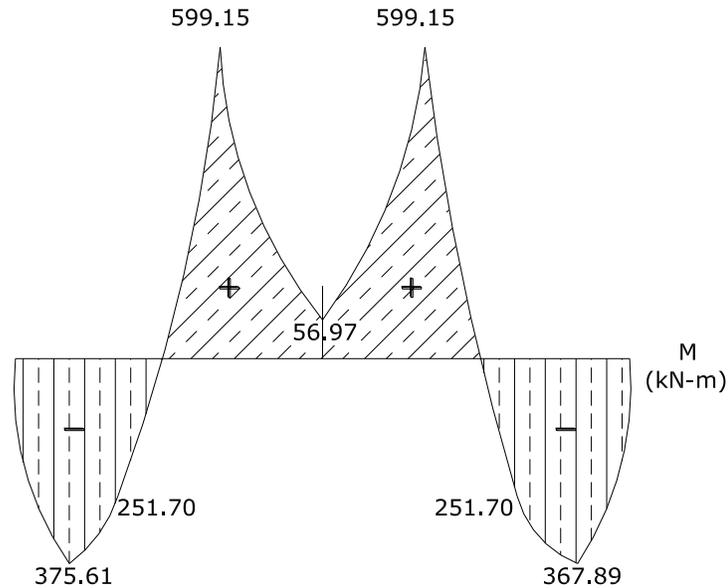


Diagrama de Momento Flexionante.

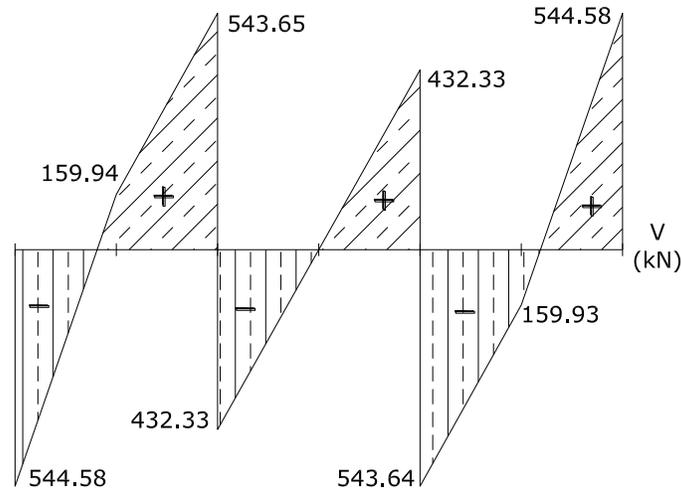


Diagrama de Fuerza Cortante.

El momento resistente y la fracción de acero necesario para soportar un momento último M_u esta dado de la manera siguiente:

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}}$$

$$M_u = F_c M$$

$M_{\text{máx}}^{(+)}$ kN-m	599.1564
$M_{\text{máx}}^{(-)}$ kN-m	-375.6122
d (cm)	96
b (cm)	30
f_c (kg/cm ²)	250
f_c^* (kg/cm ²)	200
f_c' (kg/cm ²)	170
f_y (kg/cm ²)	4200
F_c	1.4
F_R	0.9

$M_u^{(+)}$ kN-m	838.8190
$M_u^{(-)}$ kN-m	525.8570
$q^{(+)}$	0.2232
$q^{(-)}$	0.1332

El porcentaje de acero es:

$$q = \rho \frac{f_y}{f_c} \quad \rho = q \frac{f_c}{f_y} \quad \rho_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} \quad \rho_{\max} = 0.75 \left(\frac{f_c''}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} \right)$$

$\rho^{(+)}$	0.0090
$\rho^{(-)}$	0.0054
ρ_{\min}	0.0026
ρ_{\max}	0.0143

El área de acero requerida es:

$$A_s = \rho b d$$

$A_s^{(+)}$	26.0195
$A_s^{(-)}$	15.5250

	Calibre	a_s (cm ²)	N _o de Varillas
Varillas ⁽⁺⁾ (lecho inferior)	8	5.07	5.1350
Varillas ⁽⁻⁾ (lecho superior)	8	5.07	3.0639

Se colocarán para el acero positivo 6 varillas del # 8 y para el negativo 4 del # 8.

La separación que deberán tener los estribos es:

$$s = \frac{A_v f_y d F_R}{V_s}$$

$$V_s = V_u - V_{CR}$$

$$\rho \leq 0.01, \quad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30\rho) \sqrt{f_c^*}$$

$$\rho \geq 0.01, \quad V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

Como $\rho < 0.01$ se emplea:

$$\rho \leq 0.01, \quad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30\rho) \sqrt{f_c^*}$$

V_{CR} (kg)	17266.4897
V_{CR} (kN)	172.6649

Obtengamos a continuación el cortante último en la sección crítica, el cual se encuentra a una distancia d del paño de la columna.

$$V = -V_r + (r_r - w)x$$

V (kN)	-159.2339
V _u (kN)	222.9274
V _s (kN)	50.2625
V _s (kg)	5026.2525

Calibre	a _s (cm ²)	s (cm)
1	0.08	10.1619

Como podemos observar el calibre del estribo es muy pequeño, por lo tanto se colocaran estribos del #3 @ 25 cm

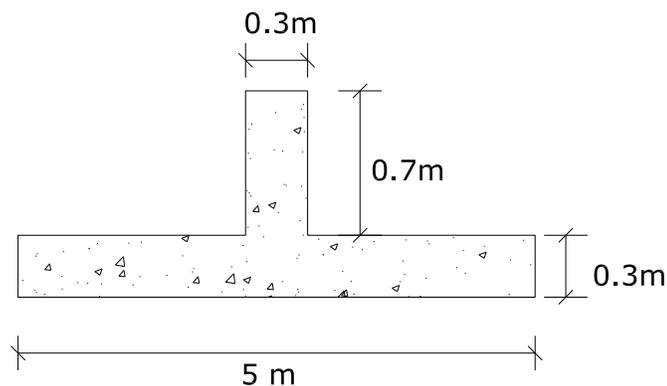
4.2.1.2 Diseño estructural de la losa de la zapata.

4.2.1.2.1 Tensión diagonal:

Obtengamos las reacciones en unidades de presión. Para nuestro caso no se hará el cálculo con la reacción de 468.98 (kN/m), ya que este valor se encuentra en los extremos de la estructura, y por lo tanto se concentra bajo la carga de la columna y no se transmite a la zapata. Haremos el diseño estructural para la reacción de 214.61 (kN/m).

La reacción del terreno en unidades de esfuerzo vale “q”:

b m	0.3
d m	0.7
h m	0.3
b m	5



q kPa	85.8447
-------	---------

La reacción neta vale:

q _n kPa	67.4447
--------------------	---------

La sección crítica por tensión diagonal se presenta a una distancia d del paño de la columna. Como trabajamos por metro de ancho $b = 100$ cm. Dado que se cuela una plantilla de concreto pobre sobre el terreno, el recubrimiento del acero puede ser 3 cm y tomando el cuenta el diámetro de la varilla a emplear $d =$

Calibre	diámetro cm
6	1.91
d m	0.26
d cm	26.0

Hallemos el cortante y el momento en la sección crítica por tensión diagonal en un ancho $b = 100$ cm.

V kN	56.6215
M kN-m	23.7676
V_u kN	79.2701

En elementos anchos, en los que el ancho B no sea menor que 4 veces el peralte efectivo ($B > 4d$), con espesor hasta de 60 cm y donde la relación $M/(Vd)$ no exceda de 2, la fuerza V_{CR} puede tomarse igual a:

$$V_{CR} = 0.5F_Rbd\sqrt{f_c^*}$$

$$M/(Vd) = 1.61 > 2$$

V_{CR} kN	14734.6911
V_{CR} kg	147.3469

Como podemos ver si cumple ya que la relación es menor que 2 y de la misma manera observamos que $V_{CR} > V_u$. Así podemos decir que el espesor de la losa será de **30 cm**.

4.2.1.2.2 Diseño por flexión.

El momento flexionante en la sección crítica vale:

M kN-m	40.8040
M kg-m	4080.4022
M_u kg-m	5712.5630
M_u t-m	5.7126

La fracción de acero necesaria para soportar un momento M_u está dada por:

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_Rbd^2f_c^*}}$$

q	0.0055
---	--------

El porcentaje de acero es:

$$q = \rho \frac{f_y}{f_c} \quad \rho = q \frac{f_c}{f_y} \quad \rho_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} \quad \rho_{\max} = 0.75 \left(\frac{f_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} \right)$$

$\rho^{(+)}$	0.0002
ρ_{\min}	0.0026
ρ_{\max}	0.0143

El área de acero requerida es:

$$A_s = \rho b d$$

$A_s^{(+)}$ cm ²	6.8641
-----------------------------	--------

La separación de las varillas en un 1 metro de ancho está dada por:

$$s = \frac{a_s 100}{A_s}$$

Calibre	a_s (cm ²)	s (cm)
4	1.27	18.4549

Se colocarán varillas del #4 @ 18 cm.

4.2.1.2.3 Acero por temperatura.

El acero en dirección longitudinal de la zapata y el del lecho superior se proporciona por temperatura, para lo que se emplea la siguiente expresión: (Normas de Concreto).

$$A_s = \frac{66000(1.5)(h/2)}{f_y(h/2 + 100)}$$

En donde:

A_s = área de acero necesaria por temperatura, en cm²/m, para el semiespesor de la losa h/2.

h/2 = semiespesor de la losa de la zapata.

A_s	3.0745
-------	--------

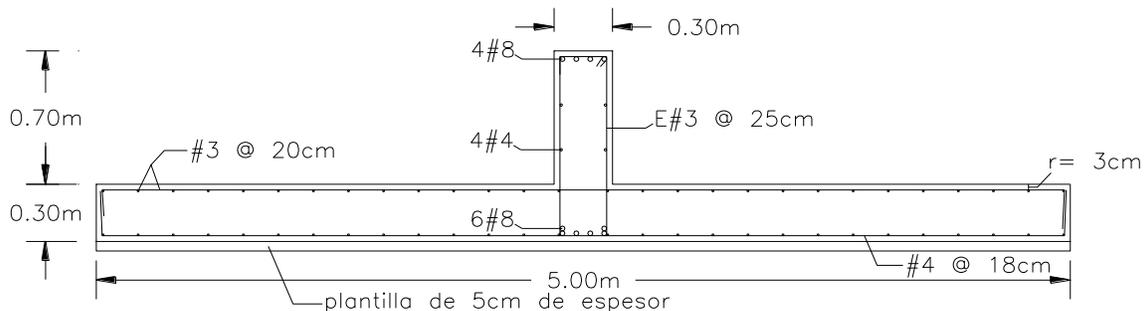
Así la separación en cada metro de las varillas, está dada por la siguiente expresión:

$$s = \frac{a_s 100}{A_s}$$

Calibre	a_s cm ²	b cm	s cm
4	1.27	100	41.2020
3	0.71	100	23.1761

Por lo tanto, se colocarán varillas del # 3 @ 20 cm.

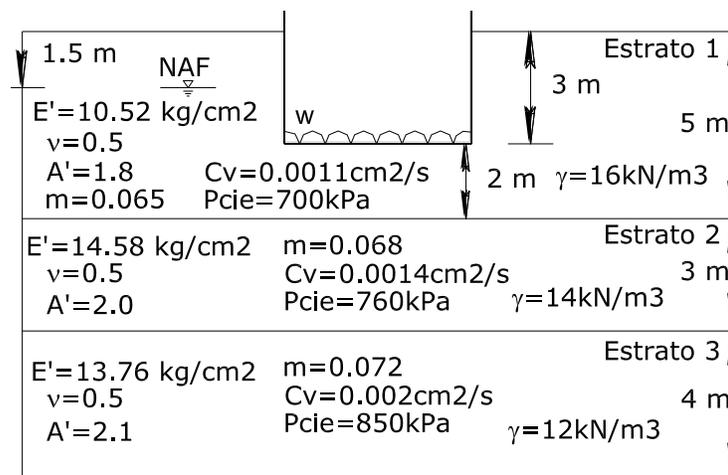
Con los resultados de los cálculos obtenidos anteriormente procederemos a realizar el armado de la contratrabaje y de la losa. De la misma manera podemos observar como quedaría distribuido el acero requerido.



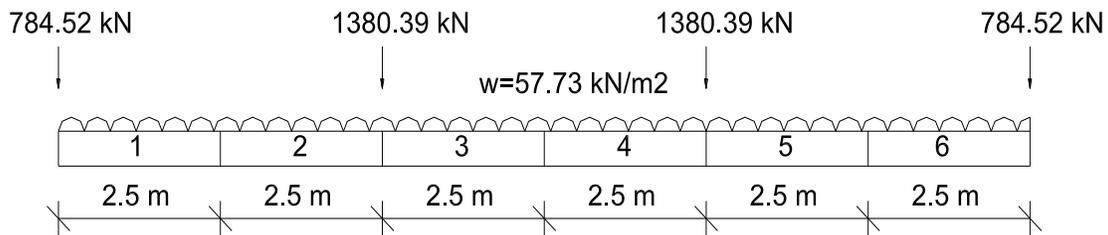
Dimensiones y armado de la contratrabaje y losa de cimentación para el asentamiento inmediato

4.3 CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO DIFERIDO:

Las características del suelo en donde se aloja el cajón de cimentación, son las siguientes:



Del análisis de cargas realizado anteriormente se procederá a realizar el cálculo de los elementos mecánicos de cada barra, así como el asentamiento diferido. Teniendo sometida nuestra cimentación a las cargas siguientes:



Cargas a la cual está sometida nuestra estructura de cimentación, en el cálculo del asentamiento diferido.

Para el cálculo de las deformaciones de la estructura y los elementos mecánicos de cada barra, se empleará el método de las rigideces para resolver la ecuación matricial de equilibrio $K\delta + P^e + P^c = 0$. Para esto es necesario contar con los siguientes datos:

W (kg/m²)	5773.08
-----------------------------	---------

W (kN/m²)	57.7308
-----------------------------	---------

W es la carga máxima media, obtenida de la bajada de cargas, o sea, es la suma de todas cargas concentradas obtenidas de la bajada de cargas, dividida entre el área de la franja en estudio. También se empleará el modulo de elasticidad del concreto E_c , el momento de inercia de nuestro elemento I, así como los módulos de elasticidad de cada estrato E_{u_n} .

E_c (kN/m²)	22135900
I (m⁴)	0.040503
$E'u_1$ (kN/m²)	1052
$E'u_2$ (kN/m²)	1458
$E'u_3$ (kN/m²)	1376

Resolviendo nuestra ecuación matricial de equilibrio por el método de las rigideces obtenemos los resultados siguientes:

Asentamientos diferidos en cada nudo		Asentamientos diferenciales diferidos	
δ_1 (m)	0.145820		
δ_2 (m)	0.148540	δ_{d1}	0.001
δ_3 (m)	0.152920	δ_{d2}	0.002
δ_4 (m)	0.154010	δ_{d3}	0.000
δ_5 (m)	0.152920	δ_{d4}	0.000
δ_6 (m)	0.148540	δ_{d5}	0.002
δ_7 (m)	0.145820	δ_{d6}	0.001

Los elementos mecánicos (momentos y cortantes) en cada barra son los siguientes:

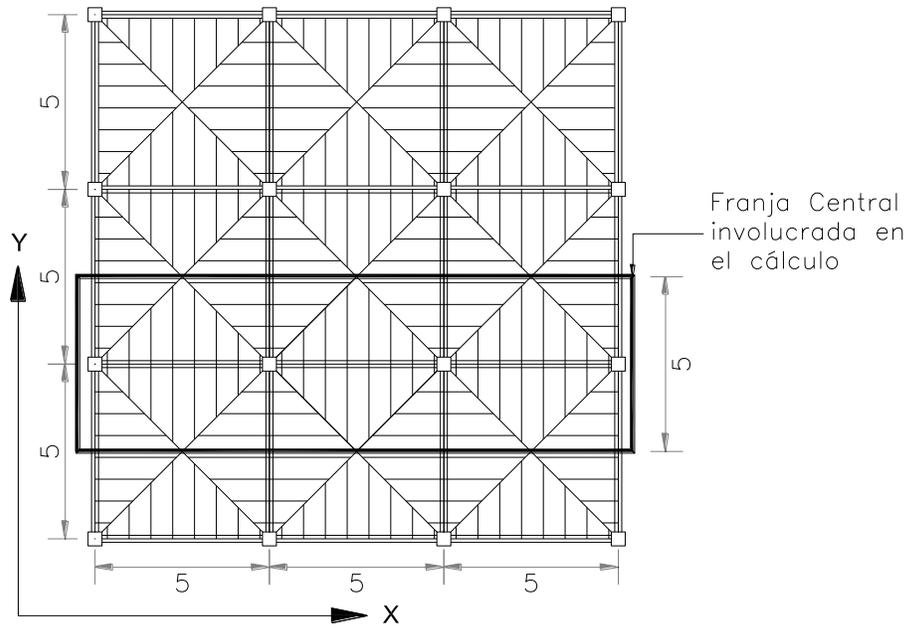
Barra 1		Barra 2		Barra 3	
Lo (m)	2.5	Lo (m)	2.5	Lo (m)	2.5
M_p (kN-m)	0.0041	M_p (kN-m)	352.4483	M_p (kN-m)	-925.5037
M_q (kN-m)	-352.4695	M_q (kN-m)	925.4991	M_q (kN-m)	190.2120
V_r (kN)	784.5153	V_r (kN)	-245.2072	V_r (kN)	586.3468
V_s (kN)	245.2148	V_s (kN)	794.0200	V_s (kN)	0.0008
r_r (kN/m)	675.4756	r_r (kN/m)	263.7710	r_r (kN/m)	290.7418
r_s (kN/m)	263.7710	r_s (kN/m)	290.7418	r_s (kN/m)	293.7988

Barra 4		Barra 5		Barra 6	
Lo (m)	2.5	Lo (m)	2.5	Lo (m)	2.5
M_p (kN-m)	-190.1790	M_p (kN-m)	-925.5152	M_p (kN-m)	352.5068
M_q (kN-m)	925.5352	M_q (kN-m)	-352.5102	M_q (kN-m)	0.0071
V_r (kN)	-0.0069	V_r (kN)	794.0367	V_r (kN)	245.2102
V_s (kN)	586.3554	V_s (kN)	-245.2213	V_s (kN)	784.5313
r_r (kN/m)	293.7988	r_r (kN/m)	290.7425	r_r (kN/m)	263.7724
r_s (kN/m)	290.7425	r_s (kN/m)	263.7724	r_s (kN/m)	675.4833

Las reacciones del terreno son:

Reacciones del Terreno	
r_1	675.4756
r_2	263.7710
r_3	290.7418
r_4	293.7988
r_5	290.7425
r_6	263.7724
r_7	675.4833

Como podemos darnos cuenta los elementos mecánicos obtenidos anteriormente tienen valores muy grandes ya que nuestra distribución de cargas se analizó solo en un sentido. Para fines de cálculo de la contratrabe y la losa, se tomará en el sentido longitudinal (eje x) el 60% de la distribución de carga y el 40% restante lo tomará el sentido transversal (eje y), según nos indican las áreas tributarias siguientes:



Áreas tributarias empleadas en la distribución de cargas, y franja central involucrada en el cálculo.

Aplicando el 60% a nuestros elementos mecánicos de cada barra tenemos:

Elementos mecánicos (momentos y cortantes) en cada barra:

Barra 1		Barra 2		Barra 3	
Lo (m)	2.5	Lo (m)	2.5	Lo (m)	2.5
M_p	0.0025	M_p	211.4690	M_p	-555.3022
M_q	-211.4817	M_q	555.2995	M_q	114.1272
V_r	470.7092	V_r	-147.1243	V_r	351.8081
V_s	147.1289	V_s	476.4120	V_s	0.0005
r_r	405.2854	r_r	158.2626	r_r	174.4451
r_s	158.2626	r_s	174.4451	r_s	176.2793
Barra 4		Barra 5		Barra 6	
Lo (m)	2.5	Lo (m)	2.5	Lo (m)	2.5
M_p	-114.1074	M_p	-555.3091	M_p	211.5041
M_q	555.3211	M_q	-211.5061	M_q	0.0043
V_r	-0.0041	V_r	476.4220	V_r	147.1261
V_s	351.8132	V_s	-147.1328	V_s	470.7188
r_r	176.2793	r_r	174.4455	r_r	158.2634
r_s	174.4455	r_s	158.2634	r_s	405.2900

Las reacciones del terreno son:

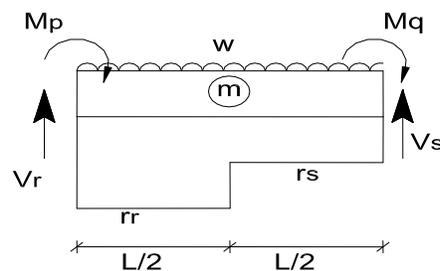
Reacciones del Terreno	
r_1	405.2854
r_2	158.2626
r_3	174.4451
r_4	176.2793
r_5	174.4455
r_6	158.2634
r_7	405.2900

Con los resultados obtenidos de los elementos mecánicos en cada barra y las reacciones del terreno, se procederá a realizar el diseño de la contratrabe y de la losa de cimentación, para después realizar una comparativa con los resultados que se obtuvieron del cálculo del asentamiento inmediato, y así tomar una decisión para ver qué caso es el más desfavorable.

4.3.1 Diseño de la contratrabe y la losa de cimentación.

4.3.1.1 Diseño de la contratrabe.

Con los resultados anteriores procederemos a realizar el cálculo.



Elementos mecánicos de la barra m.

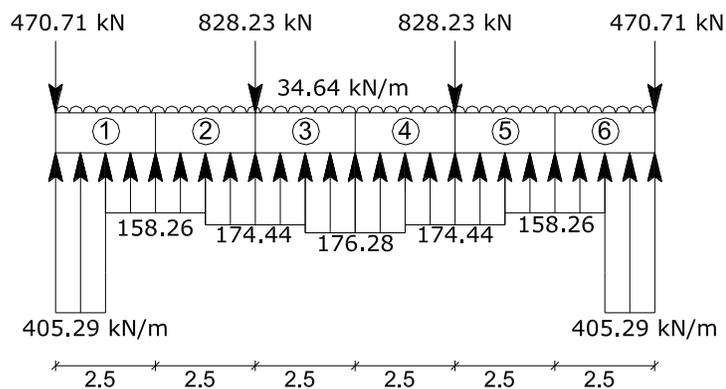


Diagrama de reacciones y distribución de cargas.

Hagamos es diseño estructural de la contratrabe, comenzaremos obteniendo la distancia "x" a la que se encuentra el máximo momento:

$$x = \frac{V_r - (r_r - w)L/2}{r_s - w} + \frac{L}{2}$$

$$M_{\max} = -M_p - V_r x - w \frac{x^2}{2} + \left(\frac{r_r}{2} \right) \left(\frac{x^2}{4} \right) + \frac{w}{2} \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

Barra 1		Barra 2		Barra 3	
x (m)	1.6107	x (m)	-1.0872	x (m)	2.9870
M _{máx} (kN-m)	-323.4033	M _{máx} (kN-m)	-267.8096	M _{máx} (kN-m)	27.8908

Barra 4		Barra 5		Barra 6	
x (m)	-0.0197	x (m)	4.5378	x (m)	1.3117
M _{máx} (kN-m)	112.6522	M _{máx} (kN-m)	-492.3869	M _{máx} (kN-m)	-317.5331

Con los resultados anteriores, procederemos a realizar el diseño estructural de la contratrabe como viga de sección rectangular; así obtendremos el acero longitudinal y transversal.

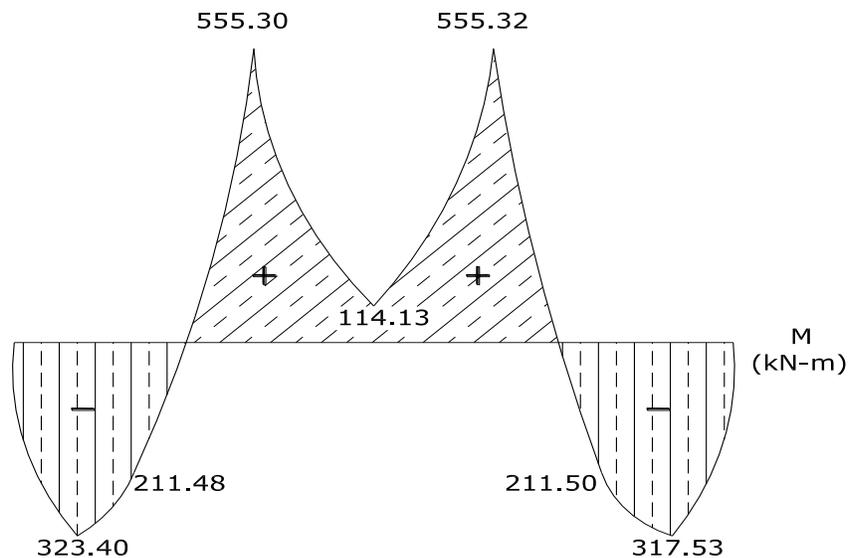


Diagrama de Momento Flexionante.

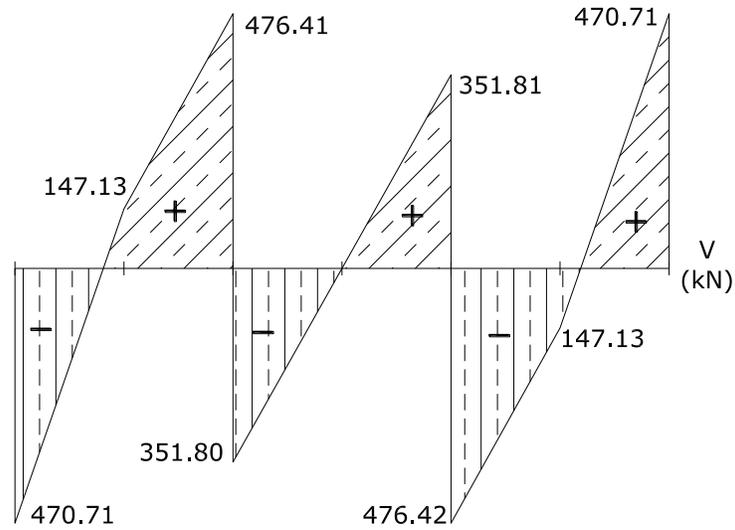


Diagrama de Fuerza Cortante.

El momento resistente y la fracción de acero necesario para soportar un momento último M_u esta dado de la manera siguiente:

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c}}$$

$$M_u = F_c M$$

$M_{\max}^{(+)}$ kN-m	555.2995
$M_{\max}^{(-)}$ kN-m	-323.4033
d (cm)	96
b (cm)	30
f_c (kg/cm ²)	250
f^*c (kg/cm ²)	200
$f'c$ (kg/cm ²)	170
f_y (kg/cm ²)	4200
F_c	1.4
F_R	0.9

$M_u^{(+)}$ kN-m	777.4192
$M_u^{(-)}$ kN-m	452.7646
$q^{(+)}$	0.2047
$q^{(-)}$	0.1135

El porcentaje de acero es:

$$q = \rho \frac{f_y}{f_c} \quad \rho = q \frac{f_c}{f_y} \quad \rho_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} \quad \rho_{\max} = 0.75 \left(\frac{f_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} \right)$$

$\rho^{(+)}$	0.0083
$\rho^{(-)}$	0.0046
ρ_{\min}	0.0026
ρ_{\max}	0.0143

El área de acero requerida es:

$$A_s = \rho b d$$

$A_s^{(+)}$	23.8668
$A_s^{(-)}$	13.2274

	Calibre	a _s (cm ²)	N _o de Varillas
Varillas ⁽⁺⁾ (lecho inferior)	8	5.07	4.7102
Varillas ⁽⁻⁾ (lecho superior)	8	5.07	2.6105

Se colocarán para el acero positivo 5 varillas del # 8 y para el negativo 3 del # 8.

La separación que deberán tener los estribos es:

$$S = \frac{A_v f_y d F_R}{V_s}$$

$$V_s = V_u - V_{CR}$$

$$\rho \leq 0.01, \quad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30\rho) \sqrt{f_c^*}$$

$$\rho \geq 0.01, \quad V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

Como $\rho < 0.01$ se emplea:

$$\rho \leq 0.01, \quad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30\rho) \sqrt{f_c^*}$$

V_{CR} (kg)	16444.5411
V_{CR} (kN)	164.4454

Obtengamos a continuación el cortante último en la sección crítica, el cual se encuentra a una distancia d del paño de la columna.

$$V = -V_r + (r_r - w)x$$

V (kN)	-137.0568
V _u (kN)	191.8795
V _s (kN)	27.4341
V _s (kg)	2743.4112

Calibre	a _s (cm ²)	s (cm)
1	0.08	18.6177

Como podemos observar el calibre del estribo es muy pequeño, por lo tanto se colocaran estribos del #3 @ 25 cm

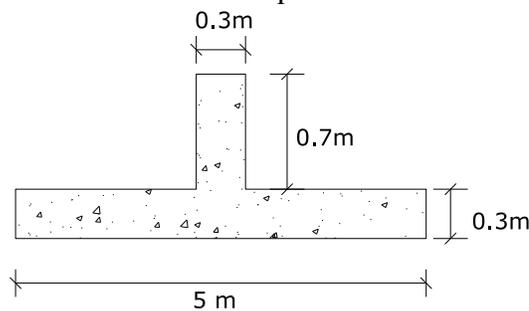
4.3.1.2 Diseño estructural de la losa de la zapata.

4.3.1.2.1 Diseño por tensión diagonal:

Obtengamos las reacciones en unidades de presión. Para nuestro caso no se hará el cálculo con la reacción de 405.29 (kN/m), ya que este valor se encuentra en los extremos de la estructura, y por lo tanto se concentra bajo la carga de la columna y no se transmite a la zapata. Haremos el diseño estructural para la reacción de 179.28 (kN/m).

La reacción del terreno en unidades de esfuerzo vale “q”:

b m	0.3
d m	0.7
h m	0.3
b m	5



q kPa	70.5117
-------	---------

La reacción neta vale:

q _n kPa	52.1117
--------------------	---------

La sección crítica por tensión diagonal se presenta a una distancia d del paño de la columna. Como trabajamos por metro de ancho b = 100 cm. Dado que se cuela una plantilla de concreto pobre sobre el terreno, el recubrimiento del acero puede ser 3 cm y tomando el cuenta el diámetro de la varilla a emplear d =

Calibre	diámetro cm
6	1.91
d m	0.26
d cm	26.0

Hallemos el cortante y el momento en la sección crítica por tensión diagonal en un ancho $b = 100$ cm.

V kN	43.7491
M kN-m	18.3642
V_u kN	61.2487

En elementos anchos, en los que el ancho B no sea menor que 4 veces el peralte efectivo ($B > 4d$), con espesor hasta de 60 cm y donde la relación $M/(Vd)$ no exceda de 2, la fuerza V_{CR} puede tomarse igual a:

$$V_{CR} = 0.5F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$M/(Vd) = 1.61 < 2$$

V_{CR} kN	14734.6911
V_{CR} kg	147.3469

Como podemos ver si cumple ya que la relación es menor que 2 y de la misma manera observamos que $V_{CR} > V_u$. Así podemos decir que el espesor de la losa será de **30 cm**.

4.3.1.2.2 Diseño por flexión.

El momento flexionante en la sección crítica vale:

M kN-m	31.5276
M kg-m	3152.7586
M_u kg-m	4413.8620
M_u t-m	4.4139

La fracción de acero necesaria para soportar un momento M_u está dada por:

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}}$$

q	0.0043
---	--------

El porcentaje de acero es:

$$q = \rho \frac{f_y}{f_c''} \quad \rho = q \frac{f_c''}{f_y} \quad \rho_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} \quad \rho_{\max} = 0.75 \left(\frac{f_c''}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} \right)$$

$\rho^{(+)}$	0.0002
ρ_{\min}	0.0026
ρ_{\max}	0.0143

El área de acero requerida es:

$$A_s = \rho b d$$

$A_s^{(+)} \text{ cm}^2$	6.8641
--------------------------	--------

La separación de las varillas en un 1 metro de ancho está dada por:

$$s = \frac{a_s 100}{A_s}$$

Calibre	a_s (cm ²)	s (cm)
4	1.27	18.4549

Se colocarán varillas del # 4 @ 18 cm.

4.3.1.2.3 Acero por temperatura.

El acero en dirección longitudinal de la zapata y el del lecho superior se proporciona por temperatura, para lo que se emplea la siguiente expresión: (Normas de Concreto).

$$A_s = \frac{66000(1.5)(h/2)}{f_y(h/2 + 100)}$$

En donde:

A_s = área de acero necesaria por temperatura, en cm²/m, para el semiespesor de la losa h/2.

h/2 = semiespesor de la losa de la zapata.

A_s	3.0745
-------	--------

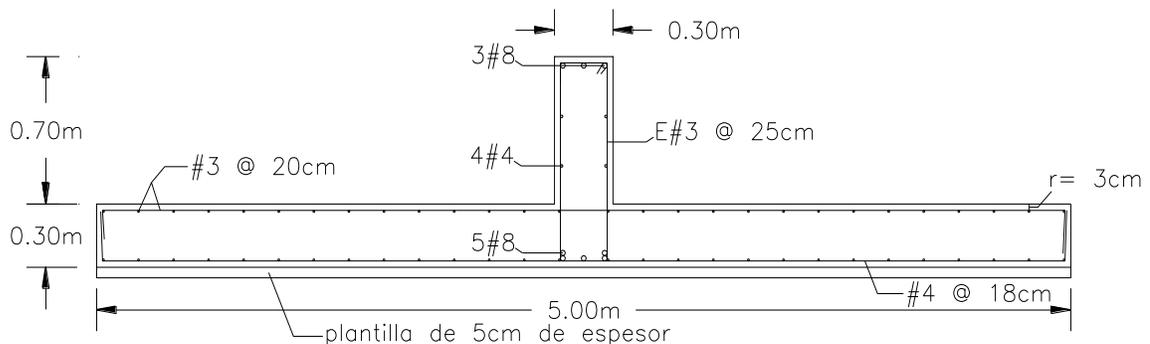
Así la separación en cada metro de las varillas, está dada por la siguiente expresión:

$$s = \frac{a_s 100}{A_s}$$

Calibre	a_s cm ²	b cm	s cm
3	0.71	100	23.1761

Por lo tanto, se colocarán varillas del # 3 @ 20 cm.

Con los resultados de los cálculos obtenidos anteriormente procederemos a realizar el armado de la contratrabe y de la losa. De la misma manera podemos observar como quedaría distribuido el acero requerido.



Dimensiones y armado de la contratrabe y losa de cimentación para el asentamiento diferido.

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

Si realizamos un análisis minucioso, podemos observar que una cimentación es la parte más importante de toda construcción, a la cual no deben de ahorrarse ni materiales ni cuidados, ya que sí, nuestra cimentación presenta deficiencias, tendrá consecuencias graves, como es la presencia de grietas al momento en que se rebase su capacidad resistente. Así mismo, es claro que toda construcción debe tener una buena cimentación, y tampoco debemos pretender ahorrarnos economía ni tiempo al momento de su construcción, puesto que a largo plazo dichas deficiencias tendrán que repararse y por supuesto será más cara la reparación de los errores que bien pudieron haber sido evitados.

Es conveniente aclarar que también interviene de manera importante el sitio en donde se pretende cimentar, debido a que no es la misma situación cimentar en suelo blando como en suelo firme.

Logramos darnos cuenta que la Ciudad de México presenta una interesante diversidad de suelos, debidos primordialmente a los cambios bruscos de clima, teniendo en cuenta esta diversidad, se han realizado un sin número de investigaciones relacionadas con el suelo de la Ciudad de México, para poder así saber que tipo de suelo se nos puede presentar al momento en que nosotros vallamos a construir. La Ciudad de México, presenta desde suelos blandos como lo son las arcillas, hasta suelos muy firmes, tal es el caso de los basaltos. Cabe señalar que gracias a los estudios de estratigrafía realizados es posible dividir a la Ciudad de México en tres zonas: la zona de lago, la zona de transición y la zona de lomas, también cada una de ellas está dividida en subzonas con características y propiedades mecánicas diferentes; de ahí la importancia de conocer el tipo de terreno sobre el cual vallamos a desplantar nuestra estructura.

Teniendo en cuenta sobre qué zona trabajaremos, estaremos consientes de que daños pueden presentarse en nuestra estructura, así mismo estaremos al pendiente de saber que tanto se podrá asentar nuestra construcción, esto debido a las características del estrato de desplante, ya que el asentamiento depende de la deformación que sufra el suelo, así que si el suelo contienen partículas con gran capacidad de deformación, el suelo también se deformará bastante, de igual manera si existe gran cantidad de agua entre los espacios que hay entre las partículas, en el instante que el agua sea expulsada, el suelo tenderá a deformarse, debido al reacomodo de las partículas que lo conforman. Es claro que el movimiento de los granos, con el subsecuente reacomodo de los mismos, es el causante de la mayor deformación del suelo.

Es interesante saber que en los suelos cohesivos totalmente saturados se presentan expansiones inmediatas producto de la excavación, asentamientos inmediatos y asentamientos diferidos por causa de la expulsión de agua, como consecuencia las normas de cimentación establecen que es conveniente los siguientes cálculos: los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación (asentamientos inmediatos), y los asentamientos diferidos producto del incremento neto de carga en el contacto suelo-cimiento.

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

Por supuesto que el objetivo en la determinación de las propiedades de esfuerzo-deformación de los suelos es el uso de estas propiedades mecánicas, para estimar los desplazamientos de la masa de suelo cuando esta se somete a un incremento de esfuerzos. Dentro de la interface de la estructura de cimentación y el suelo se originan desplazamientos debidos a las cargas que transmite la cimentación al suelo, donde dan lugar los asentamientos totales y diferenciales; siendo así la interacción suelo-estructura la parte de la ingeniería que estudia las deformaciones del terreno de cimentación cuando estas se ven afectadas por la presencia y rigidez de la propia estructura. De este modo la interacción entre la estructura de cimentación y el suelo, consistirá en encontrar un sistema de ecuaciones que aplicadas simultáneamente a la estructura de cimentación y a la masa de suelo, produzcan la misma configuración de desplazamientos entre los dos elementos.

Lo anterior es posible obtenerlo por medio de la compatibilidad de deformaciones que es designada mediante la interacción suelo-estructura. Para determinar la interacción suelo-estructura, es conveniente ejecutar el cálculo de los desplazamientos de la subestructura, procediendo a calcular los desplazamientos del terreno de cimentación, y finalmente establecer la compatibilidad de deformaciones entre la estructura y el suelo. Para poder resolver el sistema de ecuaciones generado por la compatibilidad de deformaciones fue necesario emplear el método de las rigideces, que para mí es el que nos arroja resultados más confiables.

Por la clase de suelo que estamos estudiando (suelos cohesivos totalmente saturados), es conveniente realizar la estructura de cimentación a base de cimientos continuos, siendo estos la mejor opción para cimentar, en esta clase de suelo.

Cabe hacer hincapié que al obtener los resultados de los asentamientos es necesario verificar que estos no excedan los límites admisibles, ya que debemos de estar dentro del rango de estos valores, así mismo es conveniente mencionar que los asentamientos permisibles son los asientos (totales y diferenciales) máximos que tolera la estructura, incluyendo entrepisos y tabiques, sin que se produzcan daños, como fisuras, descensos o giros que inutilicen la obra; y éste depende de muchos factores incluyendo el tipo, forma, situación y finalidad de la estructura, así como la forma, velocidad, causa y origen del asentamiento.

El asentamiento tiene importancia por tres razones, incluso aunque la falla no sea inminente: aspecto, condiciones de servicio y daños de la estructura. Los asentamientos pueden alterar el aspecto de una estructura, provocando grietas en los muros exteriores, y en los revocos de las paredes interiores. También pueden dar lugar a que una estructura se incline lo suficiente para que pueda apreciarse a simple vista su inclinación.

El asentamiento puede inferir con el servicio de una estructura en diversas formas; por ejemplo, las grúas y otros tipos de maquinaria pueden dejar de funcionar correctamente; las bombas, compresores, etc. Pueden desajustarse; y las unidades de seguimiento como el radar pierden precisión. El asentamiento puede producir el fallo estructural de un edificio y su colapso, de ahí la importancia que el resultado de nuestro cálculo este dentro del rango de los asentamientos permisibles.

En relación con los cálculos realizados respecto al ejemplo demostrativo, se logra observar que se pretende ejemplificar lo mencionado a lo largo de este escrito, así es que se realizaron paso a paso los cálculos necesarios para obtener el armado y dimensiones de la cimentación que requiere nuestra estructura para que no sufra daños, teniendo en cuenta que no debe de rebasar los asentamientos admisibles.

Analizando nuestros resultados y realizando las comparaciones necesarias para verificar que armado y dimensiones son mejor para la correcta ejecución de nuestra construcción, observamos claramente que ambos cálculos nos arrojaron resultados muy similares en cuanto al armado y dimensiones, solo el cambio que se ve muy relevante es en la cuestión de los asentamiento, puesto como se mencionó en los capítulos anteriores se calculó el asentamiento inmediato y el diferido haciendo referencia que el inmediato es del orden de 5 cm y el diferido es alrededor de 15 cm, tomando en cuenta un tiempo de consolidación de 50 años, así es que la suma de ambos nos da un asentamiento a largo plazo alrededor de 50 años de 20 cm, y realizando la comparación necesaria con los asentamientos permisibles de la tabla A2.1 del anexo 2, observamos que estamos dentro del rango ya que para cajones y losas de cimentación el rango es de 7.5 a 30 cm. Además corroboramos que los asentamientos diferenciales son menores que 0.004 (asentamiento diferencial permisible, marcado por las normas técnicas complementarias de cimentaciones).

Por lo anterior, para cuestiones de diseño tomaremos las dimensiones y armado obtenido en el cálculo del asentamiento inmediato; solo que tendremos presente que nuestra estructura, por estar desplantada en un suelo cohesivo totalmente saturado y las dimensiones con las que cuenta, llegará a presentar asentamientos total alrededor de 20 cm en unos 50 años, y así, de esta manera debemos contemplar dicha situación al instante en el cual diseñemos y construyamos nuestra estructura.

Es claro que el fenómeno de los asentamientos debemos de tomarlo muy en cuenta, ya que estos nos representan una parte muy importante para el comportamiento y funcionalidad de nuestra estructura. Debemos tener muy en cuenta que los asentamientos dependen generalmente del tipo de suelo en el cual vallamos a desplantar nuestra

cimentación, puesto que en suelos blandos los asentamientos son altos y en suelos duros son algo pequeños.

Finalmente la interacción suelo-estructura es un método muy eficiente, ya que nos permite:

- Comprobar la compatibilidad de deformaciones entre la estructura y el terreno.
- Obtener el diagrama de reacciones, los asentamientos y los elementos mecánicos en cada nudo.
- Realizar el diseño estructural de nuestra cimentación en base a los elementos mecánicos.
- Obtener el asentamiento total, realizando un cálculo para el asentamiento a corto plazo, y realizar otro cálculo para el asentamiento a largo plazo, y no dejar que exceda el asentamiento permisible.
- Obtener los asentamientos diferenciales, y no dejar que excedan los asentamientos diferenciales permisibles.

ANEXOS

ANEXO 1

TEORIA DE CONSOLIDACIÓN DE TERZAGHI

AI.1 DEFORMACIÓN VERTICAL DE UN ESTRATO DE ARCILLA

Consideremos un estrato de arcilla de espesor h_1 , el cual, al ser sometido a un incremento de carga, sufre una deformación vertical δ (figura 1), quedando con un espesor final h_2 .

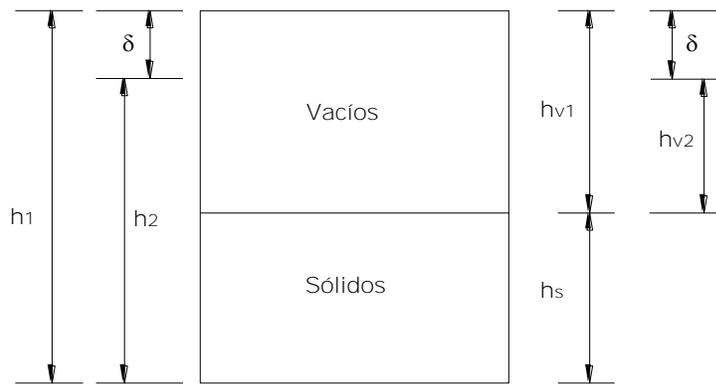


Figura 1. Deformación de un elemento de suelo.

Por lo tanto:

$$\delta = h_1 - h_2 \dots\dots\dots(1)$$

Sus relaciones de vacíos inicial y final son (fig 1)

$$e_1 = \frac{h_{v1}}{h_s} \dots\dots\dots(2)$$

$$e_2 = \frac{h_{v2}}{h_s} \dots\dots\dots(3)$$

Supongamos que la compresión vertical se debe únicamente a una reducción de los vacíos del suelo, entonces (figura 1):

$$h_1 = h_{v1} + h_s \dots\dots\dots(4)$$

$$h_2 = h_{v2} + h_s \dots\dots\dots(5)$$

Reemplazando las ecuaciones 4 y 5 en la ecuación 1, tenemos:

$$\delta = h_{v1} - h_{v2} \dots\dots\dots(6)$$

Sustituyendo las ecuaciones 2 y 3 en la ecuación 6:

$$\delta = e_1 h_s - e_2 h_s = h_s (e_1 - e_2)$$

Dividiendo ambos miembros entre h_1

$$\frac{\delta}{h_1} = \left(\frac{h_s}{h_1} \right) (e_1 - e_2)$$

Tomando en cuenta las ecuaciones 4 y 2

$$\frac{\delta}{h_1} = \left[\frac{h_s}{(h_{v1} + h_s)} \right] (e_1 - e_2)$$

$$\frac{\delta}{h_1} = \left[\frac{h_s}{(e_1 h_s + h_s)} \right] (e_1 - e_2)$$

$$\frac{\delta}{h_1} = \left[\frac{1}{(e_1 + 1)} \right] (e_1 - e_2)$$

Ahora hagamos

$$\Delta e = e_1 - e_2 \dots\dots\dots(7)$$

$$\delta = \left(\frac{\Delta e}{e_1 + 1} \right) h_1 \dots\dots\dots(8)$$

La ecuación 8 permite calcular la deformación vertical de un estrato de suelo de espesor h_1 , en función de su decremento de relación de vacíos y de su relación de vacíos inicial.

AI.2 ECUACIÓN DIFERENCIAL DE LA CONSOLIDACIÓN PRIMARIA.

Sea un estrato de arcilla de espesor H , con el nivel de agua freática (NAF) en la superficie del terreno (figura 2a). Los diagramas de presión total, hidráulica y efectiva se muestran en la figura 2a. consideremos que aplicamos una carga unitaria vertical “ q ” en un área suficientemente grande para que el incremento de presión vertical sea constante con la profundidad; supongamos además que se permite el drenaje en la frontera superior del estrato de arcilla. Los diagramas de presión en el suelo quedan como se indica en la figura 2b.

Calculemos el gasto de salida dV_I y de entrada dV_{II} de un elemento de suelo de espesor dz , situado a la profundidad z (figura 3). La curva de variación de presión hidráulica en un tiempo t se indica en la figura 3.

Obtengamos el gradiente hidráulico a la profundidad z (punto A, figura 3). La altura piezométrica vale (figura 2b):

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + y = \frac{(u_0 + \Delta u)}{\gamma_w} + y$$

$$h = \frac{u_0}{\gamma_w} + \frac{\Delta u}{\gamma_w} + y$$

pero;

$$u_0 = \gamma_w(H - y)$$

$$h = H - y + \frac{(\Delta u)}{\gamma_w} + y$$

$$h = H + \frac{(\Delta u)}{\gamma_w} \dots\dots\dots(9)$$

Llamemos Δu al incremento de presión hidráulica en el punto A (figura 3).

$$(\Delta u)_A = (\Delta u)$$

El incremento de presión hidráulica en el punto B vale (figura 3)

$$(\Delta u)_B = (\Delta u) + \left[\frac{\partial(\Delta u)}{\partial z} \right] dz$$

El gradiente hidráulico en el punto A (flujo vertical) se:

$$i_A = \frac{\partial h}{\partial z}$$

Tomando en cuenta la ecuación 9

$$i_A = \left(\frac{1}{\gamma_w} \right) \frac{\partial(\Delta u)}{\partial z}$$

El gradiente hidráulico en el punto B es:

$$i_B = \left(\frac{1}{\gamma_w} \right) \left(\frac{\partial}{\partial z} \right) \left\{ (\Delta u) + \left[\frac{\partial(\Delta u)}{\partial z} \right] dz \right\}$$

El gasto de salida del elemento (cara I), para un área unitaria en dirección vertical, utilizando la ley de Darcy, vale:

$$\frac{dV_I}{dt} = k \left(\frac{1}{\gamma_w} \right) \frac{\partial(\Delta u)}{\partial z}$$

$$dV_I = k \left(\frac{1}{\gamma_w} \right) \left[\frac{\partial(\Delta u)}{\partial z} \right] dt \dots\dots\dots(10)$$

De forma análoga, el gasto de entrada al elemento (cara II) es:

$$\frac{dV_{II}}{dt} = k \left(\frac{1}{\gamma_w} \right) \left(\frac{\partial}{\partial z} \right) \left\{ (\Delta u) + \left[\frac{\partial(\Delta u)}{\partial z} \right] dz \right\}$$

$$dV_{II} = \left\{ k \left(\frac{1}{\gamma_w} \right) \left(\frac{\partial}{\partial z} \right) \left\{ (\Delta u) + \left[\frac{\partial(\Delta u)}{\partial z} \right] dz \right\} \right\} dt \dots\dots\dots(11)$$

La diferencia entre el gasto de salida y el de entrada será, restando la ecuación 11 a la ecuación 10.

$$\Delta dV = dV_I - dV_{II}$$

$$\Delta dV = - \left(\frac{k}{\gamma_w} \right) \left[\frac{\partial^2(\Delta u)}{\partial z^2} \right] dz dt \dots\dots\dots(12)$$

Por otra parte, la deformación vertical del elemento de espesor dz vale, aplicando la ecuación 8:

$$\Delta d\delta = \left[\frac{de}{(1+e)} \right] dz$$

Y el incremento de volumen, para un área unitaria en dirección vertical:

$$\Delta dV = \left[\frac{de}{(1+e)} \right] dz \dots\dots\dots(13)$$

El coeficiente de compresibilidad se define como:

$$a_v = \frac{de}{dp_v'}$$

$$de = a_v dp_v'$$

Reemplazando en la ecuación 13

$$\Delta dV = \left[\frac{a_v dp_v'}{(1+e)} \right] dz \dots\dots\dots(14)$$

Por otra parte, en un suelo totalmente saturado se cumple:

$$p_v = p_v' + u = p_v' + u_0 + \Delta u$$

$$dp_v = 0 = dp_v' + du_0 + d(\Delta u)$$

$$dp_v' = -d(\Delta u)$$

$$d(\Delta u) = \left[\frac{\partial(\Delta u)}{\partial t} \right] dt$$

$$dp_v' = - \left[\frac{\partial(\Delta u)}{\partial t} \right] dt$$

Sustituyendo en la ecuación 14:

$$\Delta dV = - \left[\frac{a_v}{(1+e)} \right] \left[\frac{\partial(\Delta u)}{\partial t} \right] dt dz \dots\dots\dots(15)$$

Sea

$$m_v = \frac{a_v}{(1+e)} \dots\dots\dots(16)$$

m_v se conoce como coeficiente de compresibilidad volumétrica del suelo.

$$\Delta dV = -m_v \left[\frac{\partial(\Delta u)}{\partial t} \right] dt dz \dots\dots\dots(17)$$

El volumen del agua expulsada de elemento (figura 3) debe ser igual al cambio de volumen del mismo, por lo tanto, las ecuaciones 12 y 17 miden la misma cantidad, y deben ser iguales.

$$- \left(\frac{k}{\gamma_w} \right) \left[\frac{\partial^2(\Delta u)}{\partial z^2} \right] dz dt = -m_v \left[\frac{\partial(\Delta u)}{\partial t} \right] dt dz$$

$$\left(\frac{k}{\gamma_w} \right) \left[\frac{\partial^2(\Delta u)}{\partial z^2} \right] = \left[\frac{\partial(\Delta u)}{\partial t} \right] \dots\dots\dots(18)$$

Sea

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \dots\dots\dots(19)$$

A C_v se le conoce como coeficiente de consolidación del suelo.

$$C_v \left[\frac{\partial^2 (\Delta u)}{\partial z^2} \right] = \left[\frac{\partial (\Delta u)}{\partial t} \right] \dots\dots\dots(20)$$

La ecuación 20 mide la variación del incremento de presión hidráulica en función de la profundidad y del tiempo, y se conoce como la ecuación diferencial del fenómeno de consolidación primaria para flujo vertical.

AI.3 SOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN DIFERENCIAL DE CONSOLIDACIÓN.

Para la solución de la ecuación diferencial de la consolidación.

$$C_v \left[\frac{\partial^2 (\Delta u)}{\partial z^2} \right] = \left[\frac{\partial (\Delta u)}{\partial t} \right] \dots\dots\dots(20)$$

Se convienen las siguientes condiciones frontera (figura 2b).

$$\Delta u = 0, \text{ para } z = 0 \text{ y}$$

$$z = 2H_e, \text{ para todo } t < 0.$$

Con la siguiente condición inicial:

$$\Delta u = q, \text{ para } t = 0^+, \text{ y } 0 < z < 2H_e.$$

Para estas condiciones la solución de la ecuación 20 es (ref. 1)

$$\Delta u = q \sum_{i=0}^{\infty} \left\{ \frac{4}{(2i+1)\pi} \operatorname{sen} \left[\frac{(2i+1)\pi z}{2H_e} \right] \left[-\frac{(2i+1)^2 \pi^2 T}{4} \right] \right\} \dots\dots\dots(21)$$

donde

$$T = \frac{C_v t}{H_e} \dots\dots\dots(22)$$

A T se le denomina factor tiempo.

A1.4 GRADO DE CONSOLIDACIÓN DE UN ESTRATO DE ARCILLA.

Se define el grado o porcentaje de consolidación a la profundidad z de la siguiente forma (figura 4).

$$U_z(\%) = \left(\frac{AC}{AB} \right) (100) = \left[\frac{(q - \Delta u)}{q} \right] (100)$$

$$U_z(\%) = \left(1 - \frac{\Delta u}{q} \right) (100) \dots\dots\dots(23)$$

Se define el grado o porcentaje de consolidación de un estrato de arcilla de espesor H = 2H_e de la siguiente forma (figura 4).

$$U(\%) = \frac{\int_0^{2H_e} (q - \Delta u) dz}{q(2H_e)} (100) \dots\dots\dots(24)$$

$$U(\%) = (100) \left\{ 1 - \left[\frac{1}{q(2H_e)} \right] \int_0^{2H_e} (\Delta u) dz \right\} \dots\dots\dots(25)$$

Tomando en cuenta la ecuación 21

$$\int_0^{2H_e} (\Delta u) dz = q \int_0^{2H_e} \sum_{i=0}^{\infty} \left\{ \frac{4}{(2i+1)\pi} \operatorname{sen} \left[\frac{(2i+1)\pi z}{2H_e} \right] \left[\frac{-(2i+1)^2 \pi^2 T}{4} \right] \right\}$$

$$\int_0^{2H_e} (\Delta u) dz = q \int_0^{2H_e} \sum_{i=0}^{\infty} \left\{ \left[\frac{4}{(2i+1)\pi} \right] \left[\frac{-(2i+1)^2 \pi^2 T}{4} \right] \left[-\frac{2H_e}{(2i+1)} \cos \left[\frac{(2i+1)\pi z}{2H_e} \right] \right] \right\}$$

$$-\cos \left[\frac{(2i+1)\pi z}{2H_e} \right] = -[\cos(2i+1)\pi - \cos 0 = -(-1 - 1) = 2]$$

$$\int_0^{2H_e} (\Delta u) dz = q(2H_e) \sum_{i=0}^{\infty} \left\{ \left[\frac{8}{(2i+1)^2 \pi^2} \right] \left[\frac{-(2i+1)^2 \pi^2 T}{4} \right] \right\}$$

Sustituyendo en la ecuación 25

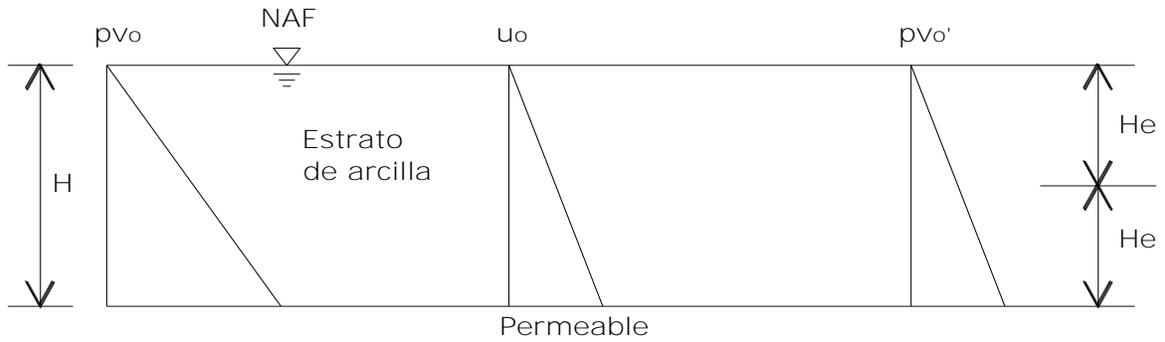
$$U(\%) = (100) \left[1 - \sum_{i=0}^{\infty} \left\{ \left[\frac{8}{(2i+1)^2 \pi^2} \right] \left[-\frac{(2i+1)^2 \pi^2 T}{4} \right] \right\} \right] \dots\dots\dots(26)$$

En la ecuación 26 observamos que el porcentaje de consolidación de un estrato depende únicamente del factor tiempo: $U = f(T)$. En la tabla se muestran los valores de U en función de T (ref. 1).

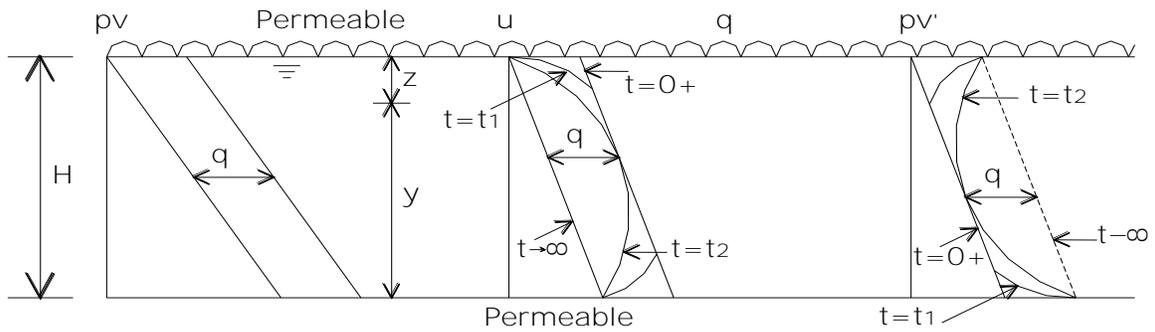
TABLA 1

RELACIÓN TEÓRICA U(%) - T	
U(%)	T
0	0
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	∞

(Tomada de Juárez Badillo y Rico, 1976)



a) Diagramas de presión iniciales.



b) Diagramas de presión con un incremento de carga repartida q .

Figura 2. Estrato sometido a un incremento de carga q .

FIG. 2 Estrato sometido a un incremento de carga q .

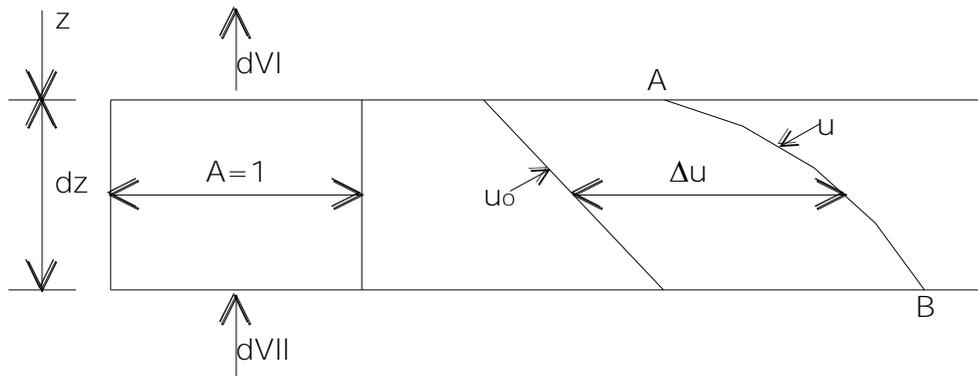


Figura 3. Flujo vertical a través de un elemento de suelo.

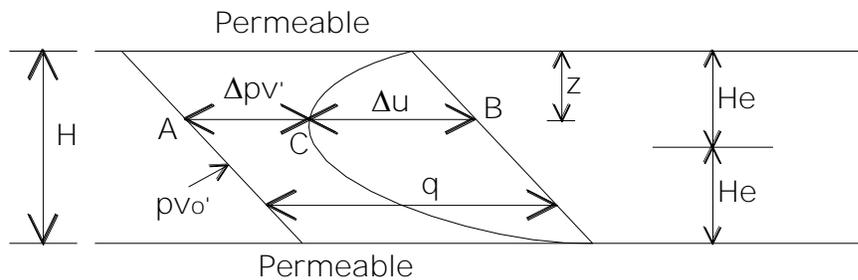


Figura 4. Grado de consolidación de un estrato de arcilla de espesor H .

Fig 4 Grado de consolidación de un estrato de arcilla de espesor H .

ASENTAMIENTOS PERMISIBLES

El asentamiento permisible de la cimentación de una estructura, es aquel asentamiento que se presenta de tal manera que no se presente daño funcional de dicha estructura, siendo de interés las siguientes instalaciones o elementos:

Tabla A2.1 Asentamientos Permisibles

ELEMENTO O INSTALACIÓN	ASENTAMIENTO PERMISIBLE
Obras de drenaje	15 a 30 cm
Accesos a la estructura	30 a 60 cm
Muros de mampostería	2.5 a 5 cm
Marcos estructurales de concreto o acero	5 a 10 cm
Losas o cajones de cimentación	7.5 a 30 cm

Tomado de Sowers (1962)

Los valores mayores son para asentamientos en terrenos de cimentación homogéneos y estructuras de buena calidad de construcción. Los valores menores son para asentamientos en terrenos de cimentación con estratigrafía errática y estructuras de regular calidad de construcción.

REFERENCIAS

REFERENCIAS

1. Juárez Badillo, E Y Rico, A, *Mecánica de Suelos*, 3ra Edición, 1976.
2. Mooser, F. “Consideraciones geológicas acerca del Pozo Texcoco PP-1”, informe presentado a proyecto Texcoco, 1970 y Marsal, R.J. y Graue, R. “El Subsuelo de Lago de Texcoco” Volumen Carrillo, Publicación de la Secretaria de Hacienda y Crédito Público, México, D.F., 1969, pp. 167-202)
3. Mooser, F. “Tefracronología de la cuenca de México para los últimos 30 000 años”, INAH, boletín No 30, dic 1967.
4. Sears, P.B. y Clisby, J.H. “Palinology in Southern North America”
5. Deméneghi Colina A, Puebla Cadena M, y Sanginés García H, *Apuntes de Análisis y Diseño de Cimentaciones*, Facultad de Ingeniería, UNAM, Tomo I, 2006.
6. Lambe, T W y Whitman, R V, *Soil Mechanics*, Wiley, 1969.
7. Schlosser, F, *Elements de Mecanique de Sols*, Presses de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, París, 1988.
8. Duncan, J M y Chang, C Y, “Non linear analysis of stress and strain in soil”, *Tour Soil Mech Found Div, ASCE, SM5*, sept 1970.
9. Mitchell, J K, *Fundamentals of Soil Behavior*, 2nd edition, Wiley, 1993.
10. Alberro, J, “Investigaciones sobre el metropolitano de la ciudad de México. Mediciones efectuadas en las excavaciones”, *Rev Ingeniería, Facultad de Ingeniería, UNAM*, julio-sept 1970.
11. Zeevaert, L, *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, Van Nostrand Reinhold, 1973.
12. Zeevaert, L, *Interacción Suelo-Estructura de Cimentación*, Limusa, 1980.
13. Meli, R, *Diseño Estructural*, Cap, 7 Limusa, 1985.
14. Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Gobierno del Distrito Federal, 2004.
15. Skempton, A W y Bjerrum, L, “A contribution to the settlement analysis of foundations on clay”, *Géotechnique*, 7(4): 168-178, 1957.

16. Skempton, A W “The pore pressure coefficients A and B”, *Géotechnique*, 4: 143-147, 1954.
17. Características Geológicas y Geotécnicas del Valle de México, Departamento del Distrito Federal, septiembre 1986.