

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA

TESIS:

**DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL EN SUELO
FRICCIONANTE.**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTAN:

FLORES MEJÍA JOSÉ LUIS

MUÑIZ HERNANDEZ GAMALIEL

DIRECTOR:

M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN EN SUELO FRICCIONANTE.

INDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
--------------------------	----------

CAPÍTULO UNO. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DEL VALLE DE MÉXICO

1.1 Marco geológico general.....	3
1.2. Depósitos del Lago.....	4
1.2.1. Proceso de formación de los suelos.....	5
1.2.2. Características Estratigráficas.....	6
1.3. Depósitos de transición.....	8
1.3.1 Condición interestratificada del poniente.....	10
1.3.2 Condición abrupta cercana a los cerros.....	12
1.4 Depósitos de lomas.....	12
1.4.1 Zona Poniente.....	13
1.4.1.1 Sierra de las cruces.....	13
1.4.1.2 Pedregal del Xitle.....	14
1.4.4 Zona Norte.....	15
1.5 Zonificación Geotécnica actual.....	16

CAPÍTULO DOS. EXPLORACION DEL SUELO.....19

2.1 Ensayos de Campo.....	20
2.1.1 Ensayo de penetración estándar (SPT).....	20
2.1.1.1 Principio y realización del ensayo.....	20
2.1.1.2 Aplicabilidad de la prueba.....	22
2.1.1.3 Factores del sistema que afectan el resultado.....	22
2.1.1.4 Otras correcciones del valor de N en el SPT.....	25
2.1.1.5 Utilización de los factores de corrección.....	27
2.1.1.6 Contenido del Informe de resultados en un ensayo SPT.....	27
2.1.2 Ensayo de penetración estática (CPT) y el piezocono (CPTU).....	28
2.1.2.1 Principio y realización del ensayo.....	28
2.1.2.2 Interpretación de resultados.....	31
2.1.2.3 Contenido del informe de resultados en un ensayo (CPT) o (CPTU).....	31
2.1.3 Ensayo de carga con placa (PLT).....	32
2.1.3.1 Principio y realización del ensayo.....	32
2.1.3.2 Interpretación de resultados.....	35
2.1.3.3 Contenido del informe de resultados en un ensayo (CPT) o (CPTU).....	37

2.1.4	Ensayo con presurómetro (PMT).....	37
2.1.4.1	Principio y realización del ensayo.....	37
2.1.4.2	Interpretación de los resultados.....	43
2.1.4.3	Contenido del informe de resultados en un ensayo (PMT).....	44
2.1.5	Ensayo con dilatómetro plano (DMT).....	44
2.1.5.1	Principio y realización del ensayo.....	44
2.1.5.2	Interpretación de los resultados.....	47
2.1.5.3	Contenido del informe de resultados en un ensayo (DMT).....	48
2.2	Pruebas de laboratorio.....	49
2.2.1	Determinación de propiedades índice.....	49
2.2.1.1	Análisis granulométrico.....	49
2.2.1.2	Contenido de natural de agua.....	55
2.2.1.3	Densidad relativa.....	56
2.2.1.4	Peso específico.....	57
2.2.1.5	Permeabilidad.....	57
2.2.2	Pruebas de resistencia.....	62
2.2.1	Prueba de compresión simple.....	63
2.2.4	Prueba rápida o compresión triaxial no consolidada no drenada (UU).....	64

CAPÍTULO TRES. REVISIÓN DE LA SEGURIDAD DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN.....65

3.1	Estados límite de falla.....	66
3.1.1	Capacidad de carga de un suelo friccional.....	66
3.1.1.1	Teoría de Terzaghi de capacidad de carga.....	66
3.1.1.2	Capacidad de carga de un suelo friccional. Mecanismo de Prandtl.....	69
3.1.1.3	Consideraciones en caso de falla local o falla general.....	72
3.1.1.4	Efecto de la forma de la cimentación.....	73
3.1.1.5	Capacidad de carga resistente. Factores de resistencia.....	73
3.1.1.6	Presión última sobre el terreno. Factores de Carga.....	74
3.1.1.7	Efecto de la presencia del nivel de agua freática (NAF).....	75
3.1.1.8	Revisión de la capacidad de carga del terreno de cimentación.....	76
3.1.1.9	Cimiento sometido a carga vertical y momento.....	77
3.1.2	Licuación de arenas.....	78
3.1.2.1	Naturaleza del fenómeno.....	78
3.1.2.2	Descripción del mecanismo de licuación.....	79
3.1.2.3	Evaluación del potencial de licuefacción.....	80

3.1.2.4 Relación de tensiones cíclicas CSR.....	81
3.2 Estados límite de servicio.....	85
3.2.1 Deformaciones de compresión en suelos friccionantes.....	85
3.2.1.1 Naturaleza del problema.....	85
3.2.1.2 Factores que influyen en las deformaciones por compresión de los suelos friccionantes.....	87
3.2.1.3 Métodos utilizados para predecir asentamientos en suelos friccionantes.....	89
3.2.1.4 Método de Burland y Burbridge.....	91
3.2.1.5 Método de Schmertmann.....	95
3.2.1.6 Método de Agustín Deméneghi Colina.....	99
3.2.1.7 Método de Kondner.....	107
CAPÍTULO CUATRO. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN.....	111
4.1 Determinación de elementos mecánicos.....	111
4.2 Tensión diagonal.....	115
4.3 Flexión.....	116
4.4 Penetración.....	120
4.4 Refuerzo por cambios volumétricos.....	122
CAPÍTULO CINCO. EJEMPLO DE DISEÑO.....	125
5.1 Revisión de los estados límite de servicio.....	126
5.1.1 Determinación del asentamiento.....	126
5.1.1.1 Método de Burland y Burbidge.....	126
5.1.1.2 Método de Schmertmann.....	130
5.1.1.3 Método de Agustín Deméneghi Colina.....	135
5.1.1.4 Método de Kondner.....	144
5.1.1.5 Tabla resumen de asentamientos calculados.....	152
5.2 Revisión de los estados límite de falla.....	152
5.2.1 Determinación de la capacidad de carga.....	152
5.2.1.1 Revisión para el primer tipo de combinación.....	153
5.2.1.2 Revisión para el segundo tipo de combinación.....	156
5.3 Evaluación del potencial de licuación del suelo.....	159
5.3.1 Evaluación de la resistencia a la penetración modificada.	159
5.3.2 Evaluación de la resistencia sísmica normalizada (τ/σ'_0).....	160
5.4 Diseño estructural de la zapata.....	161
5.4.1 Determinación de elementos mecánicos.....	161
5.4.2 Revisión por penetración del elemento.....	163
5.4.3 Revisión por tensión diagonal.....	166
5.4.4 Revisión por flexión.....	168

5.4.5 Revisión del refuerzo por cambios volumétricos.....171
5.4.6 Propuesta de armado de la zapata.....172

CAPÍTULO SEIS. CONCLUSIONES.....173

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....175

INTRODUCCIÓN.

Dentro del ámbito de la ingeniería civil se tiene una rama especializada la cual se encarga de aplicar la ciencia y práctica enfocadas a los materiales naturales encontrados cerca de la superficie de la tierra, llamada Ingeniería geotécnica. En un sentido más particular integra la aplicación de los principios fundamentales de la mecánica de suelos y de rocas, así como la geología para lograr con éxito la edificación de estructuras que buscan el beneficio y desarrollo del ser humano.

El lograr una buena edificación (edificios, presas, terraplenes, etcétera) conlleva de antemano tener la cimentación adecuada para las condiciones reflejadas por el subsuelo del lugar. Es por ello que al realizar el diseño de una cimentación se tienen que considerar dos medios: la estructura y el subsuelo.

En primer lugar el tener un conocimiento detallado de la estructura nos permitirá determinar con certeza el tipo, la distribución y magnitud de las cargas que la cimentación transmitirá al subsuelo, ya que para cada tipo de carga los efectos en cimentación y en el terreno de cimentación serán diferentes.

En segundo lugar el subsuelo que es el medio donde se encuentran fundadas nuestras estructuras; adquiere una importancia vital debido ha que en conjunto con la estructura definirán el tipo de cimentación a diseñar en cada caso particular.

El lograr el diseño adecuado de la cimentación se logra en primer lugar teniendo una estimación preliminar de las características del terreno de cimentación auxiliándonos primordialmente de la geología, teniendo esta caracterización procedemos a realizar una exploración detallada de acuerdo al tipo de subsuelo, la cual consiste en realizar exploraciones, muestreos, ensayos de campo y ensayos de laboratorio los que en su conjunto nos ofrecerán un conocimiento razonablemente y certero de las propiedades físicas y disposición de los materiales del subsuelo.

Cuando ya se tiene pleno conocimiento de la caracterización del sistema de cargas y se tienen las propiedades mecánicas del subsuelo, se procede a revisar la seguridad estructural del terreno de cimentación ante los estados límite de falla y de servicio, una vez superadas estas etapas en el diseño, y sabiendo del tipo de cimentación a utilizar (cimentación superficial, cimentación profunda) se procede a realizar el análisis y diseño estructural de la cimentación.

Como tercer punto a considerar y muchas veces influye en la definición de la cimentación óptima para un edificio y subsuelo dados es el costo, nunca dejando de lado que se cumpla con todos los requisitos de seguridad.

ALCANCES.

El presente trabajo se a enfocado en realizar el diseño de una cimentación superficial en un suelo friccionante considerando los puntos de importancia mencionados.

La tesis está estructurada como sigue:

El capítulo uno contiene información de la geología y la zonificación del área urbana basada en las propiedades mecánicas y de resistencia de los depósitos característicos de la cuenca en la Ciudad de México. En él se informa de investigaciones que permiten reconstruir con mayor precisión la historia de la cuenca y entender mejor sus características litológicas y tectónicas. También se informa de la estratigrafía y las propiedades mecánicas del subsuelo.

En el capítulo dos se hace hincapié en la selección correcta de los métodos de exploración, en los ensayos en campo y en los ensayos de laboratorio aplicables en el caso particular de los suelos fricciónenles, se explican los procedimientos de las pruebas de campo y laboratorio que deben realizarse para conocer las propiedades físicas en suelos granulares.

El capítulo tres se describen algunos de los métodos que se pueden utilizar para realizar la revisión de la seguridad del terreno en donde estará la cimentación, en el caso particular del estado límite de servicio de deformación del suelo se describen los cuatro métodos diferentes utilizados.

En el capítulo cuatro se describe el proceso de revisión y diseño estructural de una cimentación superficial (zapata aislada rectangular) basado en el cumplimiento de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto

En el capítulo cinco se ejemplifica la aplicación del proceso de diseño geotécnico de la cimentación, así como el proceso de diseño estructural de la cimentación seleccionada, en un problema que refleja los aspectos que esta investigación tratará.

Finalmente, el capítulo seis contiene las conclusiones de esta investigación.

CAPITULO UNO

CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DEL VALLE DE MÉXICO

1.1 MARCO GEOLÓGICO GENERAL.

La información geológica es fundamental para orientar sobre las condiciones del subsuelo donde se proyecta la construcción de nuevas obras de ingeniería. El subsuelo de la ciudad de México es de origen volcánico y lacustre, producto de un largo proceso geológico que dio origen a la Cuenca de México.

El origen de la cuenca de México está vinculado con la tectónica regional que controla la disposición y los mecanismos eruptivos del Eje Neovolcánico transversal Mexicano, región localizada entre los 19° y 20° de latitud norte que se extiende desde las costas del océano pacífico en Nayarit hasta el Golfo de México en los litorales de Veracruz, con una elevación media de 2500 metros sobre el nivel del mar, con una longitud de 1000 km. y una amplitud de entre 50 y 250 km. aproximadamente.

Del conjunto de cuencas originadas por la intensa actividad volcánica del Eje Neovolcánico, la cuenca de México es una de las más grandes, con un área aproximada de 9600 Km.² y una longitud máxima de 140 Km. medida de este a oeste, localizada entre los paralelos 19° 01' 18" y 20° 19' 12" de latitud norte y entre los meridianos 98° 31' 58" y 99° 30' 52" de longitud oeste, con una elevación media de 2,240 msnm. La cuenca de México es cerrada (con desagüe artificial en la actualidad), quedando limitada al norte por las cierras de Tepozotlán, Tezontlalpan y Pachuca; al oriente la sierra de Calpulalpan y la sierra Nevada; al sur por la sierra de Chichinautzin; y al poniente con la sierra de las cruces, Monte Alto y Monte Bajo.

Del total de la superficie de la Cuenca de México (9,600 km.²), aproximadamente el 40% corresponde a la altiplanicie formada en el fondo de la cuenca y el 60% corresponde a terreno accidentado perteneciente a las sierras que la rodean completamente.

En este marco Federico Mooser (1996) explica en siete fases la evolución que este territorio a tenido a lo largo del tiempo geológico y que define la configuración del relieve de la actual Cuenca de México.

La primera fase se desarrolla en el Terciario Inferior, originando rocas volcánicas que no afloran en la superficie, pero que existen a una profundidad de 2,265 m. La segunda fase ocurre en el Oligoceno Medio, y se caracteriza por la existencia de numerosas coladas de lava de composición intermedia y ácida, con afloramientos representativos en la región de Huehuetoca y el poblado de Coyotepec.

El Oligoceno Superior es el escenario de la tercera fase, en ella tiene desarrollado la base de lo que más tarde serán las Sierras Mayores localizadas al este y oeste de la actual Cuenca de México. El tipo de roca que caracteriza este periodo es de composición ácida y forma grandes depósitos de dacitas y riolitas principalmente. Son de esta época pequeñas elevaciones aisladas: Peñón de los Baños, Tlapacoya, Zacaltépetl y Chapultepec. Durante el Mioceno aparece la cierra de Guadalupe, misma que marca el inicio de la cuarta fase, este complejo volcánico esta constituido de lavas intermedias y ácidas; otras estructuras asociadas son la Sierra de Tepozotlán, Los Pitos, Patlachique y el Terpozan.

Al termino del Mioceno inicia la quinta fase volcánica, con la formación de las cierras mayores, al oeste la de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo, al este la Sierra Nevada y Río Frío. Estas sierras son resultado de una actividad volcánica de composición intermedia y ácida.

El Pleistoceno es el escenario donde se desarrolla la sexta fase volcánica, donde hubo predominio de materiales andesito-basálticos que formaron los cerros de Chimalhuacan, Chiconautla, el Peñón del Marques, el cerro de la estrella y el cerro gordo.

La séptima fase culmina en el Cuaternario Superior con la formación de la Sierra de Chichinautzi hace un millón de años aproximadamente, la cual fue resultado de la edificación de más de un centenar de conos, derrames lávicos y material piroclástico. Debido a la formación de este conjunto volcánico, en la parte sur del antiguo Valle de México durante esta etapa, quedan establecidos los rasgos morfológicos actuales que dieron origen a la Cuenca de México.

1.2 DEPÓSITOS DEL LAGO.

Los depósitos de la planicie del Valle de México son los que comúnmente se conocen como depósitos del lago. Hay que señalar que ello es solamente válido y correcto 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 a la evapo-transpiración, el que desaparece cuando esta superaba a las lluvias. Obviamente, el factor que denomina 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 formación de suelos. El lago subsistía durante las épocas de calor (sequía) en las partes centrales de la cuenca, continuando aquí su depósito de arcillas (lacustres); en las partes marginales (transición) ocurría lo contrario, donde entre arcillas lacustres se intercalaban frecuentemente 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 ese lapso, que corresponde al Pleistoceno Superior, se han desarrollado en el Hemisferio Norte dos glaciaciones (clima frío) con tres periodos interglaciares (clima moderado a caliente). El clima de la cuenca del Valle de México ha sido una función directa de dichos cambios, razón por la cual se puede reconocer en la secuencia estratigráfica de los depósitos del lago las grandes variaciones climáticas. Esta circunstancia, combinada con un 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 (Mooser, 1985). 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 (Zeevaert, 1953) la primera interpretación de la secuencia estratigráfica de los depósitos lacustres. Mooser (Mooser, 1985) le ha agregado información reciente, fundamentalmente sobre la interpretación de 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 Fig. 1.1 se presenta en forma sintética la interpretación de la estratigrafía propuesta por Mooser. Se puede notar que las erupciones de arenas azules, ocurridas hace 170 000 años, representan lo que antes se definía como formación Tarango (Zeevaert, 1953)

1.2.1 PROCESO DE FORMACIÓN DEL SUELO.

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 microorganismos 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 arenas basálticas 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 las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios graduales

debido a las condiciones topográficas del fondo del lago; alcanzan su 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 Texcoco, demostrando que esta región del lago tuvo escasos y breves periodos de sequía.

1.2.2 CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS

A) COSTRA SUPERFICIAL (CS).

Este Estrato está integrado por tres substratos, que constituyen una secuencia de materiales naturales cubiertos con un relleno superficial heterogéneo, a saber:

Relleno superficial (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 consecuencia de una disminución 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 identificará como serie lacustre superior y tiene un espesor que varía entre 25 y 50 m aproximadamente. A continuación se describen brevemente las características de los estratos que integran esta serie arcillosa.

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. Estos suelos se han indicado como normalmente consolidados para las

sobrecargas actuales, porque 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 de 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 ocasionales 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 orillas del lago. Desde el punto de vista geológico este estrato se desarrolló en el periodo interglacial Sangamon.

D) SERIE ARCILLOSA LACUSTRE INFERIOR.

Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior; el espesor de este estrato es unos quince metros al centro del lago y prácticamente desaparece en sus orillas.

E) 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, está más endurecida, debajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

1.3 DEPÓSITOS 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 boleos. Obviamente, las aportaciones fluviales de Las Lomas al gran vaso de sedimentación, que es la planicie, se depositan especialmente en el quiebre morfológico Lomas – Planicie (Fig. 1.2).

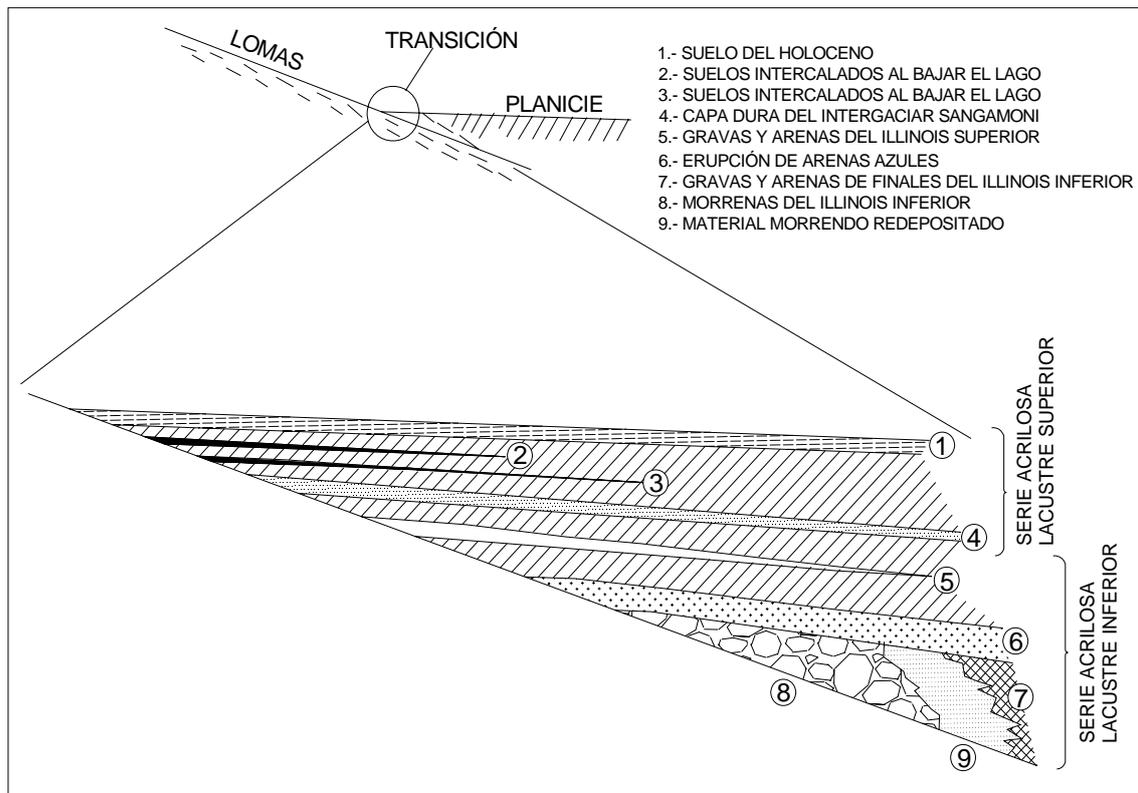


Fig. 1.2. Estratigrafía de la zona de transición

PROFUNDIDAD

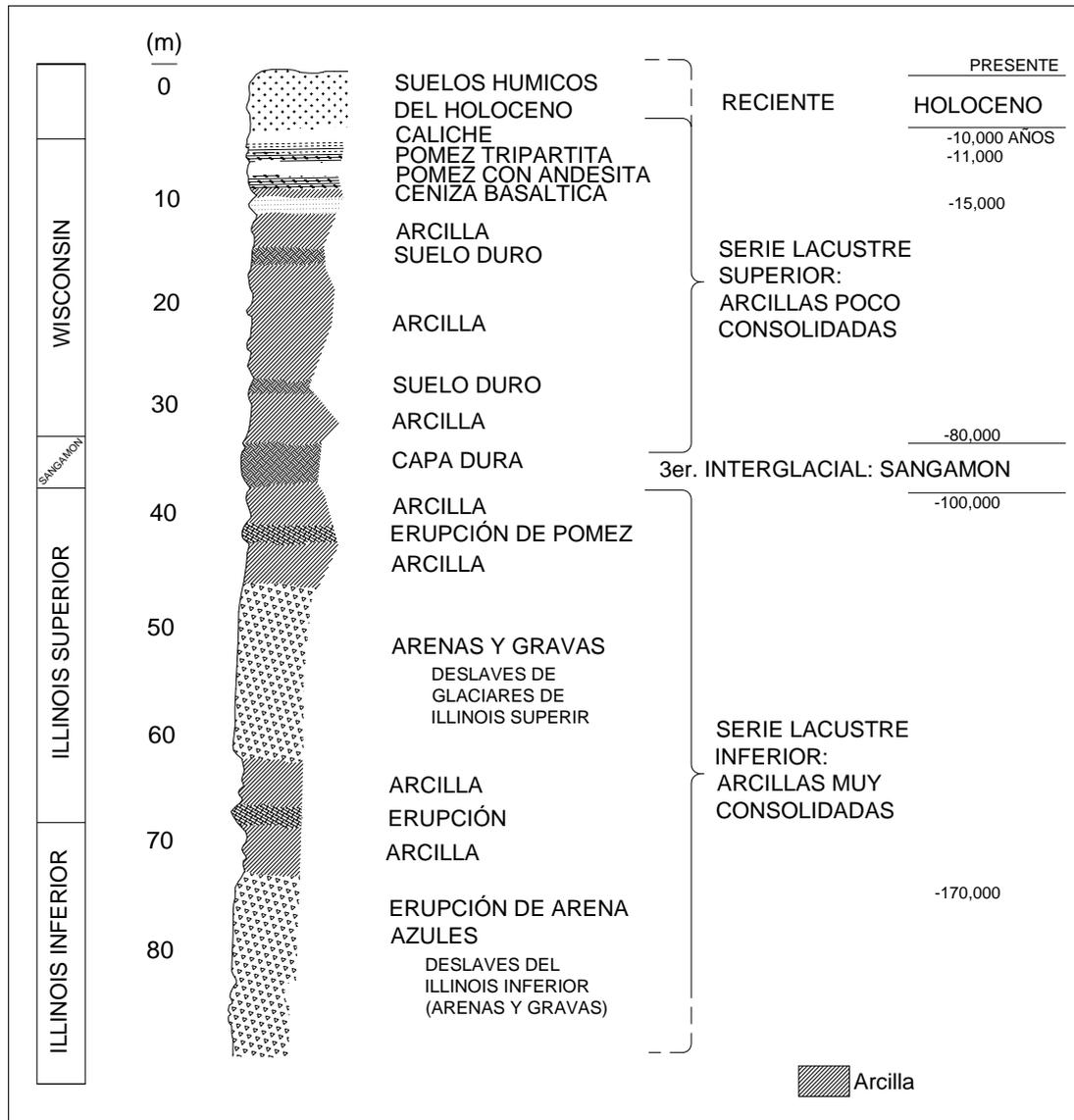


Fig. 1.1 Estratigrafía de la planicie lacustre, Ciudad de México

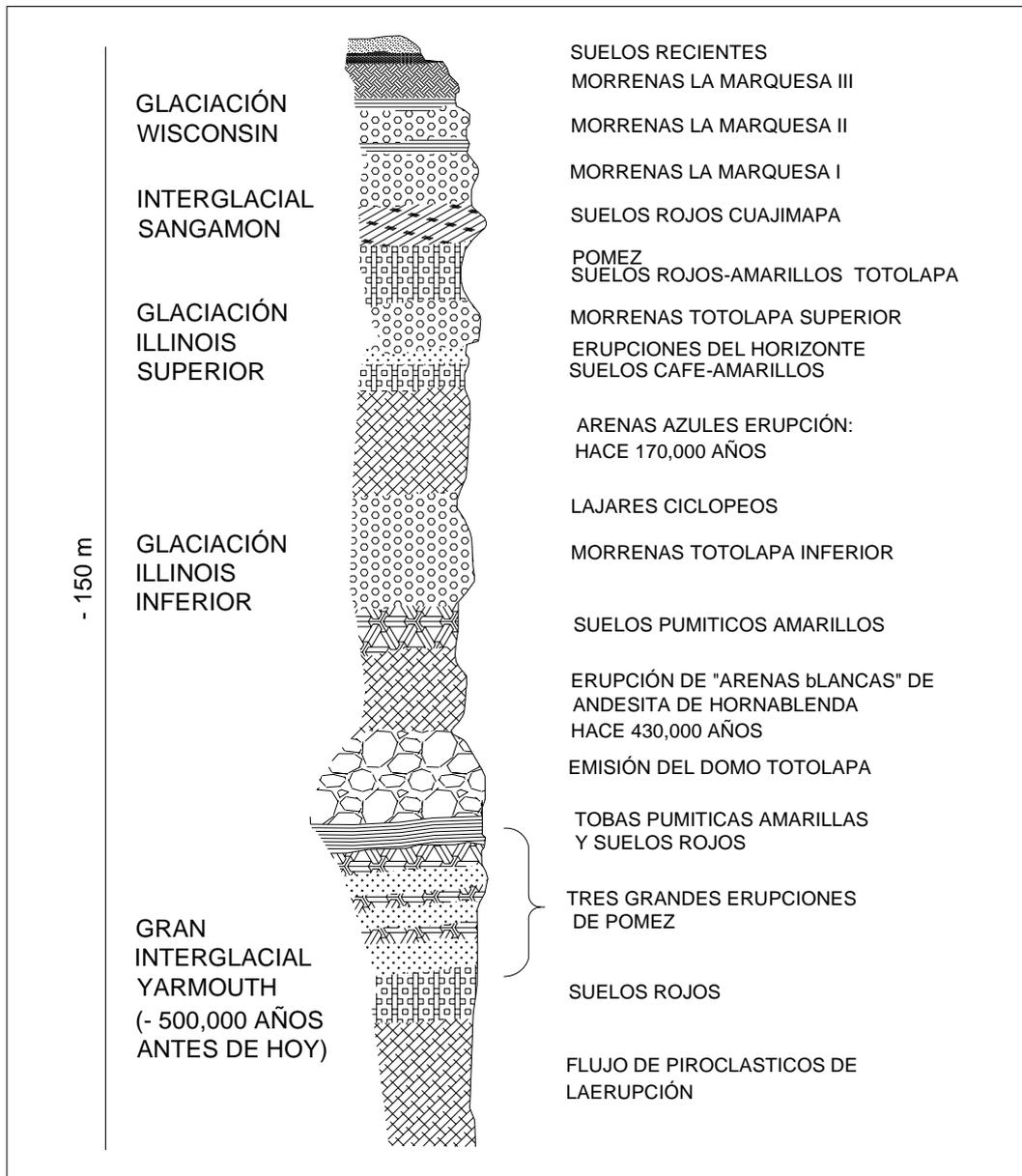


Fig. 1.3 Estratigrafía de Las Lomas

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 Río Hondo, Virreyes, Tacubaya, Barranca del Muerto y San Ángel, depositando morrenas con fuertes volúmenes de clásticos y boleas, lograron formar acumulaciones aluviales extensas que parten del pie de Las Lomas y se adentran en la planicie aluvial.

En la Fig. 1.2 se reproduce este hecho en el corte geológico, que muestra la estratigrafía de la zona de transición.

Los depósitos de transición forman una franja que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle, de los aparatos volcánicos que sobresalen 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, ambas condiciones se describen a continuación.

1.3.1 CONDICIÓN INTERESTRATIFICADA DEL PONIENTE

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas, donde se acumularon los acarrees fluviales que descendieron de las lomas a la planicie; estos depósitos tienen semejanza con deltas, solamente que se extendieron hasta la arcilla del antiguo lago Texcoco, formándose intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas del río (Figs. 1.4 y 1.5). 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 en las barrancas de Las Lomas se derritieron, a finales 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 finales de la Cuarta Glaciación, con mucho menor espesor de las cubiertas de hielo.

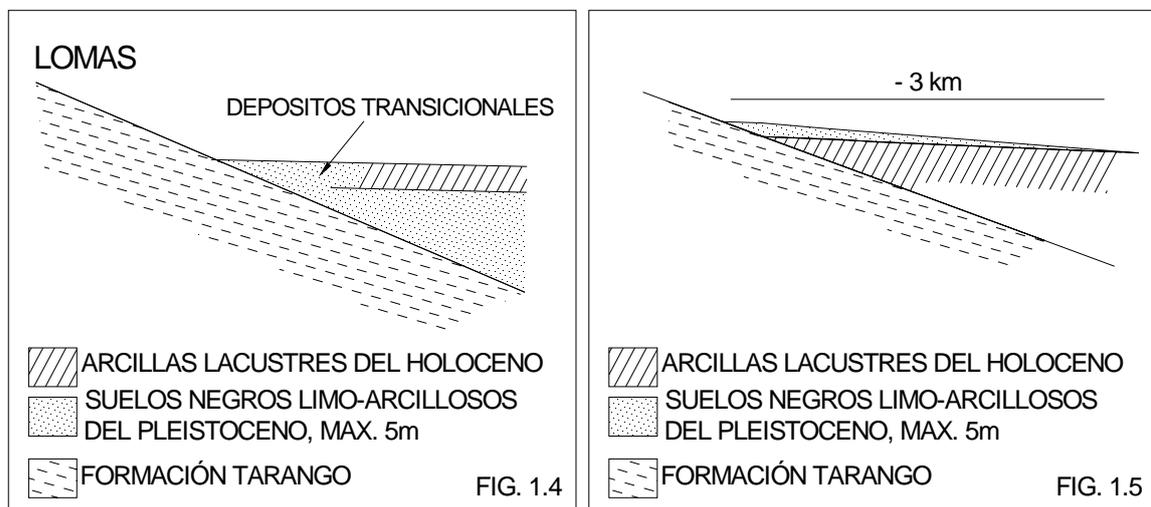


Fig. 1.4 Esquema geológico general de la transición Lomas-planicie de un "delta" aluvial. Fig. 1.5 Esquema geológico general de la transición Lomas-planicie fuera de un "delta" aluvial.

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, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río Hondo. (Fig. 1.6). Por otra parte, los depósitos aluviales pueden ser recientes, y entonces sobre yacen a los depósitos lacustres, tal como lo muestra la Fig. 1.5, tal es el caso de la cubierta de suelos negros, orgánicos, arenosos y limo arcillosos del Holoceno, que se extienden 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.

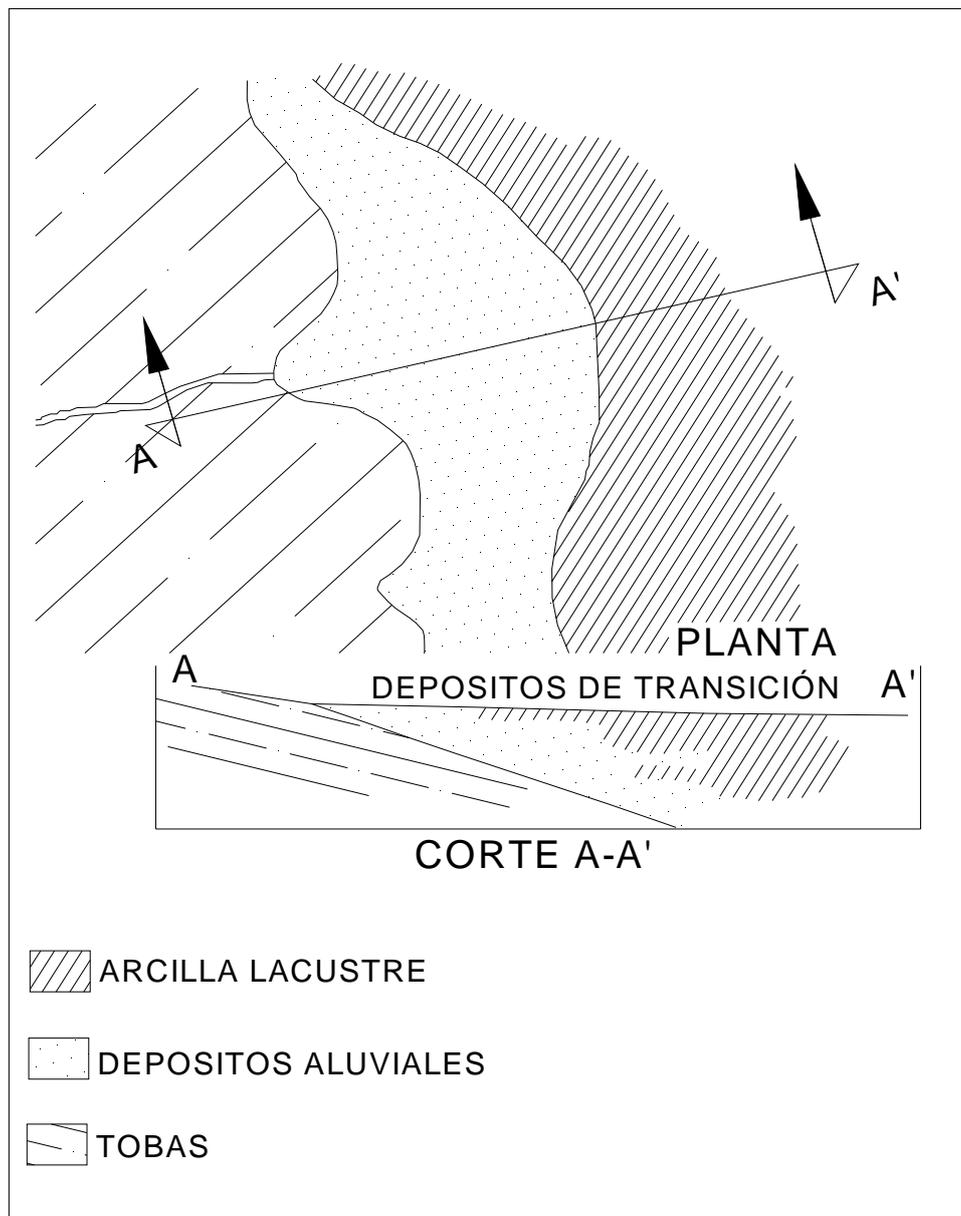


Fig. 1.6 Transición interestratificada ancha

1.3.2 CONDICIÓN ABRUPTA CERCANA A LOS CERROS.

Esta condición se identifica en el contacto entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen de dicho relleno, a manera de islotes; en este caso, los depósitos fluviales al pie de los cerros son prácticamente nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca (Fig. 1.7). 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. Cabe mencionar que en la cercanía del Peñón de los Baños se encuentran intercalaciones de lentes delgados de travertino silicificado, producto de las emanaciones de aguas termales.

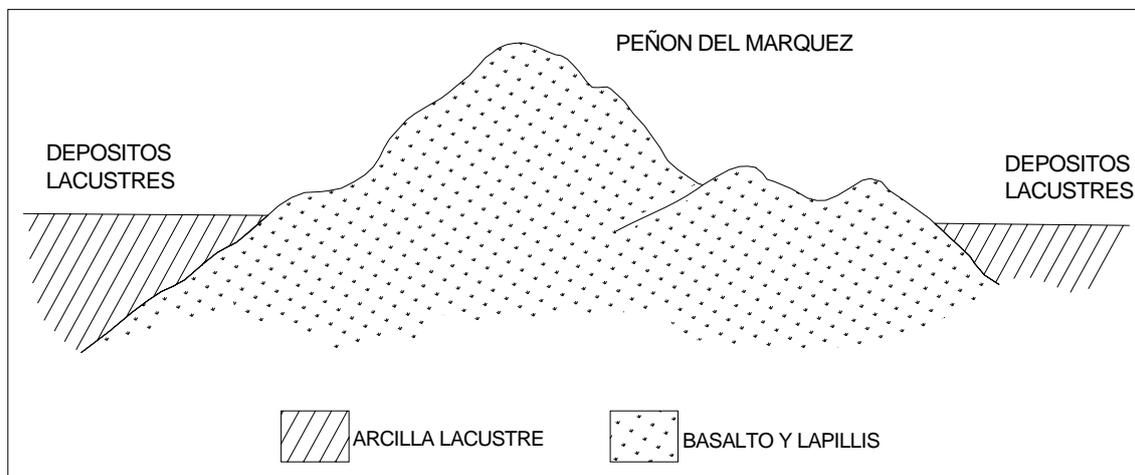


Fig. 1.7 Transición abrupta de islote a depósitos lacustres

1.4 DEPÓSITOS DE 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.
- El depósito en las 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 Fig. 1.3 se muestra esa estratigrafía, que se extiende sobre un intervalo que cubre el último medio millón de años.

La zona de Las Lomas está formada por las serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al 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 fluvoglaciales más antiguos.

1.4.1 ZONA PONIENTE.

Esta zona está formada por la sierra de las cruces y el pedregal del Xitle.

1.4.1.1 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.

Capas de erupciones pumíticas. Correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia y que se depositaron como 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 ya 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 fluvoglaciales. Producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glacial; se distinguen 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 representan fracturamiento y fallamiento tectónico dirigidos principalmente al NE, dirección que mantienen la mayoría de las barrancas de la zona.

1.4.1.2 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 (Fig. 1.8). A la zona cubierta por lavas, se le identifica como los pedregales de: San Ángel, San Francisco, Santa Úrsula, Carrasco y Padierna.

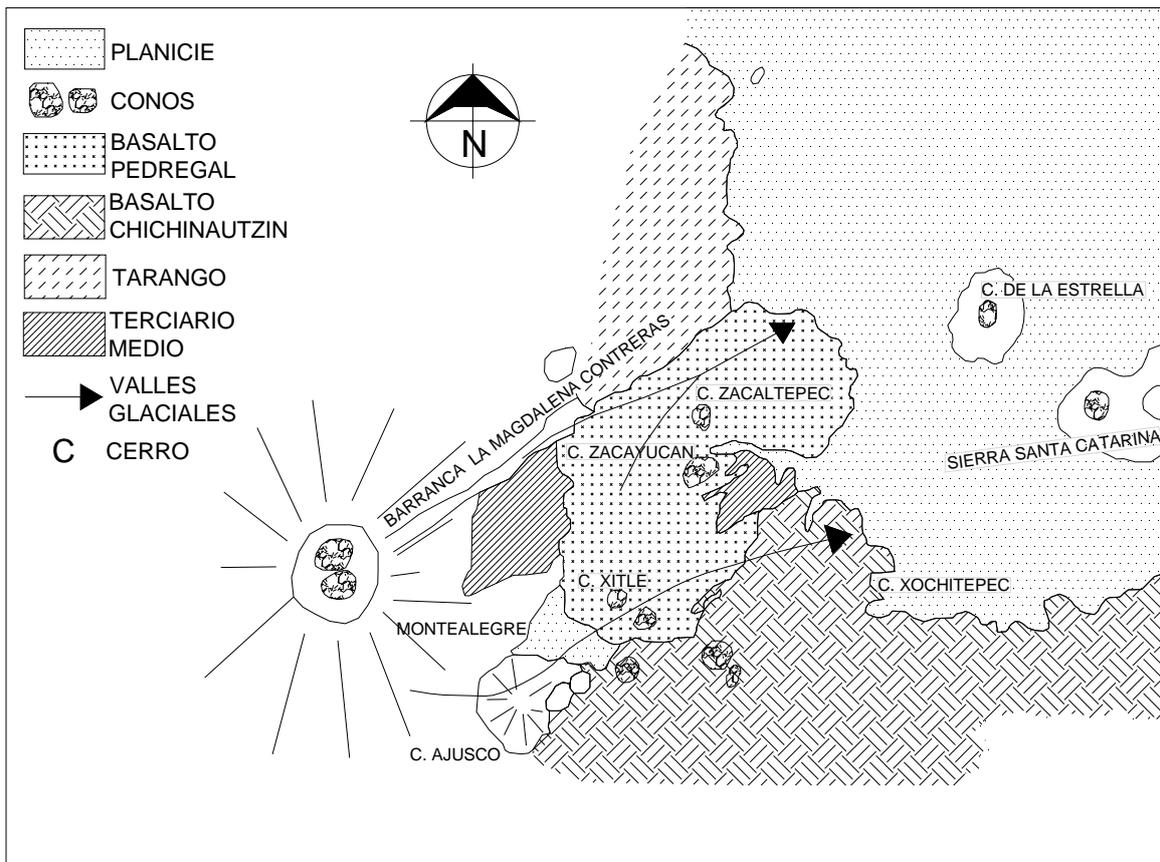


Fig. 1.8 Geología del pedregal del Xitle

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 Angel, por consiguientes, debajo de las lavas del pedregal de san Angel deben existir importantes acumulaciones de morenas y secuencias fluvio-glaciales derivadas de su erosión. Por otra parte, también puede asegurarse que antes de que las lavas del Xitle cubrieran el sitio, este valle fue inundado por otras coladas lávicas; en el corte geológico de la Fig. 1.9 se ilustra esquemáticamente la estratigrafía descrita.

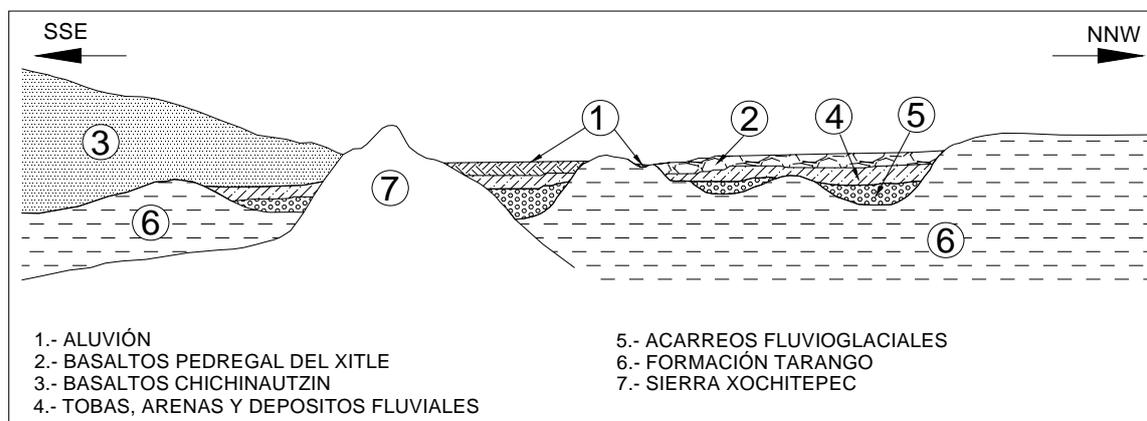


Fig. 1.9 Sección Chichinautzin -Lomas cortando el Pedregal de San Angel (corte A-A de la Fig. 1.8)

1.4.2 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 de Barrientos, en el Noroeste. En su parte central, esta sierra está afectada por un graben que se extiende al Nornoreste, 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 remonta al mioceno Medio; consiste de fracturas y fallas dirigidas al ESE. El graben de Cuauhtepac. Finalmente, un tectonismo orientado hacia el ENE, y coincidiendo en dirección 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 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.

1.5 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA ACTUAL

La zonificación se complementa con información estratigráfica típica, la cual permitirá realizar un análisis preliminar de las condiciones de estabilidad y comportamiento de una estructura durante la construcción y funcionamiento de una obra, así podrán identificarse las alternativas de solución factible a estudiar durante el diseño definitivo, planear la campaña de exploración, identificando los sitios donde eventualmente puedan presentarse condiciones estratigráficas complejas y establecer las técnicas de exploración y muestreo aplicables en una obra.

La división geotécnica en tres zonas planteada inicialmente por Marsal y Masari (1959) se ha conservado en la reglamentación vigente por su sencillez. Las disposiciones marcadas en la Normas Técnicas Complementarias (GDF,2004b) establecen que dependiendo de las condiciones estratigráficas del subsuelo de la ciudad de México se divide en tres zonas, figura 1.10 cuyas características son:

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

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

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

CAPITULO DOS

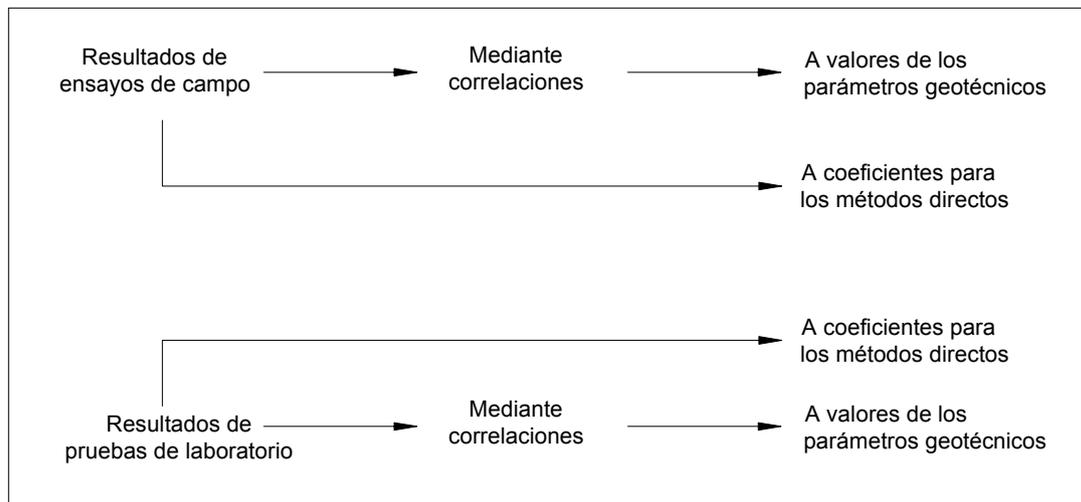
EXPLORACION DEL SUELO.

Como es bien sabido, una adecuada modelación numérica de un problema geotécnico, implica parámetros geomecánicos de muy buena calidad con el fin de reproducir de la manera más confiable el evento que se quiera estudiar.

Para nuestro caso en particular, al proyectar una buena cimentación se debe tener un conocimiento razonablemente y certero de las propiedades físicas y disposición de los materiales del subsuelo. A las operaciones necesarias de campo y laboratorio para obtener esa información se le llama exploración del suelo; el método que más se adapta a una variedad de condiciones consiste en hacer sondeos en el terreno y extraer muestras para su identificación y, en algunos casos para hacerles pruebas. De la misma forma, se dispone de una gran variedad de métodos de muestreo, la elección depende de la naturaleza del material y del objeto del programa de exploración.

Después de que se han conocido mediante sondeos preliminares las características generales de los materiales del subsuelo, puede ser adecuado un programa más extenso de sondeo, ensayos y muestreo.

En forma general podemos decir que a partir de los resultados de ensayos de campo, así como de pruebas de laboratorio, se puede llegar a los valores de los parámetros geotécnicos que se han de utilizar en los métodos de análisis y los valores de los coeficientes para los métodos semiempíricos o directos, como de muestra en el siguiente cuadro:



En esta investigación se estudiarán los ensayos en campo y pruebas de laboratorio encaminados a obtener propiedades de los suelos friccionantes.

2.1 ENSAYOS DE CAMPO.

Cabe hacer mención que de acuerdo con la naturaleza de los problemas que se presentan en los suelos granulares es costoso, difícil y en muchos casos virtualmente imposible, obtener muestras inalteradas de los suelos fricciantes. Más aun, el recompactar los suelos fricciantes a exactamente la misma densidad relativa existente in situ no garantiza que las relaciones esfuerzo-deformación de laboratorio sean similares a las que rigen en el campo, por causa de efectos de sobreconsolidación. Cuando éstos existen, no resultan apropiadamente reproducidos los esfuerzos laterales de campo ni la disposición estructural de los granos. Por dichos motivos, los principales métodos para determinar la compresibilidad de los suelos fricciantes se fundamentan en correlaciones con resultados de ensayos in situ, tales como:

- Ensayo de placa de carga (PLT)
- Ensayo de penetración estándar (SPT)
- Ensayo estático con cono. (CPTU)
- Pruebas con presurómetros
- Pruebas con dilatómetros (DMT)

Sin embargo, se usan con mayor frecuencia el ensayo de placa de carga, el ensayo de penetración estándar y el ensayo estático de cono holandés. Menos frecuentemente se usan ensayos de laboratorio tales como pruebas edométricas y triaxiales, para determinar la trayectoria de esfuerzos.

2.1.1 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR (SPT).

El ensayo de Penetración Estándar (SPT, del inglés, Standard penetration test) nace en el año 1927, desarrollado por un sondista de la Raymond Concrete Pile Co., quien propuso a Terzaghi contabilizar el número de golpes necesarios para hincar 1 pie el tomamuestras que solía utilizar para obtener muestras en terrenos sin cohesión (arenas).

Después de acumular un gran número de ensayos, Terzaghi y Peck (1948) publicaron los resultados en el libro "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica".

Hoy en día es uno de los ensayos más extendido en todo el mundo y sobre el que se han publicado numerosos artículos.

2.1.1.1 Principio y realización del ensayo.

De forma resumida, la realización del ensayo es la siguiente (ver figura 2.1)

1. Se ejecuta un sondeo hasta la cota deseada se hinca un tomamuestras de dimensiones estándar (figura 2.2) que consta de tres elementos: zapata, tubo bipartido y cabeza de acoplamiento con varillaje.

2. Se desciende el tomamuestras y las varillas (con el conjunto de maza en la parte superior) hasta el fondo especificado del sondeo. El tomamuestras debe penetrar hasta un asentamiento inicial de 150 mm dejando caer una maza de 63.5 kg. Desde una altura de 760 mm y se anota el número de golpes. A continuación, se hinca el tomamuestras de igual manera en dos etapas de 150 mm. En cada etapa, se anota el número de golpes necesarios en cada etapa o cuando se alcancen los 50 golpes, lo que ocurra primero. El número total de golpes necesarios para alcanzar los 300 mm de penetración después del asiento inicial, se considera como la resistencia a la penetración, N.

Si el tomamuestras avanza por debajo del fondo de la penetración por efecto del peso estático de las varillas guía y del conjunto de percusión apoyada en ellas, la penetración correspondiente no debe considerarse como asiento inicial y esta información deberá recogerse en el informe. Ningún material debe alcanzar el nivel de la válvula antiretorno.

Las muestras representativas o las muestras recuperadas se deben colocar en depósitos herméticos, claramente etiquetadas y con todos los datos que sean oportunos.

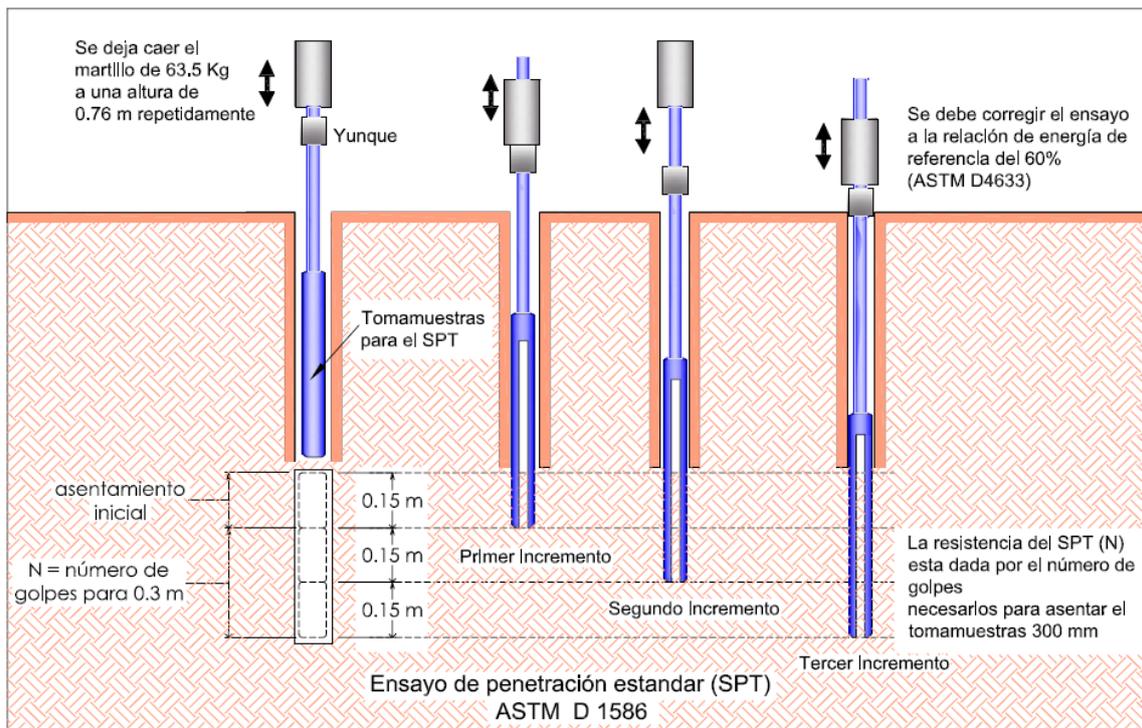


Figura 2.1 Ensayo de penetración estándar (SPT)

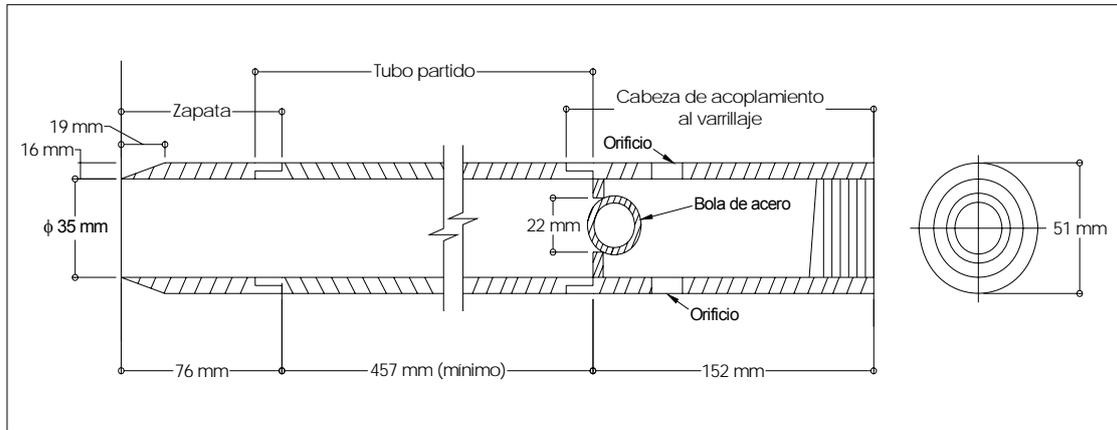


Figura 2.2 Sección longitudinal y transversal de un tomamuestras SPT.

2.1.1.2 Aplicabilidad de la prueba.

El ensayo SPT es por naturaleza simple y puede ser intercalado con facilidad en cualquier sondeo de reconocimiento. Puede ejecutarse casi en cualquier tipo de suelo, incluso en rocas blandas o meteorizadas.

Los resultados de la prueba definida en casi todo el mundo, se correlacionan empíricamente con las propiedades específicas in situ del terreno.

La gran mayoría de datos y correlaciones corresponden a terrenos arenosos. La presencia de gravas complica la interpretación, cuando no impide su realización. En resumen, el ensayo resulta apropiado para terrenos en los que predomina la fracción arena, con reserva tanto mayor cuando mayor es la proporción de la fracción limo-arcilla o fracción de grava.

2.1.1.3 Factores del sistema que afectan el resultado.

Los principales factores intrínsecos del sistema que afectan el valor de N son:

- Preparación y calidad del sondeo.
- Longitud del varillaje.
- Diámetro del sondeo
- Pandeo del varillaje.
- Dispositivo de golpeo.

Preparación y calidad del sondeo.

El sondeo se debe limpiar y mantener básicamente inalterado hasta la profundidad del ensayo y sin gradiente ascendente de la presión de agua.

Cuando se utilicen brocas, la descarga debe realizarse por los laterales y no con descarga frontal, desde una distancia suficiente hasta la profundidad del ensayo. Cuando el ensayo se realiza por debajo de la capa freática, se debe evitar especialmente la entrada de agua por fondo del sondeo, ya que esto tendería a ablandar el suelo o, incluso tener pérdidas por erosión. Para esto el nivel del agua o del fluido de perforación del sondeo se debe mantener, en todo momento, a suficiente distancia por encima de las aguas subterráneas, incluso durante la retirada de las herramientas de perforación. La retirada se debe realizar lentamente y de manera que las herramientas de perforación dejen suficiente espacio libre para evitar efectos de succión en el fondo. Cuando se ha entubado la perforación, los tubos no deben quedar por debajo del nivel de comienzo del ensayo.

Longitud del varillaje y diámetro del sondeo.

La longitud del varillaje incide en el hecho de que el peso del elemento percutido aumenta con la profundidad al añadir varillaje suplementario.

La relación masa percutiente / masa percutida disminuye con la profundidad del ensayo, lo que en un suelo homogéneo debería traducirse en un aumento en el parámetro N. La relación de masa es, no obstante, una fuente de un error poco importante (Cassan, 1982). Se puede evitar este efecto utilizando una corredera de golpeo dispuesta justo por encima del tomamuestras (en el fondo del sondeo), dispositivo raramente utilizado en la práctica cotidiana.

Uto y Fujuki (1981) recomiendan la siguiente corrección de los valores de N cuando se ensaya a más de 20 metros de profundidad:

$$N = N' - (1.06 - 0.003l)$$

donde N' es el valor obtenido de N en el ensayo y l la longitud del varillaje en metros.

Skempton (1986) propone factores de corrección (λ) al valor de N medido de acuerdo a la profundidad del ensayo (tabla 2.1) y el diámetro del sondeo (tabla 2.2).

Longitud del varillaje debajo del yunque (m)	Factor de corrección λ
>10	1
6 a 10	0.95
4 a 6	0.85
3 a 4	0.75

Tabla 2.1 Factores de corrección en arenas debido a la longitud del varillaje.

Estas correcciones se refieren principalmente a suelos granulares. En suelos cohesivos la influencia del diámetro del sondeo es despreciable.

Diámetro del sondeo (mm)	Factor de corrección
65 a 115	1
150	1.05
200	1.15

Tabla 2.2 Factores de corrección en arenas debido al diámetro del sondeo.

Pandeo del varillaje.

Las varillas deben tener una rigidez que evite su pandeo durante el hincado. No deben utilizarse varillas de masa superior a 10.0 kg./m.

Dispositivo de golpeo.

El conjunto guía-masa, de una masa total no superior a 115 kg. Debe comprender:

- una masa de acero de (63.5 ± 0.5) kg. Convenientemente guiado para asegurar la resistencia mínima durante la caída;
- un mecanismo automático de disparo que asegura una caída libre de (760 ± 10) mm, una velocidad despreciable al soltar la maza, y sin movimientos parásitos inducidos en las varillas guía;
- una cabeza de acero o yunque rígidamente unido a la parte superior de las varillas.

Las pérdidas de energía del conjunto de percusión son debidas al rozamiento y a otros efectos parásitos que tienen como consecuencia que la velocidad de la maza en el momento del impacto sea inferior a la velocidad en caída libre. Otras pérdidas de energía son debidas al impacto sobre el yunque, dependiendo de su masa y de otras características. El tipo de máquina, la habilidad del operario y otros factores.

El valor, N, de los golpes contados, en arenas es inversamente proporcional a la relación de energía ERr como se indica a continuación:

$$N_a * ER_{r,a} = N_b * ER_{r,b} \quad (2.1)$$

El valor ERr del equipo utilizado ha de conocerse si los valores de N van a utilizarse para la evaluación cuantitativa de las cimentaciones o para la comparación de los resultados. Se debe disponer de un certificado de calibración del valor de ERr inmediatamente por debajo de la cabeza de golpeo o yunque.

Para el cálculo en general y para las comparaciones en arenas, los valores de N se deben ajustar a la relación de energía de referencia del 60 % mediante la siguiente expresión:

$$N_{60} = \frac{(ER_r)}{60} N \quad (2.2)$$

donde :

N es el número de golpes contados

ERr es la relación de energía de equipo de ensayo específico.

En la tabla 2.3 se presenta un ejemplo de las relaciones de energía del equipo utilizadas comúnmente en diferentes países y los correspondientes factores de corrección para la relación normalizada de ERr = 60%.

Si se ha preparado un método de cálculo para arenas con un valor de ERr diferente de 60%, el valor de N corregido correspondiente se determina mediante la expresión (2.1).

País	Maza	Retirada	ER _r (%)	ER _r /60
América del Norte y del Sur	Anillo	Dos vueltas al cable	45	0.75
	Seguridad	Dos vueltas al cable	55	0.92
	Automático	Banda	55 a 83	0.92 a 1.38
Japón	Anillo	Dos vueltas al cable	65	1.08
	Anillo	Auto-disparo	78	1.3
China	Anillo	Dos vueltas al cable	50	0.83
	Automático	Banda	60	1
Reino Unido	Seguridad	Dos vueltas al cable	50	0.83
	Automático	Banda	60	1
Italia	Anillo	Banda	65	1.08

Tabla 2.3 Valores de las relaciones de energía ERr del equipo común utilizado en varios países y factores de corrección que se han de aplicar para una ERr = 60% normalizada.

2.1.1.4 Otras correcciones del valor de N en el SPT.

Existen otros factores, independientes del propio sistema, que influyen en el valor de N, como:

- El nivel freático
- Presión de confinamiento (presión de sobrecarga)

Corrección por la presencia del nivel freático.

En arenas gruesas o con gravas, la saturación del terreno no afecta los resultados; en arenas finas y limos bajo el nivel freático, Terzaghi y Peck recomiendan corregir el valor obtenido, si $N > 15$, por la relación:

$$N_{corr.} = 15 + \frac{N - 15}{2} \quad (2.3)$$

Que traduce el debilitamiento de la resistencia al corte bajo el efecto de las presiones intersticiales en exceso que se generan en el momento del golpeo.

Normalización por la presión de confinamiento.

El valor de N esta influenciado por las sobrecargas debidas al peso de las tierras (Gibas y Holtz, 1957) y se puede normalizar refiriéndolo a un valor unitario de la presión vertical efectiva $\sigma'_{vo} = 1 \text{ Kp/cm}^2$ a fin de comparar ensayos realizados a diferentes profundidades:

$$N_{corr.} = C_N * N \quad (2.4)$$

Donde C_N es el coeficiente de corrección, función de σ'_{vo} .

Se han propuesto diferentes expresiones de C_N básicamente similares entre si. Liao y Whitman (1985) resumen los datos publicados hasta esa fecha y analizan cada una de ellas. Los autores diferencian dos grupos: factores consistentes y factores inconsistentes, recomendando la utilización de los primeros, a la vez proponen una expresión más simple de C_N :

$$C_N = \frac{1}{(\sigma'_{vo})^n} \quad (2.5)$$

donde $n = 0.5$.

Jamiolkowski et al. (1985) propusieron el valor de $n=0.56$.

Skempton (1986), a su vez, propone diversas expresiones de C_N según el tamaño de las partículas (tabla 2.4):

C_N	Tipo de arena	
$\frac{2}{1 + \sigma'_{vo}}$	Arenas finas y medias, sueltas	Normalmente consolidada
$\frac{3}{2 + \sigma'_{vo}}$	Arenas gruesas, densas	Normalmente consolidada
$\frac{1.7}{0.7 + \sigma'_{vo}}$	Arenas finas	Sobreconsolidada

Tabla 2.4 Factores de corrección para distintos tipos de suelos (Skempton, 1986)

No deberían aplicarse valores de corrección de C_N , superiores a 2 y, preferiblemente, a 1.5.

2.1.1.5 Utilización de los factores de corrección.

En los párrafos anteriores se han mencionado varios factores de corrección. Como los métodos existentes de cálculo de cimentaciones, basados en el SPT son empíricos, sólo se deben usar los factores de corrección correspondientes, a menos que se justifique adecuadamente.

Si se aplican todos los factores correctores correspondientes a este método de ensayo para un método de cálculo basado en una relación de energía del 60%, se debe obtener el siguiente valor de recuento final de golpes (sin incluir el factor corrector debido al diámetro del sondeo):

$$N_{60} = \frac{(ER_r)}{60} * \lambda * C_N * N \quad (2.6)$$

donde:

λ es el factor de corrección de las pérdidas de energía debidas a la longitud de las varilla en arenas;

C_N es el factor de corrección debido a la presión efectiva de sobrecarga en arena.

2.1.1.6 Contenido del Informe de resultados en un ensayo SPT.

En un ensayo SPT, el informe debe incluir la siguiente información:

- Penetración del tomamuestras debido al propio peso, si es significativo;
- Número de golpes necesarios por cada tramo de 150 mm de penetración (incluyendo el golpe de asiento);
- Si el golpeo se alcanza antes de la penetración completa en cualquiera de los tramos de 150 mm, se anota la profundidad de la penetración a los 50 golpes.
- El valor N original, el correspondiente intervalo de profundidad y la descripción del suelo;
- Las correcciones aplicadas, si las hay, y el valor de N corregido;
- Método de perforación y diámetro;
- Localización del nivel freático, si se conoce, y el nivel de agua o del fluido de perforación durante la preparación y realización de cada ensayo;
- Medidas y masa de las varillas guía utilizadas en los ensayos de penetración;
- Tipo de mecanismo, mecanismo de disparo y masa de la cabeza de golpeo;
- La relación de energía ER_r ;
- Los valores de N deberían anotarse en la parte de perforación para cada profundidad correspondiente, mediante una representación grafica.

2.1.2 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁTICA (CPT) Y EL PIEZOCONO (CPTU).

2.1.2.1 Principio y realización del ensayo.

El ensayo de penetración estática CPT consiste en hincar a presión en el suelo a una velocidad constante de 2 cm. /seg. una punta cónica (penetrómetro, ver figura 2.4) que permite medir por separado la reacción que opone el suelo a la penetración del cono (q_c) y el rozamiento de un manguito ubicado por encima del mismo (f_s). El ensayo CPTU (piezocono) permite medir además la presión de poro que se genera durante el hincado. La reacción necesaria para el hincado está dada por el propio peso del vehículo o por anclajes al terreno. En la figura 2.3 se muestra un esquema de la forma del ensayo CPT.

El sistema para realizar el ensayo debe disponer de:

- máquina de empuje;
- varillas de empuje;
- punta del penetrómetro;
- equipo de medida o de registro.

La maquina de empuje debe hincar las varillas en el suelo a una velocidad de penetración constante. Se estabilizará cuando no se desplace de forma significativa durante una acción de empuje. Las varillas se montarán apretadas para formar una serie de uniones rígidas con un eje recto continuo.

Para evitar el pandeo, se puede disponer de guías o entubaciones en las partes libres de las varillas de empuje, por encima del suelo, en capas muy blandas situadas encima de otras altamente resistentes y en partes sumergidas en agua de las varillas.

Antes de aplicar la carga las varillas deben estar rectas, de forma que la desviación de un punto en 1 mm de varillas, respecto a una línea recta que pasa por los extremos, no sea superior a 1 mm en las cinco varillas más bajas y a 2 mm en las restantes.

La serie de varillas finaliza en la punta del penetrómetro. Debe tener un cono y un fuste con el mismo eje que la serie de varillas, cuando la punta del penetrómetro incluye manguitos para el rozamiento, éstos deben tener el mismo eje que la serie de varillas.

El aparato para el CPT debe incluir los dispositivos oportunos de medida con los adecuados sistemas de transmisión y registro de datos. Los datos siempre deben estar accesibles en el punto de ensayo.

En el ensayo CPTU, se añade en la parte cilíndrica del cono un elemento filtrante para medir la presión del agua intersticial. Su diámetro no será menor que el

diámetro de la parte cilíndrica del cono y no mayor que el manguito de fricción, si lo hubiera.

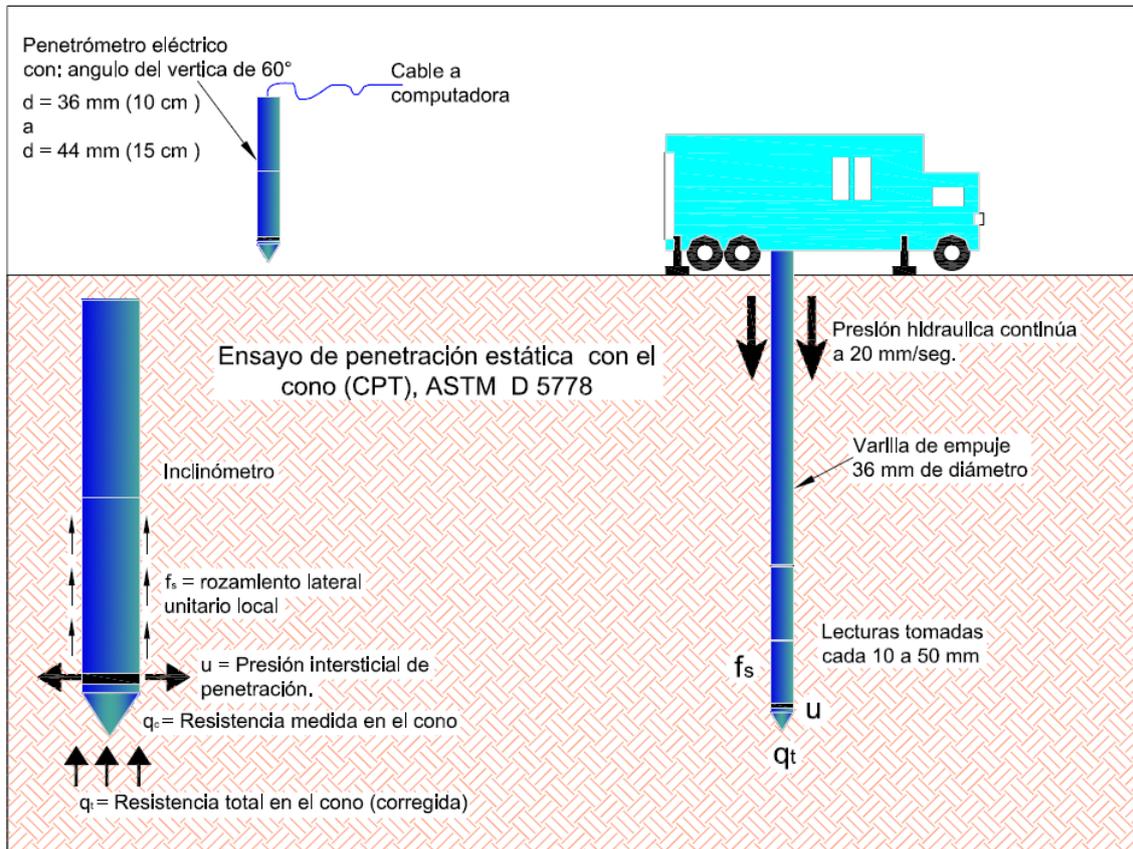


Figura 2.3 Ensayo de penetración estática con el cono (CPT).

Además para el ensayo CPTU, la forma del cono debería ser tal que (ver figura 2.4):

- altura h_c de la parte cilíndrica incluyendo la altura h_u del elemento filtrante sea: $7.0 \text{ mm} \leq h_c \leq 10.0 \text{ mm}$;
- el diámetro, d_u del elemento filtrante sea: $d_c \leq d_u \leq d_c + 0.2 \text{ mm}$; donde: d_c es el diámetro de la parte cilíndrica del cono.

El aparato para el ensayo CPT o el CPTU deben incluir como ya se menciono los dispositivos con los adecuados sistemas de transmisión y registro de datos. Los datos anotados siempre deben ser accesibles en el punto del ensayo.

Cuando proceda, se deberían utilizar los dispositivos de medida para las siguientes magnitudes:

- fuerza total de penetración, Q_t ;
- fuerza axial, Q_c , que actúa sobre el cono, referida a éste;

- fuerza de rozamiento, Q_s , que actúa sobre el manguito de fricción, referida al manguito de fricción (alternativamente, la suma de las fuerzas $Q_c + Q_s$ que actúan sobre el cono y el manguito de fricción conectados a éstos);
- inclinación y velocidad de penetración del cono;
- en un ensayo CPTU, la presión intersticial de penetración, relativa a una presión conocida referida al elemento filtrante del cono.

El dispositivo sensor para medir la resistencia en el cono y el rozamiento lateral local debería estar diseñado para que la excentricidad de la carga no afecte las lecturas y la incertidumbre de las medidas no debe ser superior al 5% del valor medido.

Todos los dispositivos de medida deben facilitar medidas fiables y precisas, por lo cual deben calibrarse cada 3000 m de sondeo de CPT o, al menos, cada seis meses o después de una reparación.

Se deben comprobar las juntas de sellado por si hubiera partículas de suelo adheridas y limpiarlas (si este es el caso).

Si se utiliza un reductor de rozamiento, debería situarse a suficiente distancia por encima de la punta del penetrómetro para que no afecte las medidas.

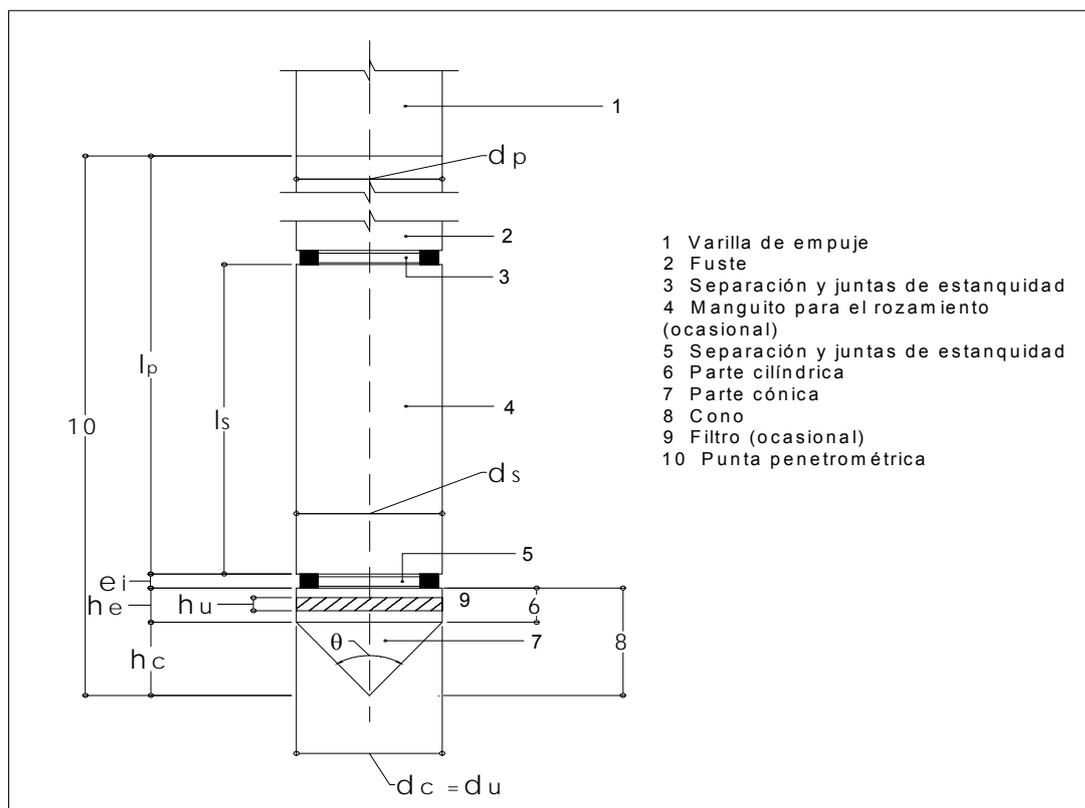


Figura 2.4 Esquema de la punta de un penetrómetro eléctrico.

Además durante el ensayo deben tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- La penetración se debe realizar sin rotaciones, vibraciones ni golpes y la dirección del empuje debe ser vertical. El eje de las varillas no se debería desviar en la superficie, más del 2% de la vertical.
- La velocidad de penetración debe ser (20 ± 5) mm/s.
- La profundidad de penetración del cono se debe medir con una incertidumbre no mayor de 0.2 m y el intervalo de profundidades entre lecturas no debe exceder de 0.1 m.

2.1.2.2 Interpretación de resultados.

Los resultados del CPT se pueden utilizar para determinar la estratificación, para clasificar los suelos y para determinar propiedades de un amplio rango de suelos y rocas blandas, si la penetración es posible.

Cuando se utilicen los valores del CPT para clasificar suelos, esta clasificación debería estar basada, al menos, la resistencia del cono, en el rozamiento lateral unitario y en el porcentaje de rozamiento (o índice de fricción). Se obtiene una mejor clasificación realizando un CPTU que es un ensayo CPT que incluye la medición en la punta del cono de la presión del agua intersticial durante la penetración y utilizando la resistencia total en el cono (corregida), q_t , la presión intersticial, B_q (y/o el porcentaje de rozamiento unitario local lateral y el índice de rozamiento).

2.1.2.3 Contenido del informe de resultados en un ensayo CPT o CPTU.

- aparato y tipo de punta utilizados;
- fecha de calibración;
- lectura de cero de los dispositivos de medida;
- sistema de medición (eléctrico, mecánico o hidráulico);
- profundidad a la que se ha utilizado un reductor de fricción o varillas de empuje con diámetro reducido.
- profundidad a la que se inicia el ensayo;
- profundidad del agua en el sondeo o el nivel freático, cuando sea aplicable;
- gráficos de los siguientes resultados, con indicación de la profundidad, en una escala decimal;
- resistencia en el cono; q_c ;
- rozamiento unitario lateral local; f_s , cuando sea importante;
- resistencia al rozamiento lateral total, Q_{st} , cuando sea importante;
- porcentaje de rozamiento R_t o índice de rozamiento: I_f , cuando sea importante;

Para el CPTU, el informe del ensayo debe incluir además:

- factor del área del cono, a ;
- gráficos de los siguientes resultados, con indicación de la profundidad, en una escala decimal:
 - presión del agua intersticial en la penetración, u ;

- resistencia total en el cono (corregida), q_t (sustituyendo a q_c);
- relación de presión intersticial, B_q .

2.1.3 ENSAYO DE CARGA CON PLACA (PLT).

2.1.3.1 Principio y realización del ensayo.

El ensayo de carga con placa se utiliza para la determinación in situ de las propiedades de asentamiento vertical y de la resistencia de suelos y macizos rocosos registrando la carga y el correspondiente asentamiento cuando se aplica mediante una placa rígida una carga al terreno, el ensayo es aplicable a todos los suelos, rellenos y rocas, pero normalmente no es recomendable para los suelos cohesivos muy blandos.

El sistema de aplicación de cargas debe estar diseñado para poder producir las presiones de contacto establecidas, así como las deformaciones requeridas y se pueda alcanzar el asentamiento requerido, la carga de reacción necesaria puede obtenerse mediante un gato hidráulico que empuja con contrapeso o unos pilotes o anclajes o por oposición de unos apoyos existentes (véase figura 2.5). Los contrapesos y sus soportes deben colocarse lo suficientemente separados de la posición de ensayo propuesta para reducir a un nivel aceptable su influencia en los resultados, normalmente es suficiente una distancia entre el centro de la placa y el sistema de reacción de 3.5 veces la anchura o el diámetro de la placa.

La columna de carga debe tener suficiente resistencia para evitar un pandeo indebido bajo carga máxima y en caso de ensayos en pozos, deben quedar limpias las paredes del pozo.

Es conveniente que la columna de carga tenga una rótula de bola entre la viga de reacción y la placa, que asegure la estabilidad horizontal.

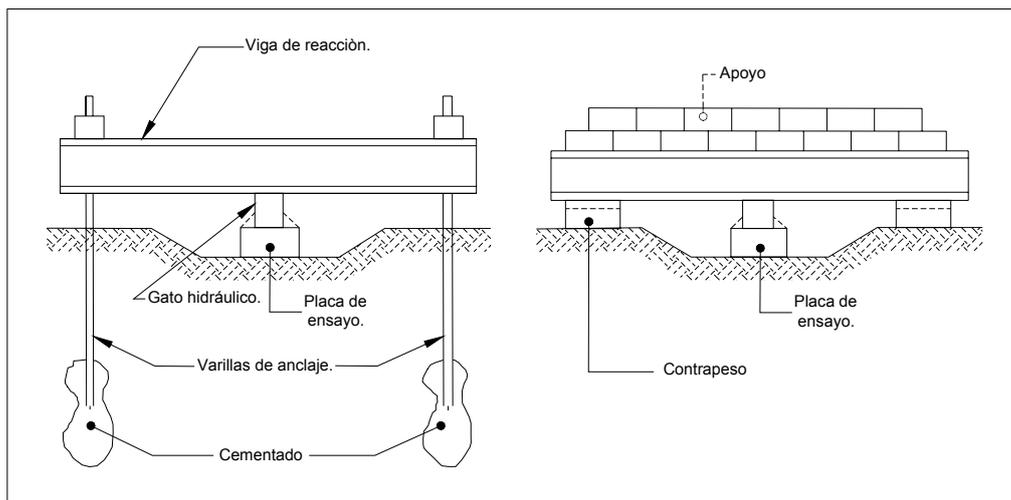


Figura 2.5 Sistema de aplicación de cargas.

Equipos de medida.

Sistema de medición de cargas.

Se debe colocar el dispositivo de medida de cargas entre el sistema de aplicación de carga y la placa de ensayo, el cual debe calibrarse para la carga de ensayo máxima prevista y para la precisión requerida para el ensayo.

La precisión del sistema de medida de la carga permitirá medir cualquier carga aplicada con una incertidumbre menor del 5%.

Sistema de medición del asentamiento.

La medición del asentamiento del centro de la placa debe realizarse por referencia a puntos fijos no influidos por la carga de la placa o por la reacción del sistema de cargas. La precisión del sistema completo de medición de asentamiento debe ser inferior al 2% o, al menos, 0.1 mm.

Si se usan indicadores de dial o transductores electrónicos de desplazamiento para medir el asentamiento, éstos deben fijarse a un marco que sea lo suficientemente rígido para evitar flechas o vibraciones.

Es conveniente proteger el puente de medida de factores del clima como viento, del sol y de las heladas.

Si se emplean placas grandes, de más de 1 m de anchura, se recomienda medir el asentamiento con un nivel telescópico de una precisión de 0.1 mm. Se deben elegir dos puntos fijos de referencia que estén suficientemente próximos pero fuera del área de influencia de las cargas.

Es conveniente que el sistema de medida del asentamiento permita medir el desplazamiento medio y la inclinación de la placa. Se recomienda que la placa se sitúe centrada en, al menos, en un sistema de medición de tres puntos; los tres puntos de medición deberían estar igualmente repartidos en la placa.

Particularidades de la placa de carga.

La placa debe ser rígida para evitar que se doble y, normalmente plana por su parte inferior. La parte superior debe contener la guía, para situar la columna de carga, en particular, cuando el ensayo se va a hacer en un sondeo. El eje longitudinal de la columna de carga y el centro de la placa deben coincidir y el contacto debe ser mediante una rótula como se menciono anteriormente.

Cuando se realiza el ensayo cargado una placa en terrenos muy heterogéneos, la placa debe tener un tamaño tal que no tengan influencia las irregularidades firmes o blandas. La anchura de la placa, b , debe ser, al menos cinco veces - preferiblemente diez veces- mayor que la partícula más grande.

Para deducir las propiedades de asentamiento y de resistencia, es preferible utilizar placas circulares. Por el contrario, para el cálculo directo de un proyecto normalmente se utilizan placas cuadradas. Si se pretende producir una rotura en una determinada dirección, se puede conseguir utilizando una placa de ensayo rectangular. Es aconsejable que la relación entre la dimensión menor de la placa rectangular y la mayor sea mayor de 0.8; la dimensión menor normalmente

debería ser mayor a 1 m., en el caso de utilizar placas circulares, normalmente se utilizan diámetros superiores a 0.6 m.

Procedimiento de ensayo.

Exploraciones previas de las condiciones del terreno.

Si no se conocen las condiciones existentes del terreno en el emplazamiento del ensayo, éstas se deben determinar a una profundidad de más de cinco veces el diámetro o la anchura de la placa por debajo del nivel del ensayo, en el caso de rocas, puede ser suficiente una profundidad de menos de cinco veces el diámetro o la anchura de la placa para realizar estudios de laboratorio.

Calibraciones y comprobaciones.

Se deben calibrar los manómetros, los sistemas transductores de carga, y los transductores eléctricos de desplazamiento cada operación de ensayo.

Los comparadores y los transductores de desplazamientos deben comprobarse en el desplazamiento antes de cada ensayo mediante un bloque de medida de tamaño conocido colocado bajo la punta del indicador.

Preparación del área de ensayo.

El terreno debe estar inalterado si el ensayo se realiza en suelo natural o en roca. Se debe eliminar el material alterado, la superficie de contacto del suelo o de la roca con la placa debe ser lisa y estar nivelada horizontalmente, si fuera necesario, esto puede conseguirse con un material de relleno de una resistencia mayor que el terreno. Para ensayos en suelos cohesivos después de nivelar el terreno, y lo antes posible es conveniente verter y extender una pasta de ensayo de fraguado rápido para obtener una superficie nivelada de no más de 20 mm de espesor. Inmediatamente después de extender la pasta se asienta la placa.

En el caso de suelos granulares, se debe rellenar cualquier hueco con arena limpia y seca para obtener una superficie nivelada en la que se apoye la placa.

Si es posible, la preparación final de la nivelación del ensayo, tanto en pozo, como en sondeos, se debe hacer a mano.

Cuando se realicen varios ensayos en un área determinada, la distancia entre los centros de placas contiguas debe ser, al menos, seis veces el diámetro o la anchura de las placas.

En el caso de placas de concreto vertido in situ, no es necesaria ninguna preparación especial del suelo; si se trata de rocas, es conveniente limpiar a mano la superficie de detritus.

Preparación y colocación del aparato de carga y medida.

Cuando se utilizan pilotes tensados para la reacción, éstos deben colocarse antes de descubrir el área de ensayo. Los pilotes tensados no deben influir en el terreno ensayado.

No se debe precargar la placa de ensayo durante el levantamiento del sistema de reacción y medición de la fuerza. La columna de carga debe colocarse centrada sobre la placa y perpendicularmente, para que la carga de reacción se aplique directamente sobre la placa sin excentricidad.

Ensayo de carga por incrementos.

Un ensayo de carga por incrementos debe realizarse si se han deducido las propiedades de carga drenada del suelo, se debe aplicar la carga en incrementos iguales (aproximadamente en diez escalones) y en cada escalón se mantendrá la carga durante cierto tiempo.

En suelos cohesivos, al final de cada incremento se debe realizar una consolidación primaria; esto debe comprobarse evaluando las curvas tiempos-asentamientos, incluyendo la fluencia al final de cada incremento además cada escalón de carga se aplica normalmente cada 8 minutos y los asentamientos después de 1 min., 2 min., 4 min., y 8 min. o de forma continua una a dos veces por minuto, con un equipo de medición automático. En ocasiones, cada nivel de carga se aplica cada 16 min. en lugar de 8 min.

En el caso de ensayo para diseño directo, la aplicación de los incrementos ascendentes de carga hasta la carga de trabajo pueden durar un largo periodo de tiempo (uno a dos meses) para una estimación del comportamiento a largo plazo.

Si debe obtenerse una medición de las cantidades relativas de los asentamientos reversibles y permanentes, el ensayo debe realizarse mediante ciclos de carga y descarga. Durante la descarga los decrementos pueden ser el doble que durante la carga. Conviene que los ciclos de descarga y carga se apliquen antes de que se alcance la carga crítica; se debe evitar la descarga total.

Ensayo de velocidad de penetración constante.

Un ensayo de velocidad de penetración constante puede realizarse si hay que deducir las propiedades de carga sin drenar de suelos cohesivos. Debe elegirse la velocidad de asentamiento según la permeabilidad del suelo y del tamaño de la placa para asegurar las condiciones sin drenar durante el ensayo.

El ensayo debe continuarse hasta que se alcance un asentamiento igual al 15% del diámetro o de la anchura de la placa.

2.1.3.2 Interpretación de resultados.

Los resultados del PTL, se presentan en forma de curvas que representa el asentamiento en función de la presión de contacto aplicada, p_u , y una indicación de la última presión de contacto (ver figura 2.6).

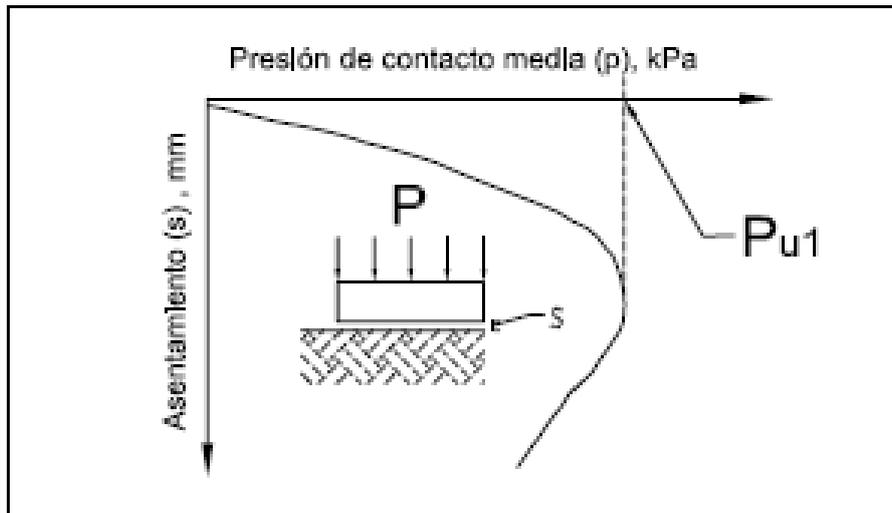


Figura. 2.6 Relación entre la presión de contacto aplicada y el asentamiento de una placa de apoyo en una arcilla sensitiva o en una arena densa.

La presión de contacto máxima, p_u obtenida a partir de los resultados del ensayo PLT, pueden tomarse como:

- la mayor presión posible, p_{ui} , en arcilla sensitiva o en arena densa, (ver figura 2.6);
- la presión p_{u2} a la que la fluencia $s_2 = (t + \Delta t) - s(t)$ aumenta considerablemente (ver figura 2.7);
- igual a la presión p_{u3} , para un asentamiento definido, por ejemplo, el 15% del diámetro o la anchura de la placa.

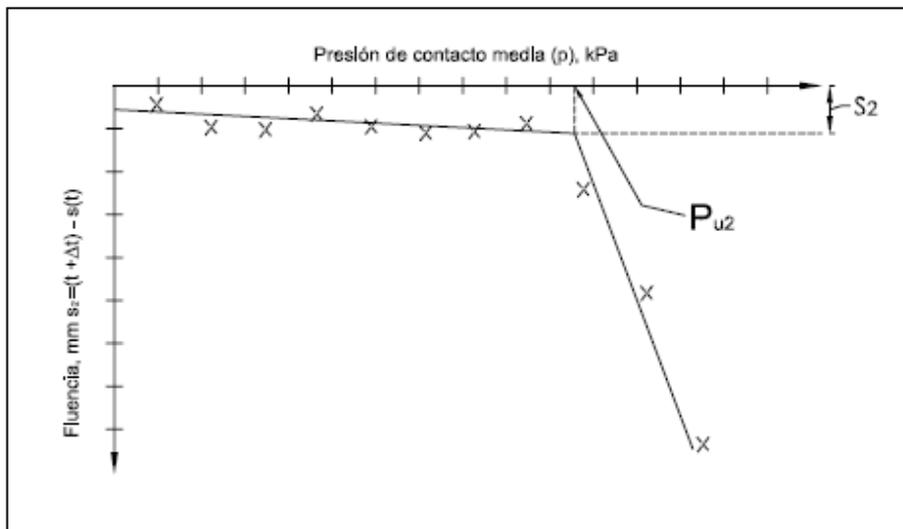


Figura. 2.7 Evaluación de la presión máxima de contacto en función de la fluencia.

2.1.3.3 Contenido del informe de resultados en un ensayo PLT.

- número de placa;
- tamaño de placa;
- emplazamiento;
- método para acceder a la posición de la placa de ensayo, por ejemplo mediante un sondeo, un pozo de ensayo, etc.
- tamaño o área del pozo de ensayo, diámetro del sondeo, etc.;
- cota del la placa de ensayo;
- duración (principio y final del ensayo);
- descripción del suelo o de la roca ensayada;
- descripción de la disposición del ensayo (sistema de reacción y carga y sistema de medición del asentamiento);
- fecha de calibración y equipos de comprobación de medidas;
- velocidad de asentamiento durante cada incremento de carga (programa de carga);
- tiempo y presión de contacto dependiendo de las lecturas del asentamiento;
- gráfico del asentamiento en función de la presión de contacto aplicada incluyendo los ciclos de carga y descarga;
- fluencia durante cada ciclo de incremento de carga;
- gráfico del asentamiento en función del tiempo a partir de los incrementos de carga de interés;
- lecturas de la temperatura (en la placa de ensayo) en función del tiempo;
- cualquier observación de interés del observador que pueda afectar a la interpretación de los resultados del ensayo.

2.1.4 ENSAYO CON PRESUROMETRO (PMT).

2.1.4.1 Principio y realización del ensayo.

El ensayo del presurómetro mide “in situ” la deformación de suelos y de rocas blandas mediante la expansión de una membrana cilíndrica flexible sometida a presión.

El presurómetro es un dispositivo cilíndrico, proyectado para aplicar una presión uniforme en las paredes de una cavidad mediante una membrana flexible (ver figura 2.8).

Se pueden utilizar cuatro tipos de aparatos:

- presurómetro de Ménard (MPM),
- presurómetro con perforación previa (PBP),
- presurómetro auto perforante (SBP),
- presurómetro de desplazamiento completo (FDP),

Los PBP y MPM están diseñados para ejecutarse en una perforación especial para este tipo de ensayos; el SBP se perfora en un terreno con una cabeza de corte integral hasta su extremo más bajo, de forma que la sonda reemplaza el material que extrae, creando así su propia perforación; el FDP normalmente se hinca en el terreno con un cono macizo en el extremo más bajo, creando así su propia perforación. En algunos casos, el MPM puede hincarse por presión o por golpeo en el terreno.

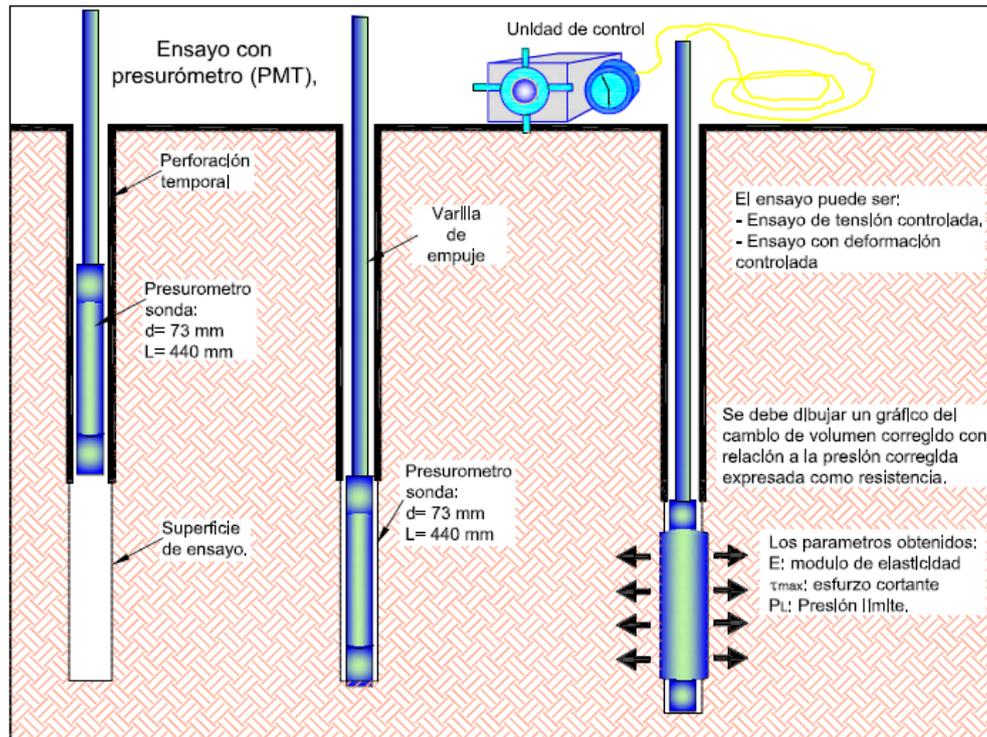


Figura 2.8 Ensayo con presurómetro (PMT).

Equipo.

La sección de expansión de un presurómetro, debe tener una relación longitud/diámetro mayor que 5.

El diámetro de la membrana flexible debe permitir una expansión sin romperse de:

- 50% si se utiliza el método de Ménard;
- 50% si se utiliza el método FDP;
- 25% si se utiliza el método PBP;
- 15% si se utiliza un SBP en suelos;
- 10% si se utiliza el SBP en rocas blandas.

Si se utiliza una sonda de desplazamiento de volumen, los cambios de volumen deben de medirse en la unidad de control, en la superficie o en la sonda.

Si se utiliza una sonda de desplazamiento radial, los desplazamientos deben medirse directamente sobre la circunferencia de la membrana, en tres o más

puntos equidistantes en el plano perpendicular al eje que pase por el centro de la sonda.

La máquina de empuje y las varillas usadas para hincar un FDP en el terreno deben cumplir las especificaciones establecidas para los ensayos de penetración con cono.

Equipo de medición.

El indicador que mide el volumen debe permitir variaciones de volumen del 100 % o del 50 % del volumen inicial de la sección de expansión de la sonda, dependiendo del método de ensayo especificado (100% para el método de Ménard).

La presión aplicada debe medirse bien en la unidad de control en la superficie, bien en la misma sonda y el indicador o transductor debe tener una sensibilidad compatible con el intervalo de presión requerido para el terreno que se esta ensayando.

El intervalo de trabajo de un transductor de presión o de un indicador debe ser adecuado al terreno que se esta ensayando.

La resolución de cualquier dispositivo de medición eléctrico y los sistemas de obtención de datos asociados deben estar dentro del 0.1% de su rango total de trabajo. La resolución de cualquier otro dispositivo de medida debe estar dentro del 1 % de su rango total de trabajo.

Procedimiento de ensayo.

Calibraciones.

Las calibraciones de todas las sondas deben ser fiables, repetibles, precisas y trazables con los patrones.

Son necesarias las siguientes calibraciones:

Sondas de desplazamiento volumétrico:

- manómetros y transductores de presión;
- indicadores de desplazamiento, de volumen:
- expansión del sistema;
- rigidez de la membrana;
- compresión de la membrana (si se ensaya en rocas);

Sondas de desplazamiento radial:

- transductores de presión;
- transductores de desplazamiento;
- rigidez de la membrana ;
- compresión de la membrana (si se ensaya en rocas).

Los transductores e indicadores se deben calibrar al empezar y al terminar el programa de ensayo. Para los ensayos MPM, esto es solo aplicable solo si no se ha realizado ninguna calibración en los últimos seis meses.

La calibración de la rigidez de la membrana se debe realizar antes de iniciar los ensayos "in situ" y después de la terminación de cada sondeo. una membrana nueva debe calibrarse antes de su utilización.

Los transductores de desplazamiento y de presión se deben calibrar después de una reparación de la unidad de lectura/control de los transductores y de los cables de conexión.

Instalación.

La sonda se debe instalar de forma que las perturbaciones del terreno circundante sean mínimas para este tipo de sonda.

La perforación para formar el sondeo del ensayo, por debajo del fondo del sondeo para la inserción de un MPM o un PBP se debe realizar utilizando un equipo, unas técnicas y un sistema de limpieza que produzca la perturbación mínima.

Las técnicas de perforación y el sistema utilizado en el SBP debe producir la mínima perturbación en el terreno que rodea la sonda.

El volumen inicial de una sonda de desplazamiento volumétrico deshinchada, se debe determinar en la superficie, antes de introducirse en el sondeo.

La orientación de la sonda se puede consignar antes empezar la inserción en el sondeo y antes extraerlo, en particular, cuando se utilizan sondas de desplazamiento radial.

Presurómetros de Ménard y otros con perforación previa.

El diámetro de la perforación de ensayo se debe mantener próximo al diámetro de la sonda desinflada, pero no debe ser menor que dicho diámetro.

Si un sondeo de ensayo se utiliza solo para una prueba, puede introducirse la sonda en él durante 60 minutos después de finalizar la perforación del sondeo, suponiendo que su profundidad no excede de 30 m. Para perforaciones superiores pueden utilizarse tiempos mayores.

Si el sondeo previo es de mayor diámetro que la perforación de ensayo, la distancia entre la parte superior de la sección de expansión de una probeta y la base del sondeo previo será, como mínimo, la mitad de la longitud de la sección de expansión.

En el caso de perforaciones de ensayo largos en los que se vayan a realizar varios ensayos, todas las perforaciones y ensayos deben terminar en un mismo turno de trabajo.

Presurómetros auto perforadores.

El SBP se debe perforar de forma continua desde la superficie del terreno, o desde el fondo de un sondeo previo. Se debe perforar a una distancia suficientemente alejada de un ensayo previo o del fondo de un sondeo en el terreno que no este afectado ni por ensayos previos ni por el taladrado de otros sondeos.

La distancia mínima entre los emplazamientos de ensayos debe ser igual a dos veces la distancia entre el centro de la sección de expansión y la base de la

sonda. Si se precisara una distancia mayor, se debe especificar la longitud de la auto perforación.

Durante la auto perforación de un SBP, se debe ajustar la orientación, el tipo y la velocidad de rotación de la herramienta de corte, el tipo y características del fluido de perforación, la presión del fluido de perforación, la velocidad de avance y la presión de empuje, para asegurar que se producen las perturbaciones mínimas sin correr riesgos indebidos para el equipo.

En terrenos drenados de forma natural, se debe indicar, tan pronto como sea posible, el ensayo de expansión después de finalizar la auto perforación. En los demás suelos y en rocas blandas debe transcurrir, como mínimo, de 30 min. y un máximo de 1 h entre la terminación de la auto perforación y el ensayo de expansión.

Presurómetros de desplazamiento completo.

Cuando se incorpora un cono eléctrico a un FDP, se debe hincar a presión en el suelo entre cotas de ensayo a (20 ± 5) mm/s ya sea desde el fondo del sondeo o desde la superficie.

Se debe iniciar el ensayo de expansión tan pronto como sea prácticamente posible nada más acabado el hincado.

Procedimiento de ensayo.

La sección de expansión del presurómetro se debe presurizar hasta que se alcance el diámetro especificado según sea el caso, como se menciona en el apartado de equipo.

La capacidad máxima de presión de la sonda debe ser compatible con la presión necesaria para inflar la sección de expansión, en las condiciones particulares del suelo. Por razones de seguridad, se puede dar por concluida la expansión si se alcanza la capacidad máxima de la sonda, si cualquiera de los transductores de desplazamiento ha alcanzado el rango máximo de trabajo o si se alcanza el volumen máximo de seguridad.

El presurómetro se puede descargar para realizar un ciclo descarga-recarga. Se debería especificar las velocidades de descarga y de recarga.

Antes de la descarga, se puede mantener constante la presión o el desplazamiento durante cierto tiempo.

Se debería especificar la reducción de la tensión durante el ciclo de descarga-carga.

Se puede especificar la deformación al empezar cualquier ciclo de descarga-carga adicional.

La señal de salida de los transductores se puede registrar en intervalos de 10 s, como mínimo, si se utiliza un registrador automático, o cada 30 s, si las lecturas se toman manualmente o si así se ha especificado.

En los ensayos MPM, las lecturas o los registros se toman convencionalmente cada 15 s, 30 s o 60 s después de que se ha terminado de aplicar la presión.

Ensayo de tensión controlada. Método de Ménard.

Los ensayos por el método de tensión controlada de Ménard se deben utilizar incrementando la presión a velocidad constante. Los incrementos se deben ajustar para conseguir que haya, al menos, siete incrementos de presión durante toda la etapa de carga; no obstante, es preferible que la presión se incremente en 10 saltos. Cada incremento de presión se debe mantener constante durante 1 mín.

Otros ensayos de tensión controlada.

Los ensayos con incrementos controlados se deben realizar a una velocidad constante de incremento de presión.

Si se precisa, se puede incluir un ciclo de descarga-carga en la secuencia de aplicación de cargas cuando la cavidad ha incrementado su diámetro entre 1% y el 3% o cuando la presión ha alcanzado el valor de 10 MPa, lo que ocurra primero.

Los incrementos no deben ser mayores del 5% de la capacidad máxima de la sonda y se deben ajustar para que, en la etapa de carga (incluyendo los ciclos de descarga-carga) la presión se incremente, al menos, en quince escalones.

La amplitud de los incrementos de presión se pueden ajustar durante las primeras etapas del ensayo para que se obtenga el suficiente número de lecturas de forma que permita definir con seguridad cuando la membrana entra en contacto con las paredes del sondeo y no debe ser mayor de 0.2 Mpa.

Cada incremento de presión se debe mantener constante durante 1 min.

Ensayos con deformación controlada.

Los ensayos con deformación controlada incluidos en los PBP se deben realizar con incrementos constantes de la deformación del volumen o de la cavidad. El incremento total se debe repartir al menos en veinte escalones del volumen hasta completar la etapa de carga. cada incremento se debe mantener durante 1 min.

Los ensayos con deformación controlada incluidos en los SBP se deben realizar incrementando la tensión a una velocidad constante durante las primeras etapas del ensayo, una vez incluida la expansión, se debe utilizar una velocidad constante de deformación del 1% por minuto.

Los ensayos de deformación controlada incluidos en los FDP se deben realizar incrementando la tensión a una velocidad constante durante las primeras etapas del ensayo. Una vez que se ha comenzado la expansión se debe continuar de forma que se obtenga una velocidad de deformación constante.

Se debe tener un número suficiente de medidas para definir con seguridad la presión a la que comienza la expansión.

Si en un ensayo PBP se requiriera un ciclo descarga-carga, se debería realizar cuando el sondeo haya aumentado su diámetro entre el 1% y el 3% o cuando se hayan alcanzado los 10 Mpa, lo que se produzca antes.

Si en un ensayo SBP, se requiere un ciclo descarga-carga, se debería realizar cuando el sondeo haya aumentado su diámetro entre 1% y el 3%.

Si en un ensayo FDP, se requiere un ciclo descarga-carga, se puede realizar cuando se haya alcanzado aproximadamente las condiciones de presión constante.

2.1.4.2 Interpretación de los resultados.

Reducción de datos de los ensayos del presurómetro.

La presión aplicada, corregida si fuera preciso, por el efecto de la rigidez de la membrana, debe transformarse en tensión.

Si se utiliza un presurómetro de desplazamiento radial, las lecturas de los desplazamientos se deben transformar en deformaciones de la cavidad y, en el caso de rocas blandas, se deben corregir por el efecto de compresión y adelgazamiento de la membrana.

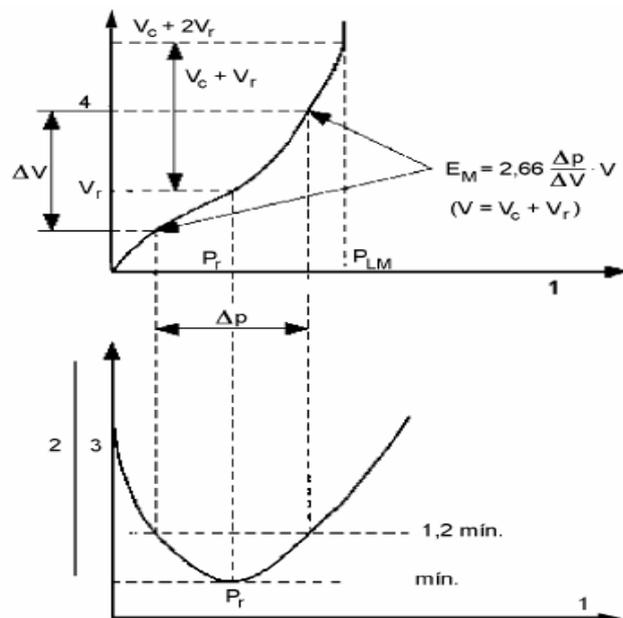
Si se utiliza un presurómetro de desplazamiento volumétrico (por ejemplo el de Ménard), a lectura del volumen se debe corregir según el sistema de expansión.

Interpretación del ensayo de Ménard.

Se debe dibujar un gráfico del cambio de volumen corregido con relación a la presión corregida expresada como resistencia.

El módulo del presurómetro de Ménard, E_m , y la presión límite p_{LM} se debe determinar utilizando el método que se ilustra en la figura 2.9

p_{LM} se define como la presión necesaria para duplicar el volumen total de la cavidad desde el punto (p_r, V_r) (ver figura 2.9). La presión p_r es la presión a la que $d(\Delta V)/dp$ es mínimo, y V_r corresponde al valor del volumen inyectado. V_c es el volumen de la sonda desinflada.



- Leyenda
- 1 Presión aplicada
 - 2 Variación de volumen ΔV
 - 3 Variación de presión Δp
 - 4 Volumen inyectado

figura 2.9 Interpretación de E_m y p_{LM} en un ensayo MPM.

2.1.4.3 Contenido del informe de resultados en un ensayo (PMT).

Antes de comenzar los ensayos, se debe disponer de la siguiente información:

- todos los detalles del presurómetro y del equipo de ensayo;
- detalles del equipo de perforación y del sistema de limpieza que se va a utilizar en la perforación de los sondeos;
- descripción de los métodos utilizados para realizar todas las operaciones de la perforación de ensayo;
- hojas de datos de ensayo habitual y formularios de presentación de los resultados finales;
- descripción de referencia de los métodos para realizar los ensayos.

Además el informe debe incluir la siguiente información :

- profundidad de la boca y del fondo del sondeo de ensayo, y profundidad de los ejes de medición del desplazamiento;
- detalles del sondeo, perforación (y si procede, del autoperforador), incluyendo la fecha y la hora de comienzo y final de toda la perforación, la descripción y la estimación del retorno de los fluidos de perforación y la profundidad y el diámetro de la entubación utilizada, si las hubiera;
- las salidas de los registros de los transductores antes y durante la instalación y al retirarlos del sondeo para cualquier BPB;
- las salidas tabuladas de los transductores durante el ensayo, y si se requieren, hora de comienzo y final del ensayo y las velocidades de tensión y/o deformación, en ambiente magnético;
 - los resultados de las calibraciones utilizadas para transformar los datos de ensayo en unidades de ingeniería;
 - los datos de ensayo calibrado tabulados en ambiente magnético, si se solicita cuando sea aplicable;
 - un grafico de la deformación volumétrica o de la cavidad media, en función de la presión aplicada expresada en tanto por ciento.

Se debe presentar toda la información, deben incluirse los valores de E_M y p_{LM} si se ha realizado un ensayo de Ménard.

2.1.5 ENSAYO DE DILATÓMETRO PLANO (DMT).

2.1.5.1 Principio y realización del ensayo.

El ensayo del dilatómetro plano (DMT), se aplica a la determinación in situ de las propiedades de resistencia y deformación del suelo de granos finos, usando una sonda con forma de cuchilla que tiene una delgada membrana circular de acero, encajada sobre una cara.

Los resultados de los DMT se utilizan en su mayor parte para obtener una información estratigráfica, el estado local de las tensiones, las propiedades de deformación y la resistencia la corte.

La base del ensayo consiste en insertar verticalmente, en el suelo la cuchilla de acero con una fina membrana circular de acero montada sobre una cara y determinar a profundidades preestablecidas o de una manera semicontinua, la presión de contacto que ejerce el suelo sobre la membrana, cuando la membrana esta encajada en la cuchilla y posteriormente el valor de la presión que se ejerce cuando el desplazamiento central de la membrana alcanza, 1.10 mm; ver figura 2.10.

El ensayo DMT es apropiado para arcillas, limos y arenas en las que las partículas del suelo son pequeñas en comparación con el tamaño de la membrana.

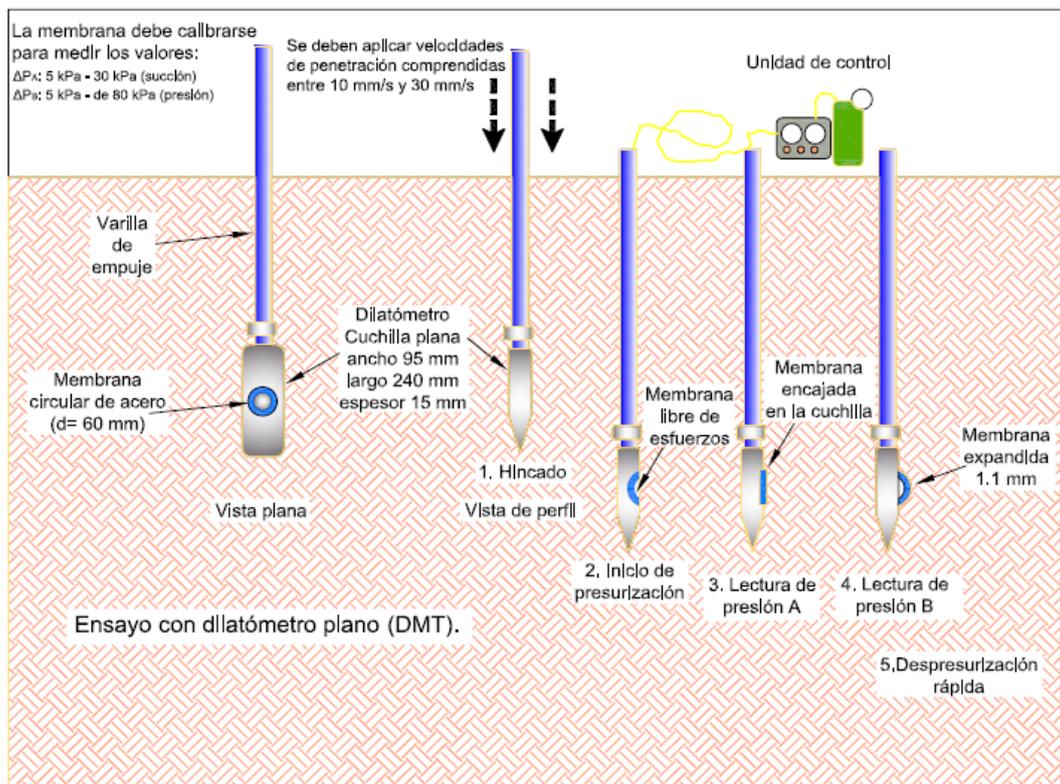


Figura 2.10 Ensayo del dilatómetro plano (DMT)

Equipo.

Dilatómetro.

El equipo para ensayo del dilatómetro se compone de:

- cuchilla con el adecuado adaptador roscado para conectar las varillas;
- cable neumático-eléctrico;
- cable para la conexión a tierra;
- unidad de control y calibración;
- fuente de presión.

Las medidas de la cuchilla, el ángulo del vértice del borde de penetración y de la membrana deben estar comprendidas entre las indicaciones de la figura 2.10.

El cable neumático-eléctrico, que facilita la comunicación neumática y eléctrica entre la unidad de control y la cuchilla, deben tener conectores de acero inoxidable con cables aislados para evitar cortos circuitos y juntas de estanquidad para evitar pérdidas de gas.

La unidad de control y calibración debe cumplir lo siguiente:

- estar conectada a tierra
- controlar la velocidad del gas que fluye durante la monitorización y medición de la presión del gas evitando desde la unidad de control a la cuchilla y a la membrana;

Los dispositivos de medición de la presión de la unidad de control y calibración deben permitir determinar la presión aplicada a la membrana con intervalos de 10 kPa y con una reproducibilidad de al menos 2.5 kPa para presiones inferiores a 500 kPa.

El generador de presión debe de estar provisto de un regulador adecuado, válvulas y tubos de presión para conectar con la unidad de control.

Aparato de inserción.

El equipo de inserción de la cuchilla debe incluir :

- máquina de empuje para insertar y hacer avanzar la cuchilla del dilatómetro en el suelo;
- varillas de empuje con el adaptador adecuado para conectar con la cuchilla;
- adaptador rasurado hueco para la salida lateral del cable neumático-eléctrico.

La máquina de empuje debe permitir el avance de la cuchilla verticalmente sin fuerzas significativas horizontales o de torsión.

Se deben aplicar velocidades de penetración comprendidas entre 10 mm/s y 30 mm/s. Se debe evitar el hincado, excepto en el avance de la cuchilla a través de capas rígidas o fuertemente cementadas que no puedan penetrarse mediante un empuje estático.

Las varillas de empuje deben ser rectas y resistentes al pandeo.

Procedimiento de ensayo.

Calibraciones y comprobaciones.

Todos los dispositivos de control, de conexión y de medida deben revisarse y calibrarse periódicamente respecto a un instrumento de referencia para garantizar que realiza mediciones fiables y precisas.

El dilatómetro de cuchilla y membrana debe de calibrarse antes de iniciar la penetración en el suelo. la cuchilla debe montarse de forma que su eje y el de las varillas estén alineados. La cuchilla debe ser plana, coaxial y tener un borde de penetración de forma adecuada. La membrana debe estar libre de partículas de

suelo, exenta de arañazos profundos, pliegues o cavidades y expandirse suavemente al insuflar el aire de presurización.

La membrana debe calibrarse para medir los valores de la succión ΔP_A , y de la presión ΔP_B , estando el equipo montado y listo para realizar los ensayos e inmediatamente antes de introducir la cuchilla en el suelo y durante la retirada a la superficie del terreno, tanto si se realiza un perfil dilatométrico como un ensayo individual.

La membrana debe reemplazarse antes de comenzar el ensayo si se obtienen valores de presión de calibración de ΔP_A y ΔP_B , antes la introducción de la cuchilla, fuera de los intervalos de 5 kPa - 30 kPa para ΔP_A y 5 kPa - de 80 kPa para ΔP_B .

Después de cambiar una membrana, es conveniente expansionar la nueva para mejorar la estabilidad de los valores de ΔP_A y ΔP_B . Esta expansión puede consistir en presurizar la membrana en el aire a 500 kPa durante unos cuantos segundos, se debe evitar una sobre expansión que pueda producir una deformación permanente de la membrana.

Realización del ensayo.

Después de que se ha hincado la cuchilla en el suelo y se ha introducido hasta la profundidad de ensayo, se deja de aplicar la carga empleada para empujar las varillas e inmediatamente se presuriza la cuchilla para expandir la membrana.

La velocidad de la corriente de gas para presurizar la membrana debe ser tal que se obtenga la lectura de presión A, P_A a los 20 s después de alcanzar la profundidad de ensayo, la lectura de la presión P_B , 20 s después de P_A .

Una vez que se ha determinado P_B , se debe despresurizar inmediatamente la membrana, para evitar una expansión ulterior y deformaciones permanentes; seguidamente se hace avanzar la cuchilla hasta la siguiente profundidad de ensayo o se retira a la superficie.

Dependiendo del sistema de avance de la cuchilla utilizado, el cable neumático-eléctrico conectado a la cuchilla debería pre-roscarse a las varillas de empuje para protegerlo, utilizando un adaptador rasurado para extraerlo y roscarlo a la varilla cada 1 m.

Si se utiliza un reductor del rozamiento para limitar la fuerza necesaria para hacer avanzar la cuchilla, se aconseja localizarlo, al menos a 200 mm por encima del centro de la membrana.

Después de haber retirado la cuchilla a la superficie del terreno y realizado el procedimiento de calibración de la membrana, los valores de ΔP_A y de ΔP_B deben anotarse y compararse con los medidos previamente. Si los valores de ΔP_A y de ΔP_B medidos antes de introducir la cuchilla en el suelo y después de retirarla a la superficie del terreno difieren en más de 25 kPa, deben descartarse los ensayos realizados entre estas dos calibraciones.

2.1.5.2 Interpretación de los resultados.

Los resultados de los ensayos DMT pueden interpretarse utilizando correlaciones bien establecidas para determinar la estratigrafía del subsuelo, las propiedades de

deformación de los suelos no cohesivos y cohesivos, el estado de tensión in situ y en los suelos cohesivos la resistencia al corte sin drenar.

La interpretación de los resultados de los ensayos DMT requiere del conocimiento de la presión intersticial local u_0 y la presión vertical efectiva P_{V0} antes de la inserción de la cuchilla. El valor de u_0 a la profundidad del ensayo se debe determinar a partir de mediciones fiables de la presión intersticial. El valor de σ'_{V0} a la profundidad de ensayo debería estimarse a partir de los pesos específicos de las capas por encima de la profundidad considerada.

Cuando se interpretan los resultados del ensayo DMT los valores de p_0 , p_1 , u_0 y σ'_{V0} para un punto de ensayo y una determinada profundidad de la membrana deberían corresponder coherentemente.

La presión del suelo p_1 sobre la membrana DMT cuando su centro se expande 1.10 mm se debería determinar mediante la siguiente expresión:

$$p_1 = p_B - \Delta P_{B;avg} - Zm \quad (2.7)$$

La presión del suelo p_0 , sobre la membrana situada en el centro de la cuchilla debería determinarse por extrapolación a partir de la presión del suelo sobre la membrana a las dos deformaciones de 0.05 mm y 1.10 mm, usando la siguiente expresión:

$$p_0 = 1.05(P_A + \Delta P_{A;avg} - Z_m) - 0.05 p_1 \quad (2.8)$$

El índice de material I_{DMT} , el índice de fuerza horizontal K_{DMT} y el modulo dilatométrico E_{DMT} , pueden calcularse mediante las siguientes expresiones:

$$I_{DMT} = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \quad (2.9)$$

$$K_{DMT} = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{V0}} \quad (2.10)$$

$$E_{DMT} = 34.7(p_1 - p_0) \quad (2.11)$$

2.1.5.3 Contenido del informe de resultados en un ensayo (DMT).

El informe de resultados debe incluir la siguiente información.

- tipos de equipo y varillaje
- características de los sistemas utilizados para el avance de la cuchilla;
- profundidad de pretaladro y sistema de mantenimiento del sondeo, si lo hubiera;
- diámetro y localización del reductor del rozamiento, si se utiliza;

- empuje aplicado a las varillas y en la parte superior de la cuchilla, si se mide;
- elevación del nivel freático;
- procedimientos de calculo de la presión intersticial sobre la membrana a cada cota de ensayo;
- características del sistema de medición para obtener la presión intersticial in situ, cuando sea importante;
- tipo y tamaño de la cuchilla y de la membrana;
- lectura de cero de los dispositivos de medida;
- valores de las presiones de calibración, ΔP_A y de ΔP_B , medidos antes y después de realizar cada perfil dilatométrico o cada ensayo individual y los correspondientes valores medios;
- registro de los valores obtenidos de las presiones P_A y P_B ;
- registro de los valores obtenidos calculados de las presiones p_0 y p_1 ;

2.2. PRUEBAS DE LABORATORIO.

2.2.1 DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES ÍNDICE.

Para comenzar a entender el comportamiento de los depósitos de suelos es necesario analizar ciertas propiedades que funcionan como un “índice”, o sea que proporcionan una idea del comportamiento del material en estudio en comparación con otro.

De esta forma en suelos granulares se pueden determinar las siguientes propiedades índice:

- Análisis granulométrico;
- Contenido natural de agua;
- Densidad relativa;
- Clasificación de Suelos según el Sistema Unico de Clasificación de Suelos (SUCS);

2.2.1.1 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO.

El análisis granulométrico consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que componen un suelo. A partir de la distribución de los granos en un suelo es posible formarse una idea de otras propiedades del mismo.

La distribución de los granos por tamaños sólo tiene importancia en el caso de los suelos gruesos. Para la determinación del análisis granulométrico se utilizan comúnmente dos métodos, según el tamaño de las partículas:

- método de tamizado para partículas $> 63 \mu\text{m}$. (o el tamiz más cercano disponible);
- método de sedimentación utilizando hidrómetro para partículas $\leq 63 \mu\text{m}$. (o el tamiz más cercano disponible)

- Se pueden aplicar también métodos modernos que incorporan sistemas de detección utilizando rayos X, rayos láser, medidas de densidad y contadores de partículas, los cuales se deben calibrar por comparación con los dos métodos más comúnmente utilizados.

Método de tamizado.

Para realizar el análisis granulométrico se utiliza un juego de mallas o tamices a base de filamentos de acero inoxidable, identificadas ya sea por el tamaño de la abertura en pulgadas o por el número de hilos o filamentos por pulgada cuadrada como se indica en la tabla 2.5.

MALLA #	3"	2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	4	10	20	40	60	100	200
ABERTURA (mm)	76,2	50,8	25,4	19,1	12,7	9,52	4,76	2	0,84	0,42	0,25	0,149	0,074

TABLA 2.5 Juego de mallas para la prueba de granulometría.

Para poder separar los diferentes tamaños de los granos las mallas deben estar ordenadas de mayor a menor abertura y limpias de impurezas que se pudieran haber incrustado en pruebas anteriores; el material debe manejarse con cuidado para no perder finos antes del pesado; los fragmentos muy grandes deben limpiarse con una brocha gruesa y colocar uno por uno para evitar que el equipo se dañe, la arena y finos resultado de esta acción deben regresarse a la muestra; el resto del material debe hacerse pasar por agitado evitando que los granos pasen forzados por las mallas. El material retenido en cada malla se pesa seco, ΔW_s , y se registra en el formato correspondiente. Se calculan los porcentajes retenidos parciales (para cada malla), P_{rpi} , retenidos acumulados P_{rai} , y los porcentajes acumulados P_a como:

$$P_{rpi} = \frac{\Delta W_{si}}{\sum_{i=1}^n \Delta W_{si}} \quad (2.12)$$

$$P_{rai} = \sum_{i=1}^m P_{rpi} \quad (2.13)$$

$$P_{ai} = 100\% - P_{rai} \quad (2.14)$$

siendo:

n: Número total de mallas

m: Número de mallas empleadas hasta ese momento.

Una vez obtenidos los porcentajes acumulados, éstos se grafican contra el “diámetro” del grano correspondiente en la escala semilogarítmica. En esta gráfica se llama “curva de distribución granulométrica” es una curva estadística acumulativa representativa de la distribución de los granos dentro de la muestra por tamaños; la cual le permite al ingeniero geotecnista saber que material se está tratando. Primeramente se observa si se trata de un suelo grueso o un fino y si es un suelo grueso quienes predominan, las gravas o las arenas.

Los granos de un material se identifican por su “nombre” de acuerdo con su tamaño. En la tabla 2.6 se dan los nombres de los granos gruesos y sus rangos de variación en tamaños:

NOMBRE DEL GRANO	PROPIEDAD	TAMAÑO (mm)
Fragmento de roca	No aplica	Mayor de 76
Grava	Gruesa	30 a 76
	Media	19 a 30
	Fina	4,76 a 19
Arena	Gruesa	2 a 4,76
	Media	0,42 a 2
	Fina	0,074 a 0,42

Tabla. 2.6 Nombre de los granos según su tamaño.

La forma de la curva también es un indicativo del suelo; una línea acostada indica un suelo con tamaños variados, en cambio una curva parada señala un suelo con predominancia de un tamaño. Para un cálculo más preciso se define dos coeficientes, que combinados permiten saber si se trata de un suelo bien o mal “graduado”, estos son el coeficiente de uniformidad, C_u , y el coeficiente de curvatura, C_c , dados por:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2.15)$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} * D_{10}} \quad (2.16)$$

siendo D_i el diámetro del grano correspondiente al porcentaje “i” de la curva granulométrica.

Para que la parte gruesa de un suelo sea bien graduada se requiere, en el caso de arenas, que el C_u sea mayor de 6, y que C_c esté comprendido entre los valores de 1 y 3; en el caso de gravas $C_u > 4$ y C_c entre 1 y 3.

Método de sedimentación utilizando hidrómetro (ASTM D 422 – 63).

- 1.- De la muestra a estudiar, se separan 50g. aproximadamente que pasa la malla No. 200, los cuales se ponen en 125 ml. de defloculante durante 24 horas.
- 2.- Al final del periodo de suspensión, se dispersa la solución traspasándola a un recipiente adecuado y llevándola a agitación con ayuda de una batidora.
- 3.- Inmediatamente después del proceso de dispersión, trasfiera la suspensión a la jarra sedimentadota y adicione agua hasta completar un litro.
- 4.- Paralelamente se debe haber preparado en otra jarra sedimentadota, un litro de solución con la misma cantidad de defloculante (125ml).
- 5.- Con la ayuda de un tapón, se agita la solución por espacio de aproximadamente 1 minuto, al cabo del cual se descarga la jarra sobre una superficie adecuada.
- 6.- Inmediatamente se introduce el hidrómetro dentro de la solución que contiene la muestra de estudio, y se empieza a tomar lecturas con intervalos de tiempo definidos: 30", 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60 min., 2, 4, 8, 16, 24 horas. Entre lectura y lectura se saca lentamente el densímetro de la suspensión, además se verifican permanentemente los valores de temperatura y corrección de ceros.

De los datos obtenidos durante el ensayo, determinamos dos parámetros:

-fracción más fina (P);

$$P = \frac{R_c * a}{W} X 100 \quad (2.17)$$

$$R_c = R_a - \text{corrección de ceros} + C_t$$

Donde: R_c : Lectura del hidrómetro corregida por ceros y temperatura;

R_a : Lectura real del hidrómetro;

C_t : Constante de corrección por temperatura;

a : Factor de corrección por gravedad específica;

W : peso seco de la muestra usada.

- tamaño de grano (ϕ).

$$\phi = K * \sqrt{\frac{L}{t}} \quad (2.18)$$

Donde: R_c : Lectura del hidrómetro corregida por ceros y temperatura.

R_a : Lectura real del hidrómetro.

C_t : Constante de corrección por temperatura

a : Factor de corrección por gravedad específica.

W : peso seco de la muestra usada

Gravedad Específica	Factor de corrección (a)
2,95	0,94
2,9	0,95
2,85	0,96
2,8	0,97
2,75	0,98
2,7	0,99
2,65	1
2,6	1,01
2,55	1,02
2,5	1,03
2,45	1,05

Tabla 2.7 Valores de factor de corrección, a, para diferentes gravedades específicas de partículas de suelo. Para usar en la ecuación para porcentaje de suelo retenido en suspensión usando Hidrómetro.

Lectura original del Hidrómetro (corregida por menisco solamente)	Profundidad efectiva L en cm	Lectura original del Hidrómetro (corregida por menisco solamente)	Profundidad efectiva L en cm	Lectura original del Hidrómetro (corregida por menisco solamente)	Profundidad efectiva L en cm
0	16,3	21	12,9	42	9,4
1	16,1	22	12,7	43	9,2
2	16	23	12,5	44	9,1
3	15,8	24	12,4	45	8,9
4	15,6	25	12,2	46	8,8
5	15,5	26	12	47	8,6
6	15,3	27	11,9	48	8,4
7	15,2	28	11,7	49	8,3
8	15	29	11,5	50	8,1
9	14,8	30	11,4	51	7,9
10	14,7	31	11,2	52	7,8
11	14,5	32	11,1	53	7,6
12	14,3	33	10,9	54	7,4
13	14,2	34	10,7	55	7,3
14	14	35	10,5	56	7,1
15	13,8	36	10,4	57	7
16	13,7	37	10,2	58	6,8
17	13,5	38	10,1	59	6,6
18	13,3	39	9,9	60	6,5
19	13,2	40	9,7		
20	13	41	9,6		

Tabla 2.8 Valores de L (profundidad efectiva) para usar en la fórmula de Stokes en la determinación de diámetros de partículas con el hidrómetro.

Temp. (°C)	Peso unitarios de los sólidos del suelo (g/cm ³)							
	2,5	2,55	2,6	2,65	2,7	2,75	2,8	2,85
16	0,0151	0,0148	0,0146	0,0144	0,0141	0,0139	0,0137	0,0136
17	0,0149	0,0146	0,0144	0,0142	0,014	0,0138	0,0136	0,0134
18	0,0148	0,0144	0,0142	0,014	0,0138	0,0136	0,0134	0,0132
19	0,0145	0,0143	0,014	0,0138	0,0136	0,0134	0,0132	0,0131
20	0,0143	0,0141	0,0139	0,0137	0,0134	0,0133	0,0131	0,0129
21	0,0141	0,0139	0,0137	0,0135	0,0133	0,0131	0,0129	0,0127
22	0,014	0,0137	0,0135	0,0133	0,0131	0,0129	0,0128	0,0126
23	0,0138	0,0136	0,0134	0,0132	0,013	0,0128	0,0126	0,0124
24	0,0137	0,0134	0,0132	0,013	0,0128	0,0126	0,0125	0,0123
25	0,0135	0,0133	0,0131	0,0129	0,0127	0,0125	0,0123	0,0122
26	0,0133	0,0131	0,0129	0,0127	0,0125	0,0124	0,0122	0,012
27	0,0132	0,013	0,0128	0,0126	0,0124	0,0122	0,012	0,0119
28	0,013	0,0128	0,0126	0,0124	0,0123	0,0121	0,0119	0,0117
29	0,0129	0,0127	0,0125	0,0123	0,0121	0,012	0,0118	0,0116
30	0,0128	0,0126	0,0124	0,0122	0,012	0,0118	0,0117	0,0115

Tabla 2.9 Valores de K para varias combinaciones de pesos unitarios y temperaturas.

Temp. (°C)	C _T
15	-1,1
16	-0,9
17	-0,7
18	-0,5
19	-0,3
20	0
21	0,2
22	0,4
23	0,7
24	1
25	1,3
26	1,65
27	2
28	2,5
29	3,05
30	3,8

Tabla 2.10. Factores de corrección por temperatura C_T

2.2.1.2 CONTENIDO NATURAL DE AGUA.

El contenido de agua de un suelo es el cociente del peso del agua que contiene, entre el peso de su fracción sólida. Se identifica con el símbolo W , y usualmente se expresa en porcentaje.

El método convencional consiste en determinar el peso de agua removida por secado en un horno con temperatura constante de 110 ± 5 °C, por diferencia del peso inicial del espécimen húmedo y su peso seco.

Procedimiento de ensayo, según la norma ASTM D-2216.

- 1.- Determinar y registrar la masa de un contenedor limpio y seco (y su tapa si es usada).
- 2.- Seleccionar especímenes de ensayo representativos.
- 3.- Colocar el espécimen de ensayo húmedo en el contenedor y, si se usa, colocar la tapa asegurada en su posición. Determinar el peso del contenedor y material húmedo usando una balanza seleccionada de acuerdo al peso del espécimen. Registrar este valor.
- 4.- Remover la tapa (si se usó) y colocar el contenedor con material húmedo en el horno. Secar el material hasta alcanzar una masa constante. Mantener el secado en el horno a 110 ± 5 °C a menos que se especifique otra temperatura. El tiempo requerido para obtener peso constante variará dependiendo del tipo de material, tamaño de espécimen, tipo de horno y capacidad, y otros factores. La influencia de estos factores generalmente puede ser establecida por un buen juicio, y experiencia con los materiales que sean ensayados y los aparatos que sean empleados.
- 5.- Luego que el material se haya secado a peso constante, se removerá el contenedor del horno (y se le colocará la tapa si se usó). Se permitirá el enfriamiento del material y del contenedor a temperatura ambiente o hasta que el contenedor pueda ser manipulado cómodamente con las manos y la operación del balance no se afecte por corrientes de convección y/o esté siendo calentado. Determinar el peso del contenedor y el material secado al horno usando la misma balanza usada en 3. Registrar este valor. Las tapas de los contenedores se usarán si se presume que el espécimen está absorbiendo humedad del aire antes de la determinación de su peso seco.

Se calcula el contenido de humedad de la muestra, mediante la siguiente fórmula:

$$W = \frac{W_1 - W_2}{W_2 - W_t} \times 100 = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (2.19)$$

W = es el contenido de humedad, (%)

W_w = Peso del agua

W_s = Peso seco del material

W_1 = es el peso de tara más el suelo húmedo, en gramos

W_2 = es el peso de tara más el suelo secado en homo, en gramos;
 W_t = es el peso de tara, en gramos

2.2.1.3 DENSIDAD RELATIVA.

La densidad relativa o compacidad relativa es una propiedad índice de los suelos y se emplea normalmente en gravas y arenas, es decir, en suelos que contienen casi exclusivamente partículas mayores a 0.074 mm (malla #200).

La densidad relativa es una manera de indicar el grado de compacidad (compactación) de un suelo y se puede emplear tanto para suelos en estado natural como para rellenos compactados artificialmente.

El uso de la densidad relativa es importante en mecánica de suelos debido a la correlación directa que ella tiene con otros parámetros como por ejemplo: el ensayo de penetración estándar (SPT) y otros relacionados con la capacidad de carga de un suelo.

Conceptualmente la densidad relativa indica el estado de compacidad de cualquier tipo de suelo.

$$D_R (\%) = \frac{e_{\max.} - e_{nat.}}{e_{\max.} - e_{\min.}} \times 100 \quad (2.20)$$

Donde:

$e_{\max.}$: Relación de vacíos para el estado más suelto del suelo

$e_{\min.}$: Relación de vacíos para el estado más compacto.

$e_{nat.}$: Relación de vacíos en el estado natural

Sin embargo, es conveniente expresar la densidad relativa en función de los pesos específicos o densidades secas del suelo, como sigue:

$$D_R (\%) = \frac{\gamma_{dcom} - \gamma_{d\min.}}{\gamma_{d\max.} - \gamma_{d\min.}} \times 100 \quad (2.21)$$

siendo:

$\gamma_{d\max.}$: Peso específico seco para el estado más compacto del suelo

$\gamma_{d\min.}$: Peso específico para el estado más suelto.

$\gamma_{dcom.}$: Peso específico para el suelo compactado en el campo.

La determinación de estos otros parámetros como lo son: el peso específico mínimo, peso específico máximo y el peso específico en el sitio, se realizan en laboratorio y el último se debe realizar en terreno; un procedimiento adecuado para realizarlo se describe en la norma.

Terzaghi expresó el estado del suelo según su densidad relativa como se muestra en la tabla 2.11:

Estado del suelo	Densidad relativa DR(%)
Muy s u e l t o	0 - 15
S u e l t o	15 - 35
Me d i o	35 - 65
De n s o	65 - 85
Muy d e n s o	85 - 100

Tabla 2.11. Tabla de clasificación del estado del suelo de acuerdo a su densidad relativa.

2.2.1.4 PESO ESPECÍFICO.

El peso específico puede ser muy variable entre un material y otro, por lo que el peso específico se obtiene dividiendo el peso de material entre la unidad de volumen y así obtengamos γ_m :

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} \quad (2.22)$$

$$W_m = W_w + W_s \quad (2.23)$$

$$V_m = V_v + V_s \quad (2.24)$$

donde:

V_v : volumen de vacíos del suelo;

V_s : Volumen de sólidos del suelo;

W_w : Peso del agua;

W_s : Peso de sólidos.

2.2.1.5 PERMEABILIDAD.

La permeabilidad de un suelo se refiere a su capacidad para permitir el paso de una corriente de agua a través de su masa.

Cuando el ingeniero geotecnista prevea que se presentará un flujo de agua dentro de la masa del suelo de su obra es conveniente que garantice que el agua fluya bajo el régimen laminar a velocidades relativamente pequeñas, de lo contrario se presentara el régimen conocido como turbulento caracterizado por la generación de vórtices que se presentan por la fracción entre las moléculas del agua cuando éstas rebasan ciertas velocidades de desplazamiento; este comportamiento puede generar, entre otros riesgos, el arrastre de granos de suelo que tienen como

consecuencia la formación de tubos dentro de la masa de suelo, efecto conocido como turificación.

Gradiente hidráulico,

El gradiente hidráulico es una medida de la energía que impulsa al agua a moverse dentro del suelo. La figura 2.10 muestra un suelo dentro de un tubo de cierto diámetro; el agua se desplaza dentro del espécimen a una velocidad media “v”, pasando de la sección 1 a la sección 2, recorriendo la distancia “L”, despreciando la carga de velocidad, la carga hidráulica en cualquiera de las dos secciones es:

$$h_i = z_i + \frac{p_i}{\gamma_w} \quad (2.24)$$

Y de acuerdo con la ecuación de Bernoulli de la energía, se tiene:

$$h_1 = h_2 + h \quad (2.25)$$

de donde

$$h = h_1 - h_2 \quad (2.26)$$

siendo “h” la pérdida de carga hidráulica que tiene lugar cuando el agua pasa de la sección 1 a la sección 2.

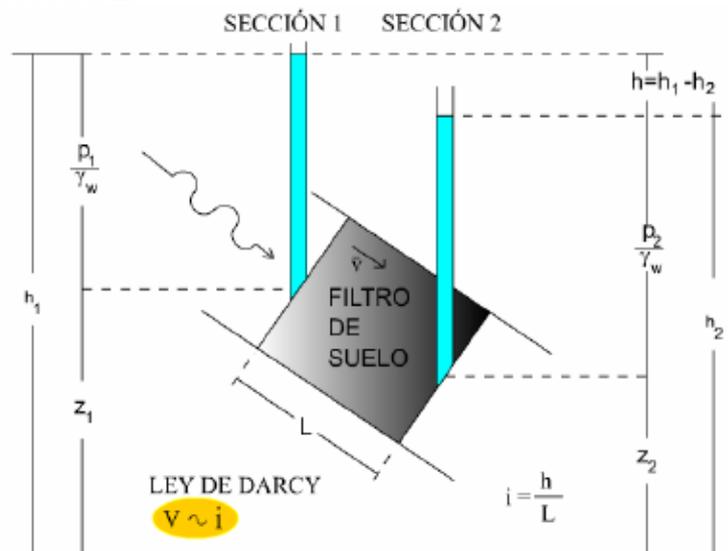


Figura. 2.11

Finalmente el gradiente hidráulico, i , es un concepto adimensional y representa la pérdida de carga hidráulica por unidad de longitud, esto es:

$$i = \frac{h}{L} \quad (2.27)$$

En 1856 Darcy descubrió que la velocidad media con la que el agua fluye dentro de una región de flujo es directamente proporcional al gradiente hidráulico.

En la figura 2.12 se muestra esquemáticamente el comportamiento del agua al variar su velocidad; si el agua parte de velocidades relativamente bajas, en la zona I (laminar), a velocidades mayores en la zona II (transición) cambia a régimen turbulento en el punto B, siguiendo la trayectoria inferior que se indica hasta alcanzar el punto C (correspondiente a la velocidad crítica superior, v_{cs}); en cambio, si se parte de velocidades correspondientes a la zona III (turbulenta) a velocidades menores en la zona de transición, el agua cambia su comportamiento a régimen laminar en el punto "A" (correspondiente a la velocidad crítica inferior, v_{ci}), siguiendo la trayectoria superior que se indica.

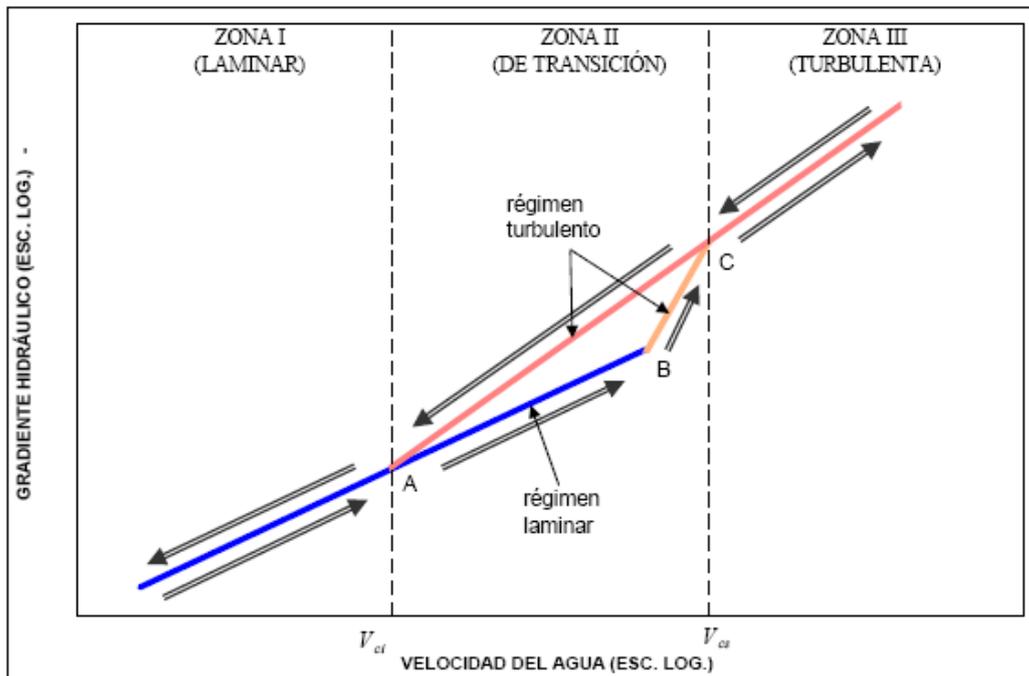


Figura 2.12 Variación de la velocidad en función del gradiente hidráulico.

Se deduce que en régimen laminar, la ley de darcy es:

$$v = ki \quad (2.28)$$

Siendo k una constante de proporcionalidad, conocida como coeficiente de permeabilidad.

En virtud de que el gradiente hidráulico es un concepto adimensional, el coeficiente de permeabilidad tiene dimensiones de velocidad, siendo numéricamente igual a la velocidad media del agua cuando el gradiente hidráulico es igual a uno; físicamente representa la "facilidad" (inverso de la resistencia) con la que el agua fluye a través del suelo. El volumen de agua que atraviesa el suelo en la unidad de tiempo, esto es el gasto, Q , puede expresarse como:

$$Q = kAi \quad (2.29)$$

siendo "A" el área de la sección.

En la siguiente tabla 2.12 se muestra el rango de valores de k de acuerdo con el tipo de suelo:

k (cm/s)	SUELO		DRENAJE
1,00E+02	GRAVAS LIMPIAS		MUY BUEN DRENAJE.
1,00E+01			
1,00E+00			
1,00E-01			
1,00E-02	ARENAS LIMPIAS MEZCLAS GRAVA- ARENA	ARCILLAS FISURADAS Y ALTERADAS	BUEN DRENAJE.
1,00E-03			
1,00E-04			
1,00E-05	ARENAS MUY FINAS, LIMOS Y ARENAS LIMOSAS		MAL DRENAJE
1,00E-06			
1,00E-07	LIMOS ARCILLOSOS		PRACTICAMENTE IMPERMEABLES
1,00E-08	ARCILLAS (NO FISURADAS)		
1,00E-09			

TABLA 2.12. Valores de k según el tipo de suelo.

Pruebas de permeabilidad.

En la medida de lo posible el coeficiente de permeabilidad es más convenientemente determinarlo de una prueba directa que de otras técnicas menos precisas, para ello se tienen básicamente 3 pruebas aplicables según el suelo de que se trate, las cuales son:

- El permeámetro de carga constante;
- El permeámetro de carga variable;
- La prueba in situ.

Permeámetro de carga constante.

Este aparato fue creado básicamente para medir la permeabilidad de suelos gruesos ($k > 10^{-3}$ cm/s), sin embargo es muy difícil ensayar este tipo de suelos con su estructura original por lo que únicamente se podrá llevar un control en el laboratorio conociendo su estado de compacidad en campo.

El dispositivo se muestra esquemáticamente en la figura 2.13; se trata de un cilindro de lucita donde se colocan muestras con el estado de compacidad programado.

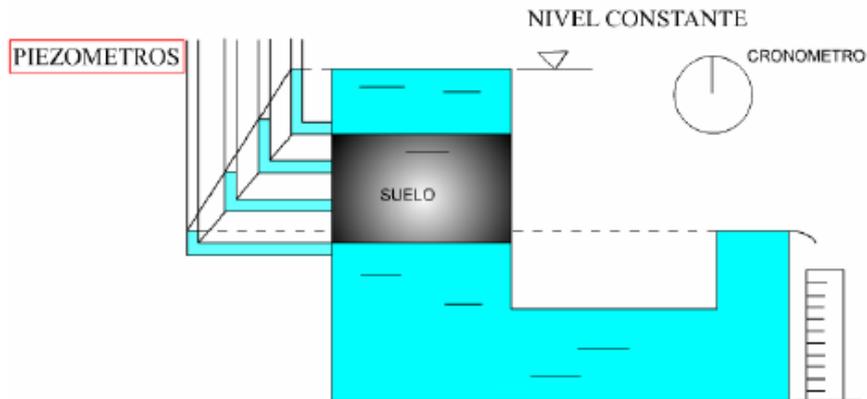


Figura 2.13. Permeámetro de carga constante.

El agua se hace pasar a través de la muestra con diferencia de niveles, h , a la entrada y a la salida hasta que el gasto permanece constante (flujo establecido); mediante la probeta graduada y un cronómetro se mide el volumen de agua, V , que atraviesa el suelo en un tiempo, t , obteniéndose así el gasto. El coeficiente de permeabilidad se puede obtener despejando la siguiente fórmula como:

$$k = \frac{VL}{tAh} \quad (2.30)$$

donde "A" es el área de la sección de la muestra y "L" la longitud de la misma. Cabe señalar que se deben hacer varias determinaciones para obtener el valor más probable del parámetro. Si la temperatura del agua de la prueba es distinta de 20° C, debería hacerse una corrección del valor obtenido del coeficiente de permeabilidad, k_p , mediante la expresión:

$$k = k_p \frac{\eta}{10.29} \quad (2.31)$$

donde:

$$\eta = \frac{18.14}{1 + 0.0337 + 0.00022T^2} \quad (2.32)$$

T: Temperatura del agua de la prueba en grados centígrados;

k: Coeficiente de permeabilidad para una temperatura del agua de 20 C.

Permeámetro de carga variable.

En la variante de pared rígida, este aparato tiene un campo de aplicación en materiales un poco menos permeables que los mencionados para el caso del

permeámetro de carga constante, tales como arenas finas, arenas finas limosas, o arenas limosas con poca arcilla (10^{-1} a 10^{-4} cm./s). Sin embargo, a diferencia de la anterior para realizar esta prueba es necesario contar con bastante experiencia, evitando la formación de natas que este tipo de materiales pueden llegar a generar y por consiguiente reportar un valor del coeficiente de permeabilidad menor al "real".

En el tipo de pared delgada, en este aparato se pueden ensayar suelos con coeficientes de permeabilidad entre 10^{-4} y 10^{-9} cm./s, además de que es posible someter a la muestra a diferentes esfuerzos de confinamiento para obtener la variación de k con el esfuerzo medio.

El mecanismo se muestra esquemáticamente en la figura 2.14; se trata de un tubo de pared rígida o flexible donde se monta la muestra; en el caso del de pared flexible es posible aplicar presiones a la muestra para medir el coeficiente de permeabilidad en función del esfuerzo confinante.

En la parte superior se coloca un tubo de diámetro menor o igual al que lleva la muestra. Durante la prueba el nivel del agua en el tubo pequeño pasa de una altura h_1 a una menor h_2 en un tiempo "t". El coeficiente de permeabilidad se obtiene con la formula:

$$k = \frac{a}{A} \frac{L}{t} \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (2.33)$$

Siendo "a" el área de la sección transversal del tubo de menor diámetro, en tanto que "A" y "L" el área de la sección y la longitud de la muestra, respectivamente.

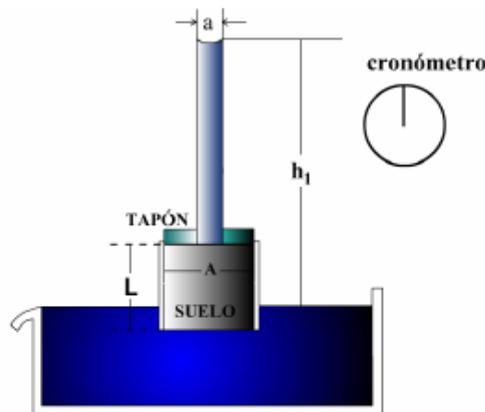


figura 2.14. Permeámetro de carga variable.

2.2.2 PRUEBAS DE RESISTENCIA.

Como se menciona en el apartado 2.1 por la dificultad que se tiene para obtener muestras inalteradas en suelos granulares poco cementados, las propiedades

mecánicas e hidráulicas se obtienen por medio de correlaciones empíricas, que se deducen de los resultados obtenidos de exploraciones realizadas con mediante pruebas de campo ó esto se puede realizar también por medio de muestras preparadas en el laboratorio, simulando condiciones de estructura, saturación y compacidad semejantes a las que se tienen en estado natural, en las cuales se deben realizar los ensayos siguientes:

En las pruebas siguientes es de suma importancia definir en que muestras se efectúan los ensayos, así como la secuencia de cargas aplicadas:

- Prueba de compresión simple o axial no confinada;
- Prueba rápida o compresión triaxial no consolidada, no drenada (UU).

2.2.2.1 PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE.

El ensayo de compresión simple se realiza sobre muestras de suelo sin soporte lateral alguno.

Antes de realizar la prueba es conveniente estimar el valor de la resistencia no drenada, c_u ; en este caso puede usarse ya sea el penetrómetro de bolsillo o el torcómetro de bolsillo que son equipos poco precisos pero útiles para fines de programación. Una vez que se tiene este dato preliminar se pueden programar 10 o más puntos de la curva esfuerzo-deformación. La prueba de compresión simple se ejecutará de acuerdo a los siguientes pasos:

1) Si la muestra es inalterada, se recorta mediante el torno de labrado para darle las dimensiones cilíndricas que se requieren con la relación de esbeltez (altura entre diámetro) entre 2 y 2.5; Las muestras remoldeadas pueden ser preparadas a partir de una muestra inalterada o a partir de una muestra alterada, siempre y cuando sea representativa de la muestra inalterada fallada. En el caso de las muestras inalteradas falladas, envuelva el material en una membrana de caucho delgado y amase el material completamente con los dedos para asegurar un remoldeo completo. Evite que quede aire atrapado en la muestra.

Tenga cuidado de obtener una muestra de densidad uniforme, con la misma relación de vacíos de la muestra inalterada y con el mismo contenido natural de agua en el suelo.

Moldee el material alterado en una formaleta de sección transversal circular cuyas dimensiones cumplan los requerimientos. Después de retirar los especímenes de la formaleta, determine la masa y las dimensiones de las muestras para el ensayo. En el caso de muestras compactadas: Las muestras deben ser preparadas con un contenido de agua predeterminada y con la densidad prescrita.

Después de preparada la muestra recorte los extremos perpendicularmente al eje longitudinal, retírela de la formaleta y determine su masa y sus dimensiones.

2) Se colocan rueditas de hule en las piedras porosas para evitar que se tapen con restos de suelo.

- 3) Montar el espécimen, con su cabezal ya instalado centrado dentro de la cámara triaxial.
- 4) Asegurar un buen contacto entre el vástago y el yugo para aplicar la carga.
- 5) Instalar el deformímetro anotando la lectura inicial.
- 6) Echar a andar el cronómetro y simultáneamente aplíquese la carga.
- 7) Si el marco es de carga controlada, se aplica el primer incremento de carga y se espera a que se cumpla el lapso para dar la velocidad de aplicación de la carga especificada; 5 segundos antes de que se cumpla dicho tiempo se lee y se anota la lectura del deformímetro; al cumplirse el lapso se aplica el siguiente incremento de carga y se repite este paso hasta alcanzar la falla.
- 8) Si el marco es de deformación controlada se hecha a andar el pistón a la velocidad especificada, hasta alcanzar la deformación correspondiente. Se anota en el registro tanto la deformación de la muestra como la deformación del anillo de carga.
- 9) Si la muestra no presenta una falla brusca, suspender la prueba al alcanzar la muestra un cierto nivel de deformaciones.
- 10) Retirar la muestra del aparato y hágase un esquema de su falla.
- 11) Cortar una laja de aproximadamente 3 mm de espesor, paralela al plano de falla, para determinar el contenido de agua de la muestra en esa zona. El resto del material se usa para el mismo fin.
- 12) Calcular los resultados, trazar la curva esfuerzo-deformación y determinar la resistencia a la compresión simple q_u . También se puede dibujar el círculo de Mohr y calcular la cohesión $c_u = q_u/2$, correspondiente.
- 13) Si se mide la sensibilidad de la arcilla, se debe remoldear material en la batidora evitando que pierda su humedad natural, hasta lograr una pasta suficiente para formar la probeta remoldeada.
- 14) El material se deja reposar el tiempo especificado de prueba para que la arcilla gane resistencia por sus propiedades tixotrópicas.
- 15) Repetir los pasos 2 a 12 en la probeta remoldeada y calcular su sensibilidad como: $S_t = q_u (\text{inalterada})/q_u (\text{remoldeada})$

2.2.2.2 PRUEBA RAPIDA O COMPRESIÓN TRIAXIAL NO CONSOLIDADA, NO DRENADA (UU).

En este ensayo rápido el esfuerzo vertical se mide inmediatamente después de haber aplicado la carga vertical. La velocidad con que se realiza el ensayo es tal que no permite la evacuación del agua que contiene la muestra por lo tanto, no existe la consolidación de la misma.

Triaxial consolidada rápida (consolidada, no drenada) en este ensayo la probeta se deja consolidar bajo la presión vertical, introduciendo rápidamente el esfuerzo horizontal cuando esto haya sucedido.

Este ensayo es el adecuado en el caso en el que se quiera conocer el comportamiento de un suelo dotado de una carga vertical permanente al que se le introducen esfuerzos de corte a través de un vaciado rápido.

CAPÍTULO TRES.

REVISIÓN DE LA SEGURIDAD DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN.

En el diseño de toda cimentación, se debe efectuar la revisión de la seguridad del terreno ante los estados límite de falla y de servicio, los cuales podemos definir como:

- a) Estados límite de falla: Aquellos asociados con el colapso total o parcial del terreno o con el fallo estructural de la cimentación.
- b) Estados límite de servicio: Aquellos asociados con determinados requisitos impuestos a las deformaciones del terreno por razones estéticas y de servicio.

Como estados límite de falla deben considerarse los debidos a:

- a) pérdida de la capacidad de carga del terreno de apoyo de la cimentación por hundimiento, deslizamiento o vuelco.
- b) pérdida de la estabilidad global del terreno en el entorno próximo a la cimentación;
- c) pérdida de la capacidad resistente de la cimentación por fallo estructural;
- d) fallos originados por efectos que dependen del tiempo (durabilidad del material de la cimentación, fatiga del terreno sometido a cargas variables repetidas).

Como estados límite de servicio deben considerarse los relativos a:

- a) los movimientos excesivos de la cimentación que puedan inducir esfuerzos y deformaciones anormales en el resto de la estructura que se apoya en ellos, y que aunque no lleguen a romperla afecten a la apariencia de la obra, al confort de los usuarios, o al funcionamiento de equipos e instalaciones;
- b) las vibraciones que al transmitirse a la estructura pueden producir falta de confort en las personas o reducir su eficacia funcional;
- c) los daños o el deterioro que pueden afectar negativamente a la apariencia, a la durabilidad o a la funcionalidad de la obra.

3.1 ESTADOS LÍMITE DE FALLA

3.1.1 CAPACIDAD DE CARGA DE UN SUELO FRICCIÓNANTE.

En mecánica de suelos se entiende por capacidad de carga de un suelo, la resistencia máxima que puede desarrollar éste para soportar un peso encima, el cual inducirá esfuerzos en toda la masa del suelo, sin que se produzca un colapso o falla brusca. Conociendo la capacidad de carga de un suelo se pueden calcular las dimensiones de la cimentación necesarias para que el conjunto estructura – suelo trabaje en equilibrio.

Las diferentes teorías de capacidad de carga, solucionan problemas en suelos cohesivos, friccionantes y algunas teorías el caso de suelos cohesivos-friccionantes.

3.1.1.1 Teoría de Terzaghi de capacidad de carga.

El caso simple de un cimiento en faja continua ($B/L = 0$) soportado por un suelo homogéneo de superficie horizontal, además de representar la condición mas elemental, constituye un problema bidimensional que permite utilizar soluciones conocidas de equilibrio plástico en masas homogéneas de suelo. Terzaghi (1943), quien fue el primero en formular una teoría de amplio alcance para el problema de capacidad de carga de cimentaciones, propuso el enfoque que se describe a continuación.

Como se muestra en la figura 3.1, el cimiento de ancho B se encuentra cimentado a una profundidad D bajo la superficie del suelo. Sobre el cimiento se ejerce una carga vertical concentrada que crece hasta alcanzar un valor Q , de tal magnitud que el terreno de cimentación entra en equilibrio plástico. Se ha verificado en forma teórica y experimental que se forma, entonces, directamente bajo el cimiento una cuña triangular AOA' , muy confinada, que actúa en forma conjunta con el cimiento en su avance hacia abajo, al penetrar dentro del suelo. Esta cuña empuja el suelo de ambos lados, en forma tal que las paredes ideales OA y OA' de la cuña actúan como verdaderas pantallas de resistencia pasiva en donde la oblicuidad $\delta = \phi$, puesto que se trata de fricción entre terreno y terreno.

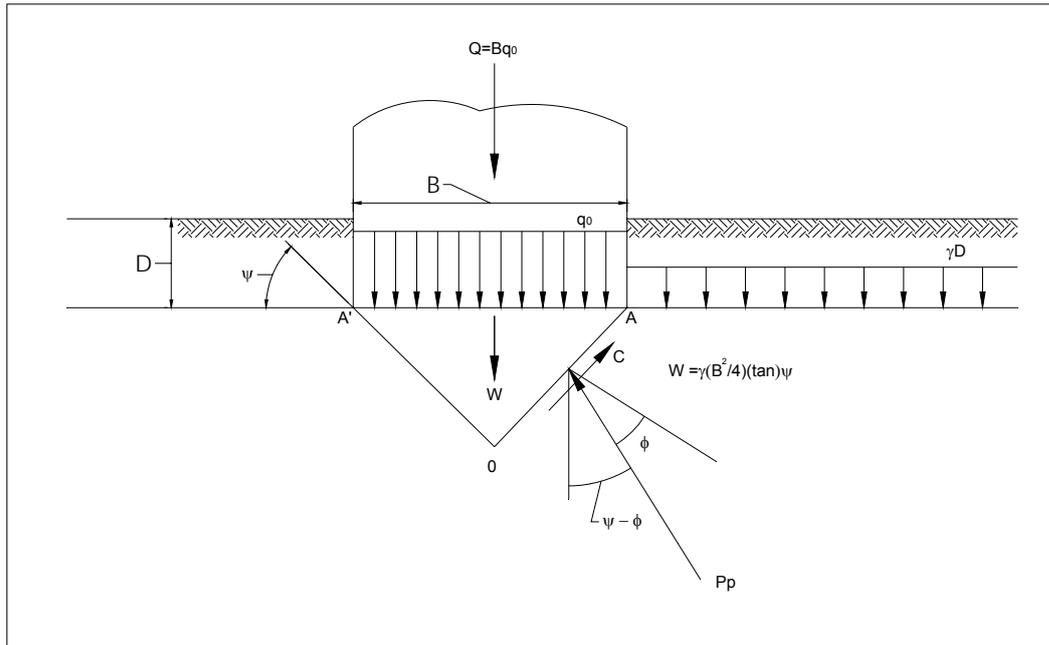


Figura 3.1 Equilibrio de la cuña bajo el cimiento.

En forma aproximada, el problema se idealiza suponiendo que el suelo por encima del nivel de cimentación actúa exclusivamente como una sobrecarga vertical de intensidad uniforme y extensión infinita con un valor $q = \gamma D$. Por lo tanto, en el mecanismo de falla se ignoran los efectos de esfuerzos tangenciales en el plano de cimentación y la incidencia de superficies de desplazamiento entre el plano de cimentación y la superficie del terreno.

En tales condiciones, es sencilla la determinación de la resistencia pasiva sobre la pantalla ideal OA que hace un ángulo ψ con la horizontal, mediante la aplicación de soluciones conocidas de la teoría de equilibrio plástico. Sobre OA, con longitud unitaria, actúa una fuerza cohesiva tangencial, $C = c$; además, una resistencia pasiva P_p con oblicuidad ϕ , que se puede determinar por integración de un empuje elemental y expresar así:

$$P_p = \frac{B}{2 \cos \phi \cos \psi} \left(\frac{1}{4} k_{p\gamma} \gamma B \tan \psi + k_{pq} q + k_{pc} c \right) \quad (3.1)$$

En donde: $k_{p\gamma}$, k_{pc} y k_{pq} son los coeficientes de empuje pasivo de las componentes del empuje debidas a γ , c y q .

El equilibrio horizontal de la cuña AOA' está asegurado por razones de simetría. Tomando componentes verticales de las fuerzas, el equilibrio vertical daría:

$$Q + W = 2P_p \cos(\psi - \phi) + cB \tan \phi \quad (3.2)$$

W: es el peso de la cuña que se puede expresar como:

$$W = \gamma \frac{B^2}{4} \tan \psi \quad (3.3)$$

La capacidad de carga última, q_0 , se considera como una presión media última bajo la cimentación: $q_0 = Q/B$, aclarando que se define como una simple presión media, sin hacer hipótesis alguna respecto a la distribución de esfuerzos en el plano de cimentación. Reemplazando la ecuación (3.2) y despejando q_0 , se obtiene:

$$q_0 = \frac{1}{B} \left[2P_p \cos(\psi - \phi) + Bc \tan g \psi - \gamma \frac{B^2}{4} \tan \psi \right] \quad (3.4)$$

Remplazando P_p de (3.1) en (3.4), se obtiene después de ordenar términos:

$$q_0 = \gamma \frac{B}{2} \left[\tan \psi \left(\frac{k_{p\gamma} \cos(\psi - \phi)}{2 \cos \phi \cos \psi} - \frac{1}{2} \right) \right] + c \left(\frac{k_{pc} \cos(\psi - \phi)}{\cos \phi \cos \psi} \right) + q \left(\frac{k_{pq} \cos(\psi - \phi)}{\cos \phi \cos \psi} \right) \quad (3.5)$$

Un análisis de la ecuación (3.5) indica que la capacidad de carga última depende del ancho B del cimient, del peso unitario γ del suelo, de la resistencia al corte del suelo representada por los parámetros c y ϕ , y de la presión de sobrecarga q . Como los términos entre paréntesis son únicamente función de ϕ , se puede escribir la capacidad de carga última en la forma:

$$q_0 = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + c N_c + q N_q \quad (3.6)$$

Donde N_γ , N_c y N_q son los denominados factores de capacidad de carga, que obviamente son adimensionales por depender exclusivamente de ϕ y de ψ . Es posible determinar la capacidad de carga última, tanto en función de esfuerzos totales como de esfuerzos efectivos. Se han propuesto numerosas soluciones para determinar los factores de capacidad de carga, sin embargo se ha conservado la estructura básica de la ecuación (3.6) que se conoce comúnmente como la ecuación general de capacidad de carga.

Es natural la interrogante sobre que valor de ψ conviene elegir para determinar los factores de capacidad de carga. Con base en una expresión adimensional de la ecuación general de capacidad de carga, se puede buscar el mínimo en forma independiente para cada uno de los factores. Los correspondientes a N_q y N_c se alcanzan para un valor crítico: $\psi = \pi/2 + \phi/2$. Para N_γ el valor crítico ψ crece desde algunos grados hasta aproximadamente 50° , donde ϕ varía entre 20° y 40° . Una relación muy aproximada es $\psi = 1.2\phi$.

Los valores correctos de los tres factores de capacidad de carga corresponden a los mínimos determinados para cada valor de ϕ . La búsqueda de una superficie crítica única de falla, que involucre simultáneamente el peso unitario, la cohesión y la sobrecarga, conduce a un sistema indeterminado de ecuaciones. Para encontrar

soluciones, Terzaghi propuso considerar separadamente la contribución de los parámetros responsables de la capacidad de carga, de la siguiente manera:

- 1.- Peso unitario γ del suelo, con presión nula de sobrecarga
- 2.- Componente cohesiva, c , de la resistencia al corte, con peso unitario γ , y sobrecarga q , nulos.
- 3.- Sobrecarga q en la superficie del suelo, con peso unitario γ , igual a cero

Terzaghi (1943) supuso que el ángulo $\psi = \phi$, por lo tanto la ecuación (3.5) toma la siguiente forma:

$$q_0 = \gamma \frac{B}{2} \left[\frac{1}{2} \tan \phi \left(\frac{k_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \right] + c \left(\frac{k_{pc}}{\cos^2 \phi} + \tan \phi \right) + q \left(\frac{k_{pq}}{\cos^2 \phi} \right) \quad (3.7)$$

Terzaghi dedujo analíticamente soluciones para N_q y N_c , extendiendo una solución debida a Prandtl que se encuentra basada en la teoría de la plasticidad. No se ha encontrado solución analítica para N_γ

3.1.1.2 Capacidad de carga de un suelo friccionante. Mecanismo de Prandtl.

Se busca determinar la presión de hundimiento, q_0 , de un área en faja, uniformemente cargada y de largo infinito, cimentada sobre la superficie horizontal de un medio homogéneo de material friccionante (ϕ), sin cohesión y sin peso. En la superficie actúa una sobrecarga vertical uniforme de intensidad q y extensión infinita. Constituye una aplicación del equilibrio plástico en los suelos, por medio del mecanismo de Prandtl, según la figura 3.2 Corresponde a una solución de cota inferior.

Se resuelve el problema para un ancho unitario típico. Se consideran:

- Zona I, en equilibrio plástico pasivo de Rankine. Las superficies de falla hacen un ángulo $(45^\circ - \phi/2)$ con la horizontal.
- Zona II, en equilibrio de Prandtl, con superficies de falla radiales y curvas.
- Zona III, en equilibrio plástico activo de Rankine. Las superficies de falla hacen un ángulo $(45^\circ - \phi/2)$ con la horizontal.

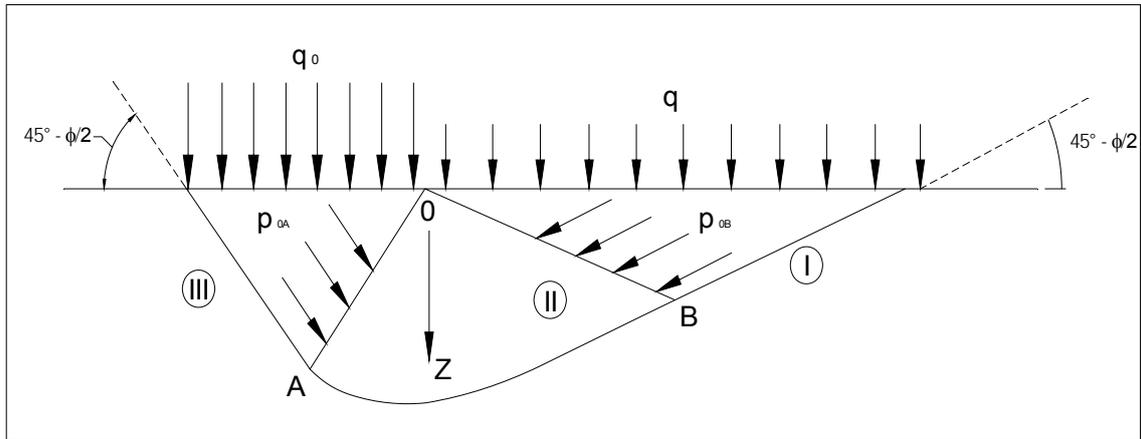


Figura 3.2. Mecanismo de Prandtl.

El esfuerzo sobre el plano OA, p_{0A} , se puede determinar en el círculo de Mohr, bajo la hipótesis de que dicho esfuerzo actúa en un plano de falla y con un ángulo de oblicuidad igual a ϕ . Se obtiene la expresión:

$$p_{0A} = \frac{q_0}{\tan(45 + \phi/2)} \quad (3.8)$$

El esfuerzo sobre el plano OB, p_{0B} , se puede determinar igualmente en el círculo de Mohr, considerando que actúa en un plano de falla y con un ángulo de oblicuidad igual a ϕ . Se obtiene la expresión:

$$p_{0B} = q \tan(45 + \phi/2) \quad (3.9)$$

El cambio en los esfuerzos sobre las superficies de falla a través de la zona II (de deformación tangencial radial) puede obtenerse, según Milton Vargas (1977), por integración de ecuaciones diferenciales de equilibrio, expresadas en coordenadas polares. Se llega a la siguiente expresión:

$$p_{0B} = p_{0A} e^{-2\Delta\theta \tan \phi} \quad (3.10)$$

Como $\Delta\theta$ en la zona II, ángulo AOB, es igual a $\pi/2$, se tiene:

$$p_{0B} = p_{0A} e^{-\pi \tan \phi} \quad (3.11)$$

Reemplazando p_{0A} de (3.8) en (3.11), igualando a p_{0B} de (3.9) y despejando q_0 , se obtiene finalmente:

$$q_0 = q e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2) \quad (3.12)$$

De acuerdo con esto la solución por cota inferior es:

$$q_0 \geq qe^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2) \quad (3.13)$$

De forma similar la solución por cota superior es:

$$q_0 \leq qe^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2) \quad (3.14)$$

Como la diferencia de cotas es nula las soluciones coinciden, lo que significa que se ha obtenido para este caso un valor exacto de la solución:

$$q_0 = qe^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2) \quad (3.15)$$

Por lo tanto:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2) \quad (3.16)$$

Es conveniente destacar las condiciones restrictivas bajo las cuales es válida la solución:

- Medio homogéneo con superficie horizontal de material friccionante sin peso, caracterizado por su ángulo de fricción (ϕ).
- Sobrecarga uniforme vertical de intensidad q , y extensión infinita.
- Carga unitaria vertical uniforme, sobre faja de longitud infinita, en la superficie del medio.

La capacidad de predicción teórica, para obtener soluciones generales del problema de carga ultima de cimentaciones superficiales, está, estrictamente hablando, limitada en la actualidad a suelos relativamente incompresibles o al modo de falla general de corte. Corresponde a soluciones de la teoría clásica de capacidad de carga.

Para suelos sin peso ($\gamma=0$), sin cohesión ($c=0$), pero con fricción, Prandtl y Reissner han encontrado que:

$$q_0 = qN_q \quad (3.17)$$

Para los factores de capacidad de carga han propuesto los factores:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2) \quad (3.18)$$

Estas expresiones se han calificado como exactas desde el punto de vista del concepto de estados límites en la teoría de la plasticidad, y de las hipótesis de partida. Es decir que en este caso las soluciones de cota superior e inferior aplicadas al mecanismo de Prandtl conducen al mismo resultado.

Para suelos sin cohesión y sin sobrecarga ($c=0$; $q=0$) se han encontrado que:

$$q_0 = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (3.19)$$

No se conocen soluciones analíticas cerradas para el factor adimensional de capacidad de carga, N_γ ; en consecuencia, sólo es evaluable en forma numérica. El ángulo ψ incide marcadamente en los valores de N_γ . Vesic (1975) ha considerado aceptables valores de N_γ obtenidos de un análisis realizado por Caquot y Kerisel (1953) bajo la suposición de que $\psi=45+\phi/2$. Vesic (1970) ha mostrado que estos valores de N_γ se pueden aproximar con un error del lado de la seguridad (que no excede el 10% para $15^\circ < \phi < 45^\circ$ y no excede 5% para $20^\circ < \phi < 40^\circ$) por medio de la siguiente expresión analítica:

$$N_\gamma \cong 2(N_q + 1)\tan \phi \quad (3.20)$$

Para los casos en que $q \neq 0, \gamma \neq 0, \phi \neq 0, c = 0$, se pueden combinar las ecuaciones de obtenidas para los factores de carga en la ecuación de Terzaghi:

$$q_0 = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + q N_q \quad (3.21)$$

La ecuación (3.21) representa la capacidad de carga para un suelo friccionante.

3.1.1.3 Consideración en caso de falla local o general de un suelo.

La teoría de Terzaghi hace referencia a dos tipos de falla por esfuerzo cortante:

Falla local: En un suelo se presenta la falla de tipo local cuando este es muy compresible o puede tolerar grandes deformaciones. Terzaghi considera que al penetrar el cimiento no logra desarrollarse el estado plástico hasta puntos lejanos como los de la zona III (ver figura 3.2), sino que la falla ocurre antes a carga menor por haberse alcanzado un nivel de asentamiento en el cimiento equivalente a la falla del mismo; dicha falla se puede presentar en suelos cohesivos blandos y suelos granulares en estado suelto.

Falla general: En este tipo de falla sucede lo contrario a la antes mencionada. Al penetrar el cimiento en el suelo, se va produciendo cierto desplazamiento lateral y se plastifican por completo las zonas II y III; esto sucede en suelos cohesivos rígidos y suelos granulares en estado muy compacto.

Terzaghi propuso ajustes empíricos para los parámetros de resistencia al corte, con el fin de cubrir el caso de falla local de corte en el modo de falla por carga del cimiento. Deben usarse los parámetros c_1 y ϕ_1 y valen:

$$c_1 = \frac{2}{3}c \quad (3.22)$$

$$\phi_1 = \text{ang} \tan\left(\frac{2}{3} \tan \phi\right) \quad (3.23)$$

Donde ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo, determinado mediante pruebas de laboratorio o ensayos de campo.

Por su parte, Sowers (1962) indica que para suelos friccionantes con D_r mayor que 70% se debe emplear el criterio de Terzaghi para falla general y que para D_r menor que 20% se debe usar dicho criterio para falla local, y que para valores intermedios de D_r se debe interpolar. En consecuencia podemos en forma conservadora emplear la siguiente ecuación:

$$\phi = \text{ang} \tan(\alpha \tan \phi^*) \quad (3.24)$$

Donde

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.67 && \text{para } D_r \leq 0.5 \\ \alpha &= 0.67 + 1.65(D_r - 0.5) && \text{para } 0.5 < D_r < 0.7 \\ \alpha &= 1.0 && \text{para } D_r \geq 0.7 \end{aligned}$$

3.1.1.4 Efecto de la forma de la cimentación.

Para considerar el efecto de la forma de la cimentación en la expresión de capacidad de carga que proporciona la teoría de la plasticidad se emplean factores de forma obtenidos experimentalmente. Así, la capacidad de carga última para suelos friccionantes está dada por:

$$q_0 = q N_q f_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma f_\gamma \quad (3.25)$$

Donde:

$$f_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi \quad (3.26)$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right) \quad (3.27)$$

En un cimiento de planta circular se toma $B = L = D$, siendo D el diámetro del cimiento.

En todos los casos $B/L \leq 1$.

3.1.1.5 Capacidad de carga resistente. Factores de resistencia

Definamos ahora la capacidad de carga resistente de un suelo puramente friccionante con la expresión:

$$q_R = q N_q f_q F_{R2} + \gamma' \frac{B}{2} N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (3.28)$$

Donde F_{Ri} son factores de resistencia (o factores de reducción de resistencia) los cuales miden el grado de incertidumbre que se tiene respecto a la variación de la resistencia del suelo. En general $F_{Ri} \leq 1$.

Las Normas Técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones establecen que: Los factores de resistencia, F_R , relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

a) $F_R = 0.35$ para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente; y

b) $F_R = 0.70$ para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

3.1.1.6 Presión última sobre el terreno. Factores de carga.

La presión de contacto media entre cimentación y terreno vale:

$$q = \frac{\sum Q}{A} \quad (3.29)$$

Donde:

$\sum Q$ = sumatoria de cargas al nivel de desplante del cimienta

A = área del cimienta

Además

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

Definamos la presión última sobre el terreno de la siguiente forma

$$q_{ult} = \left(\frac{1}{A} \right) (Q_1 F_{c1} + Q_2 F_{c2} + \dots + Q_n F_{cn}) \quad (3.30)$$

Donde F_{ci} son los factores de carga, que miden la incertidumbre que se tiene respecto a la intensidad de las cargas. En general $F_{ci} \geq 1$, aun cuando en algunos casos particulares F_{ci} puede ser menor que uno.

Las Normas Técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones establecen que: Los factores de carga, F_C , que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en la sección 3.4 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño de Estructural de las Edificaciones. Para estados límite de servicio, el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicará un factor de carga de 1.1 al peso propio del suelo y a los empujes laterales de éste. La acción de la subpresión y de la fricción negativa se tomará con un factor de carga unitario.

3.1.1.7 Efecto de la presencia del nivel de agua freática (NAF).

Cuando el nivel de agua freático (NAF) queda por arriba del nivel de desplante de la subestructura, en el momento de la falla del terreno de cimentación, debido a la alta permeabilidad de los suelos friccionantes, la fracción sólida se mueve hacia cierta dirección mientras que el agua permanece en condición prácticamente hidrostática. Por lo tanto, se tienen que separar las contribuciones de las fases sólida y líquida del terreno. La contribución de la fase sólida esta dada por la ecuación (3.25) con $q = q'$ y $\gamma = \gamma'$; es decir

$$q'_R = q' N_q f_q F_{R2} + \gamma' \frac{B}{2} N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (3.31)$$

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

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

$$q_R = q'_R + u_R$$

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

Pero

$$q = q' + u \quad ; \quad u = q - q' \quad ; \quad u_R = q F_{R4} - q' F_{R5}$$

$$q_R = q' N_q f_q F_{R2} + \gamma' \frac{B}{2} N_\gamma f_\gamma F_{R3} + q F_{R4} - q' F_{R5}$$

$$q_R = q' (N_q f_q F_{R2} - F_{R5}) + \gamma' \frac{B}{2} N_\gamma f_\gamma F_{R3} + q F_{R4} \quad (3.32)$$

Las normas de cimentaciones hacen las siguientes consideraciones: $F_{R2} = F_{R3} = F_{R5} = F_R$ y $F_{R4} = 1$, por lo que la ecuación (3.32) queda

$$q_R = \left[q' (N_q f_q - 1) + \gamma' \frac{B}{2} N_\gamma f_\gamma \right] F_R + q \quad (3.33)$$

3.1.1.8 Revisión de la capacidad de carga del terreno de cimentación.

La profundidad de la zona de falla bajo el desplante del cimientto vale:

$$h = \frac{B \cos \phi \exp[(\pi/4 + \phi/2) \tan \phi]}{2 \cos(\pi/4 + \phi/2)} \quad (3.34)$$

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

$$q_R = \left[q' (N_q f_q - 1) + \gamma' \frac{B}{2} N_\gamma f_\gamma \right] F_R + q \quad (3.35)$$

Se distinguen las siguientes condiciones:

- Quando el NAF se encuentra a una profundidad mayor que el valor de h dado por la ecuación (3.34), se emplea en la ecuación (3.35) con $\gamma = \gamma_m$, siendo γ_m = peso volumétrico natural del suelo arriba del NAF.
- Quando el NAF se encuentra por arriba del nivel de desplante, se emplea la ecuación (3.35) con $\gamma = \gamma'$
- Quando el NAF se encuentra en una posición intermedia z , se emplea la ecuación (3.35) con

$$\gamma = \gamma' + (z/h)(\gamma_m - \gamma') \quad (3.36)$$

Siempre se debe cumplir que:

$$q_{ult} \leq q_R \quad (3.37)$$

Donde

$$q_{ult} = \frac{\sum Q F_c}{A} \quad (3.38)$$

Las Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones establecen que, la posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la

estructura. En caso de que el ancho B de la cimentación sea mayor que la profundidad Z del nivel freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ecuación (3.35) será:

$$\gamma = \gamma' + (z/B)(\gamma_m - \gamma') \quad (3.39)$$

donde:

γ' es el peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades Z y (B/2) $\tan(45^\circ + \phi/2)$; y

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

3.1.1.9 Cimiento sometido a carga vertical y momento.

La determinación de la capacidad de carga por resistencia al corte del suelo, de un cimiento sujeto a carga vertical y momento se puede llevar a cabo mediante un artificio teórico que consiste en considerar esta condición equivalente a la de un cimiento de ancho reducido sometido únicamente a carga vertical. Esta condición se obtiene de la siguiente forma: considérese un cimiento sometido a las acciones ΣQ y M; desde el punto de vista de fuerzas externas, esta condición es equivalente a la de la figura 3.3, donde se ha colocado la fuerza ΣQ de tal forma que ocasiona el mismo momento con respecto al centro de línea. La excentricidad e vale:

$$e = \frac{M}{\Sigma Q} \quad (3.40)$$

Se observa en la figura 3.3 que se puede considerar un cimiento de ancho B' sometido únicamente a la carga vertical ΣQ .

$$\frac{B'}{2} = \frac{B}{2} - e \quad \therefore B' = B - 2e \quad (3.41)$$

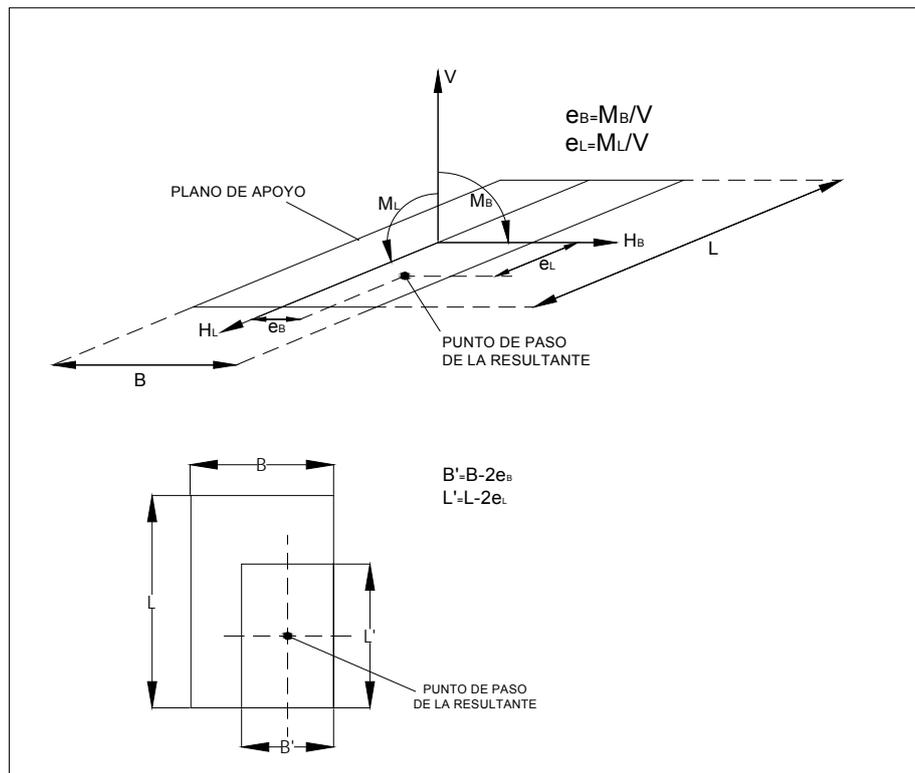


Figura 3.3 Definición de zapata equivalente.

En consecuencia la determinación de la capacidad de carga de un cimiento sujeto a carga vertical ΣQ y momento M se lleva a cabo considerando un cimiento equivalente de ancho virtual B' ; dado por la ecuación (3.41), en que la excentricidad e está dada por la ecuación (3.40).

La capacidad del suelo se obtiene sustituyendo en las expresiones correspondientes a capacidad de carga por resistencia al corte el ancho reducido virtual B' determinado con la ecuación (3.41). Asimismo, la presión de contacto en el cimiento virtual equivalente se halla considerando el ancho reducido B' .

3.1.2 LICUACION DE ARENAS.

3.1.2.1 Naturaleza del fenómeno.

El fenómeno de licuación es uno de los asuntos más importantes, interesantes y complejos que se presentan en la ingeniería geotécnica. El fenómeno se manifiesta cuando un depósito de arena saturada se ve sometido a las ondas de corte que se propagan durante un sismo, de manera que la estructura de la arena tiende a densificarse. Sin embargo, como la duración de la aplicación de las tensiones de corte cíclico es, en general, muy pequeña en comparación con el tiempo necesario para que ocurra algún drenaje, la tendencia de la arena a disminuir de volumen durante cada ciclo se refleja en un incremento progresivo de la presión de poros

[Ishihara, 1993],[Seed & Lee, 1966]. Esto produce una reducción continua de la tensión efectiva y consecuentemente una disminución en la resistencia al corte de la arena. Si en el curso de la carga cíclica la presión de poros aumenta hasta un valor igual a la tensión de confinamiento inicial, la tensión efectiva o intergranular existente en el esqueleto de la arena se reduce a cero y en consecuencia la arena pierde completamente la resistencia al corte, al menos en principio.

En otras palabras, la arena se licua, esto es, se comporta como un líquido viscoso, generándose grandes deformaciones que pueden dar origen a múltiples mecanismos de falla, algunas de ellas catastróficas como el rompimiento de presas, destrucción de puente, falla de taludes, falla de edificios, etc.

3.1.2.2 Descripción del mecanismo de licuación.

Considere una arena fina en estado suelto, totalmente saturada, cuya ecuación de resistencia al corte está dada por

$$s = \sigma' \tan \phi = (\sigma - u) \tan \phi \quad (3.42)$$

Si la arena se somete a una sollicitación dinámica (debida a un sismo, una vibración, etcétera), la presión de poro “u” aumenta en forma instantánea, lo que produce una reducción de la cantidad $(\sigma - u)$. Si la presión efectiva $(\sigma - u)$ alcanza el valor de cero, la resistencia al corte del suelo se anula, y se dice que se presenta el fenómeno de licuación.

Con el fin de estudiar el fenómeno de licuación, Casagrande introdujo el concepto de relación de vacíos crítica, cuya comprensión se facilita observando el comportamiento de una arena en una prueba de corte directo. En la figura 3.4b la curva L' muestra la respuesta contractiva de una arena suelta; la curva D' la respuesta dilatante de una arena compacta, y la recta horizontal M' representa la relación de vacíos crítica o compacidad crítica que ambas muestras alcanzarían si el esfuerzo cortante hubiera continuado con un gran desplazamiento, o si la prueba de corte hubiera iniciado con esa relación de vacíos. En la figura 3.4a la curva L muestra un incremento continuo del desplazamiento de una arena suelta, hasta que eventualmente se alcanza la resistencia última. En cambio en la arena compacta la curva D desarrolla primero una resistencia de pico y luego, con un incremento de volumen, la resistencia última de la arena suelta. La curva M representa a una prueba iniciada con la relación de vacíos crítica, de tal forma que teóricamente no ocurre cambio de volumen, como se indica en la línea M' de la figura 3.4b.

Las curvas L_c , M_c , D_c corresponden a curvas de consolidación unidimensional. Las pruebas de corte directo se hicieron a una presión de confinamiento de 1 Kg. /cm^2 , por lo que los puntos x, y, z son los puntos de inicio de las pruebas de corte directo. Proyectando estos puntos horizontalmente sobre la escala vertical del diagrama (b) entonces los puntos de inicio x', y', y z' de las curvas relación de vacíos vs. desplazamientos. Así, los puntos z y z' representan la relación de vacíos crítica

para esta arena, para un esfuerzo vertical de consolidación de 1 Kg. /cm^2 . Repitiendo estas pruebas para varias presiones de confinamiento, se obtiene la curva E de relación de vacíos crítica, mostrada en la figura 3.4c (Casagrande, 1975).

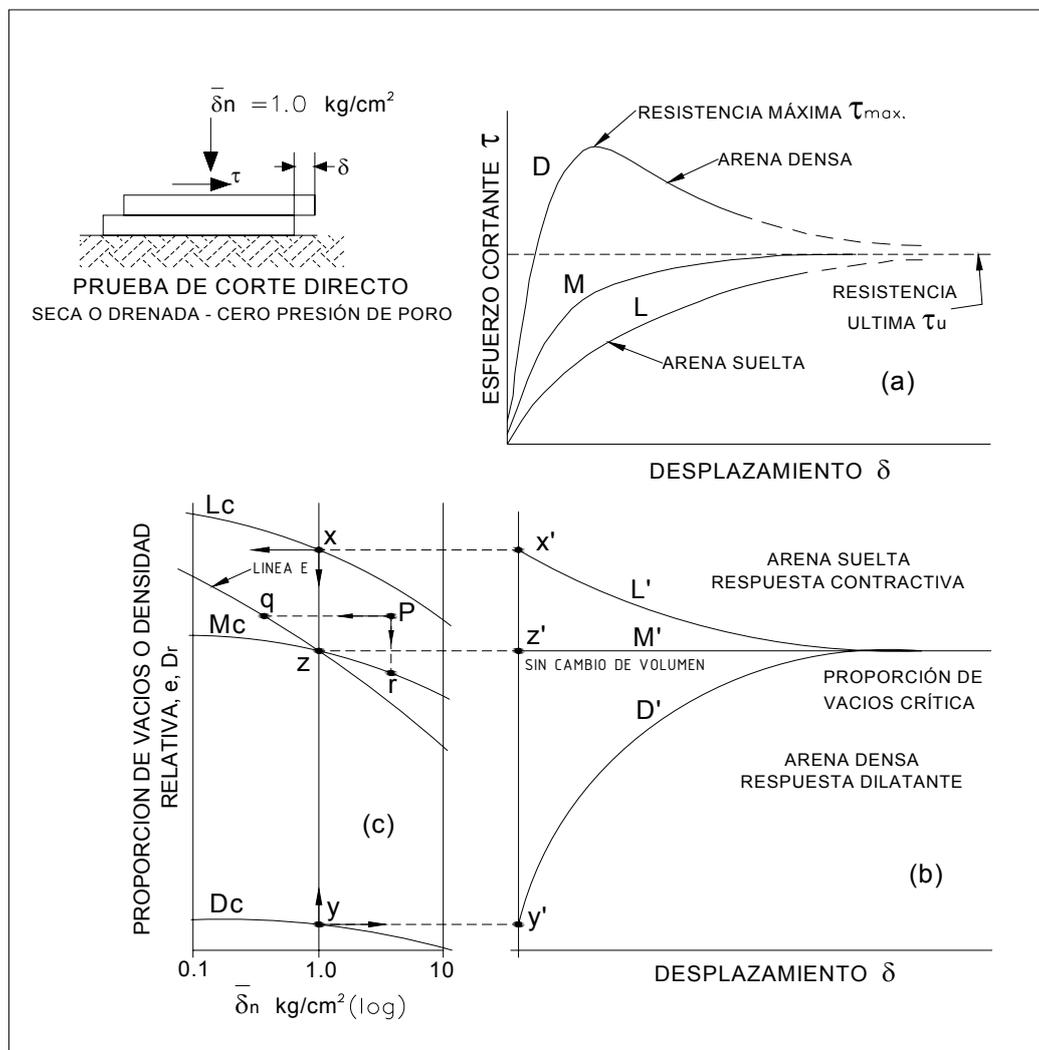


Figura 3.4 Primera hipótesis de relación de vacíos crítica. Explicada por medio de la prueba de corte directo. (Casagrande, 1975)

3.1.2.3 Evaluación del potencial de licuefacción.

La evaluación del potencial de licuefacción de un depósito arenoso, se realiza frecuentemente mediante pruebas in situ, utilizando para ello, procedimientos simplificados. Es innegable que el procedimiento que ha tenido una gran aceptación a nivel mundial, es el propuesto por Seed [Seed & Idriss, 1971], el cual está basado en la prueba de penetración estándar (SPT). Desde el año 1977, este procedimiento ha sido revisado y actualizado con el fin de mejorar el nivel predictivo del mismo [Varela & Donovan, 1977].

Paralelo al ensayo de penetración estándar (SPT), se han venido desarrollando métodos simplificados basados en otras pruebas in situ, tales como el CPTU y el DMT.

La resistencia a la licuación de suelos, es función de dos variables: en primer lugar, la demanda sísmica de la capa de suelo, expresada en términos de la relación de tensiones cíclicas (CSR), y en segundo lugar, la capacidad del suelo para resistir la licuación, expresada en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR). El factor de seguridad frente a licuación puede definirse como el cociente CRR/CSR

3.1.2.4 Relación de tensiones cíclicas CSR

Las investigaciones de Seed e Idriss [Seed et al., 1975], les llevaron a proponer un procedimiento semiempírico para la determinación de la susceptibilidad de licuación de arenas sueltas saturadas basados en la observación y registro de casos donde se ha manifestado el fenómeno, así como en la evaluación de la condición de los materiales arenosos a partir de los resultados de ensayos de penetración estándar y de las tensiones cortantes inducidas en la masa de suelo durante un sismo. El método originalmente se desarrolló con base en la prueba SPT pero luego fue modificado usando ensayos de cono eléctrico. El método modificado consiste en:

— Medir la resistencia a la penetración estableciendo correlaciones entre las resistencias a la penetración estándar y la medida en el cono eléctrico (penetración estática). Se pueden utilizar las correlaciones propuestas por Schmertmann [Schmertmann, 1977], y las correcciones de q_c , en función del estado de tensiones efectivas propuestas por Seed, Idriss y Arango [Seed et al., 1983], tales como:

Los resultados de una prueba de penetración estándar se pueden correlacionar con los de cono con las siguientes expresiones (Schmertmann, 1977).

$$\text{Para arena limpias: } q_c = 4 \text{ a } 5 \text{ N } [\text{Kg}/\text{cm}^2] \quad (3.44)$$

$$\text{Para arenas limosas: } q_c = 3.5 \text{ a } 4.5 \text{ N } [\text{Kg}/\text{cm}^2] \quad (3.45)$$

Seed et al (1983) propone corregir q_c con la siguiente expresión:

$$Q_c = C_q q_c \quad (3.46)$$

Donde: Q_c = resistencia modificada

C_q = factor de corrección obtenido de la figura 3.5

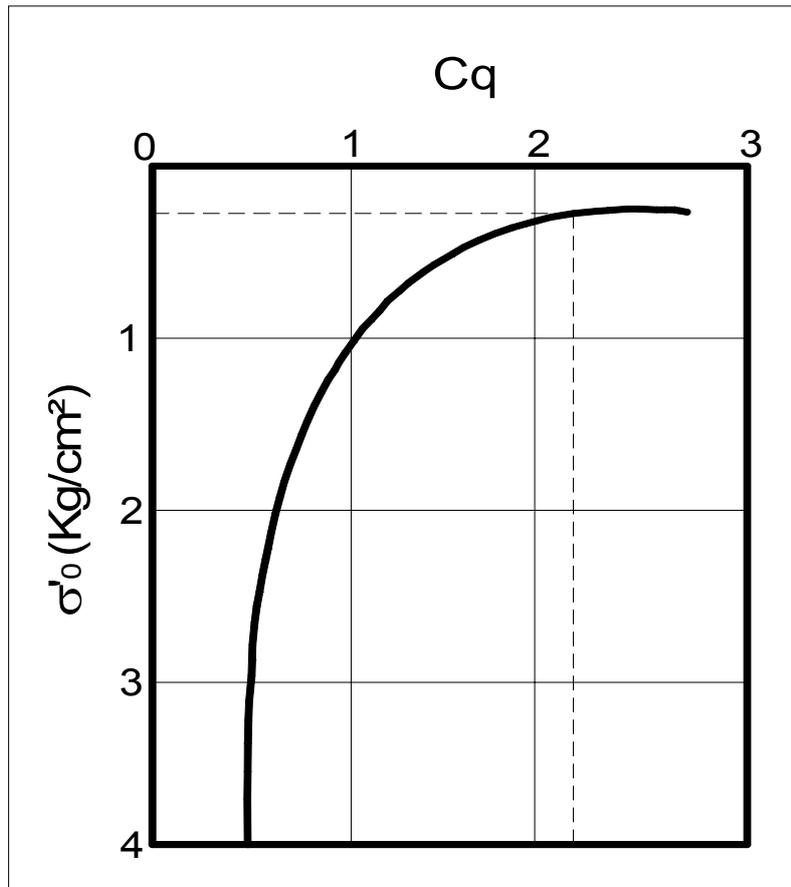


Figura 3.5 Factor de corrección C_q en función de la tensión efectiva vertical [Sedd et al, 1983]

— Estimar el estado inicial de tensiones así como las tensiones de corte inducidas τ_{prom} , por un sismo mediante la expresión:

$$CSR = \frac{\tau_{prom.}}{\sigma'_0} = \beta \left(\frac{a_{max}}{g} \right) r_d \left(\frac{\sigma_0}{\sigma'_0} \right) \quad (3.47)$$

Siendo:

g = aceleración de la gravedad;

$a_{max.}$ = aceleración máxima que podría presentarse durante un sismo;

β = parámetro empírico (se recomienda usar $\beta=0.65$);

r_d = factor de reducción, función de la profundidad;

σ'_0 = es la tensión efectiva vertical;

σ_0 = es la tensión vertical total de campo.

— Definir por comparación estadística si el suelo es susceptible de licuación, o bien aplicando un τ_{prom} a probetas de laboratorio en triaxial cíclico.

— A partir de las investigaciones de campo, estos autores lograron recopilar información que permite definir para sitios y profundidades particulares, la resistencia sísmica normalizada τ/σ'_0 y la resistencia modificada Q_c , distinguiendo entre depósitos que sufrieron licuación y aquellos en los que no se presentó el fenómeno. Utilizando las figuras 3.5 y 3.6 y los valores de τ/σ'_0 y Q_c se puede evaluar si un depósito es susceptible de licuarse.

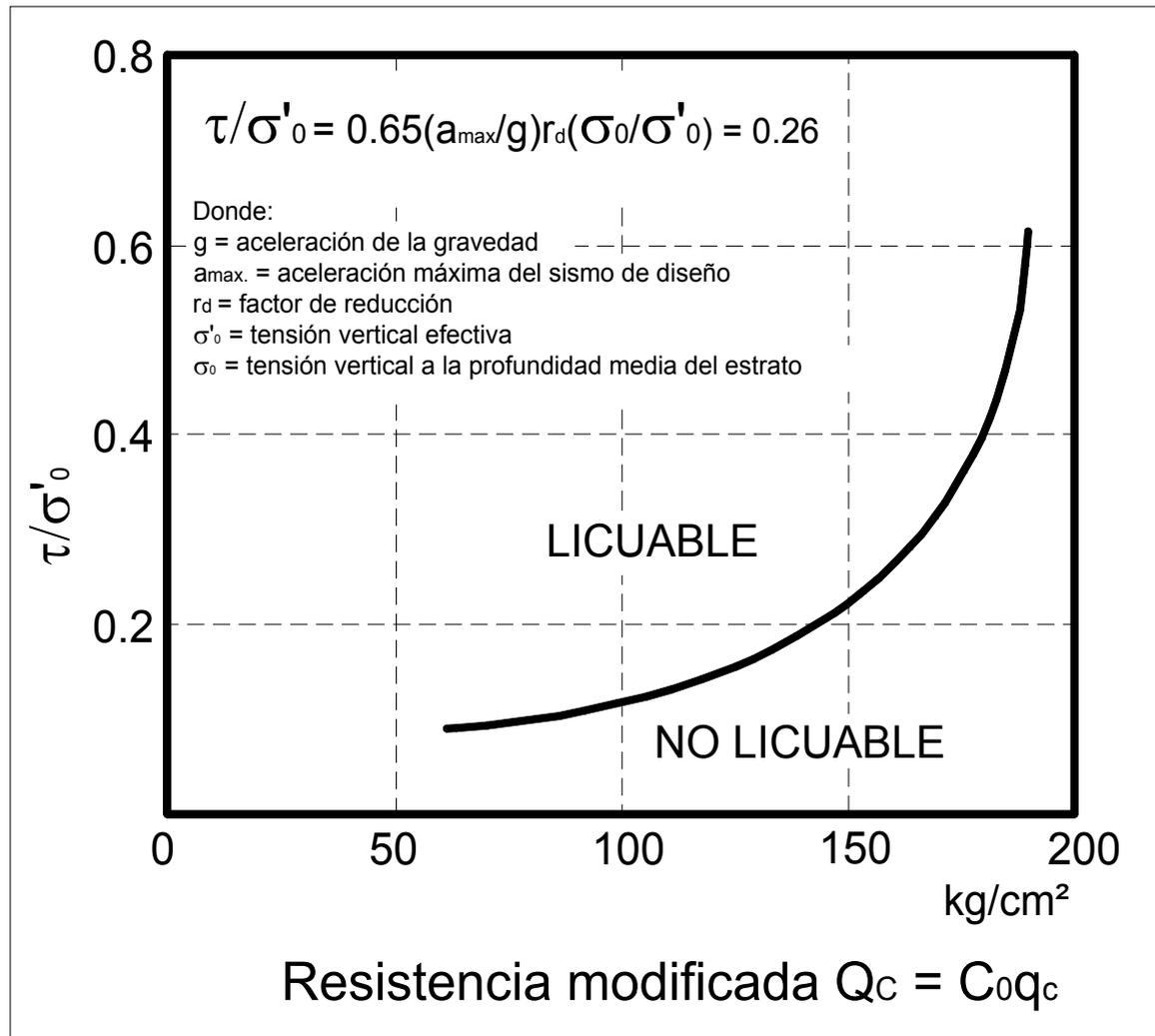


Figura 3.6 Susceptibilidad de licuación a partir de la resistencia de punta del cono eléctrico q_c [Seed et al., 1983]

Seed [Seed et al., 1984a], modifican el anterior método agregándole a la gráfica que define si una arena es licuable o no, el nivel de daño esperado en términos de las deformaciones por cortante que experimentará el suelo durante el temblor. (figura 3.7).

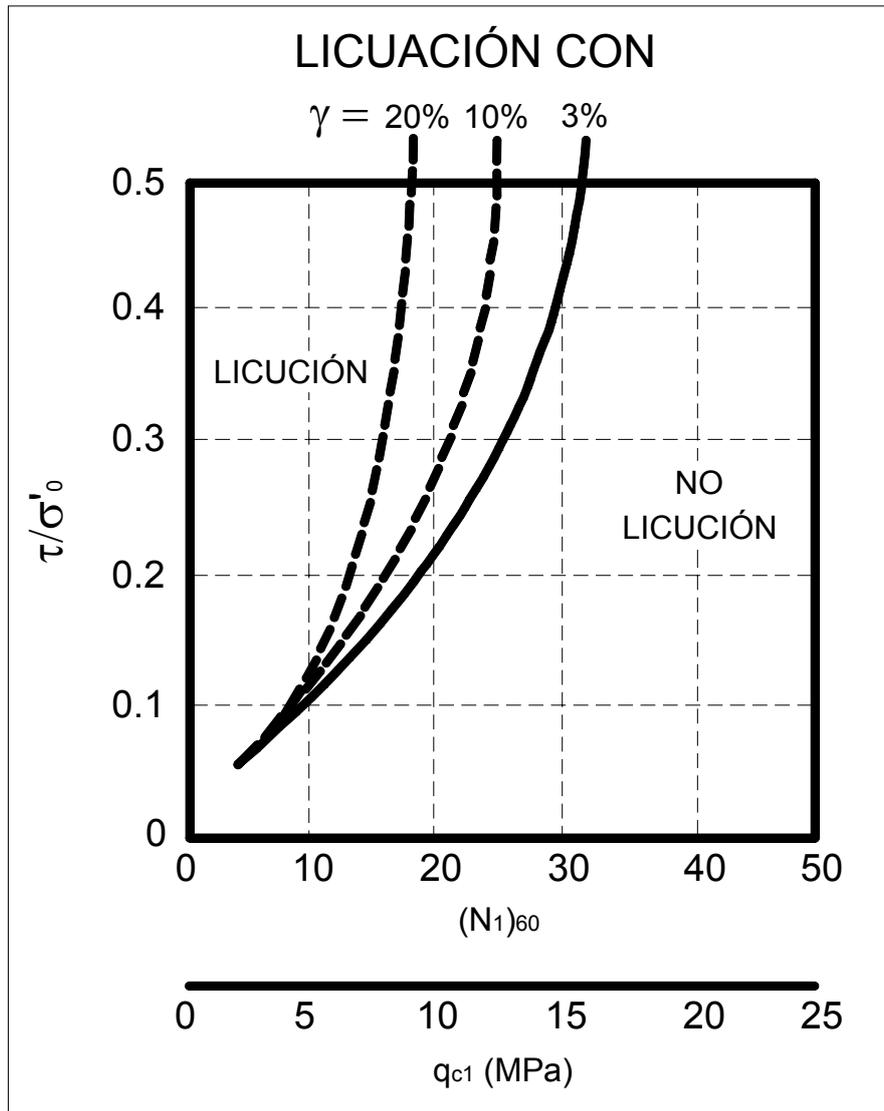


Figura 3.7 Deformación de corte usando ensayos de cono eléctrico o de penetración estándar así como la tensión cortante cíclica normalizada. Sismo de magnitud 7.5 γ_0 = deformación de corte, $(N_1)_{60}$ = número de golpes corregido [Seed et al., 1984]

Para calcular la CSR Youd y otros [Youd et al., 1997] proponen utilizar la expresión original de Seed y Idriss [Seed & Idriss, 1971] (ecuación 3.47), con los siguientes valores de r_d :

$$\begin{aligned}
 r_d &= 1.0 - 0.00765z && \text{para } z \leq 9.15 \text{ m.} \\
 r_d &= 1.174 - 0.0267z && \text{para } 9.15 < z \leq 53 \text{ m.} \\
 r_d &= 0.774 - 0.08z && \text{para } 23 < z \leq 30 \text{ m.} \\
 r_d &= 0.5 && \text{para } z > 30 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

3.2 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

3.2.1 DEFORMACIÓN EN SUELOS FRICCIÓNANTES.

3.2.1.1 Naturaleza del problema.

La magnitud y velocidad del asentamiento y deformaciones resultantes, medidos en estructuras cimentadas sobre suelos friccionantes, señalan que la parte del asentamiento de principal trascendencia es de carácter inmediato. No obstante que la magnitud de este asentamiento puede ser apreciablemente menor que la de similares cimentaciones sobre suelos cohesivos, es necesario considerar debidamente los asentamientos de estructuras sobre arena y estimarlos con precisión, porque la mayoría de las estructuras son más sensibles a los asentamientos rápidos que a los lentos; hasta el punto de que, con notable frecuencia, el diseño de cimentaciones sobre suelos friccionantes resulta regido por el criterio de límite de servicio de asentamiento.

El comportamiento observado en estructuras cimentadas sobre suelos friccionantes ha permitido verificar que el asentamiento diferencial entre cimientos adyacentes puede, en ocasiones, llegar a ser de la magnitud del asentamiento total. Es decir que la relación asentamiento diferencial a asentamiento total podría variar entre 0.5 y 1.0 [Skempton y MacDonald (1956), Bjerrum (1963), Terzaghi y Peck (1967)], debido en parte a que los suelos friccionantes son probablemente más heterogéneos que los constitutivos de muchos depósitos de arcillas sedimentarias. Sin embargo, en promedio, el asentamiento diferencial es del orden de $2/3$ del máximo asentamiento, mientras que en las arcillas dicha magnitud es de $1/3$.

Por lo anterior, el desarrollo de las técnicas para predecir asentamientos en suelos friccionantes ha sido orientado, primordialmente, a facilitar el diseño a partir de la aceptación de un asentamiento diferencial límite tolerable entre edificios y entre cimientos, con el fin de evitar deterioros estructurales y de acabados. Un requisito común del diseño de edificaciones, relativo a cimientos superficiales sobre suelos friccionantes, es el de limitar el máximo asentamiento total a una pulgada (25.4 mm), que se ha correlacionado con máximas distorsiones angulares en el edificio, inferiores a $1/300$ (Terzaghi y Peck, 1948, 1969; Skempton y MacDonald, 1956). Con frecuencia este requisito no es muy difícil ni muy costoso de satisfacer, motivo por el cual para muchas situaciones de la práctica han sido apropiadas técnicas de predicción relativamente simples.

La alta permeabilidad característica de las arenas y gravas es responsable de que la mayor parte del asentamiento tenga lugar durante la aplicación de las cargas sobre la cimentación; es más: a pesar de que las arenas estén por debajo del nivel freático y completamente saturadas, los excesos de presión de poro se disipan rápidamente durante el proceso de carga. Por esto, se debe calcular el asentamiento en las arenas para la máxima intensidad funcional de carga (muerta + viva). Si dicha aplicación ocurre durante el proceso constructivo, el asentamiento se habrá dado en su mayor parte al terminar el periodo de construcción. Por

consiguiente, con posterioridad a la finalización de dicho periodo sólo son probables asentamientos menores por fluencia, excepto cuando se requieran cimentaciones muy anchas, o se presenten mezclas areno-limosas. Otros problemas de asentamiento posterior a la construcción pueden estar relacionados con densificaciones inducidas por:

- Vibración, tal como la producida por maquinaria.
- Cargas fluctuantes como las de viento, el llenado y vaciado de silos y tanques de combustibles, y cambios rápidos en el nivel freático.
- Otros cambios rápidos de carga.
- Efectos sísmicos.

Es costoso, difícil y en muchos casos virtualmente imposible, obtener muestras inalteradas de los suelos friccionantes. Más aun, el recomprimir los suelos friccionantes a exactamente la misma densidad relativa existente in situ no garantiza que las relaciones esfuerzo-deformación de laboratorio sean similares a las que rigen en el campo, por causa de efectos de sobreconsolidación. Cuando éstos existen, no resultan apropiadamente reproducidos los esfuerzos laterales de campo ni la disposición estructural de los granos. Por dichos motivos, los principales métodos para determinar la compresibilidad de los suelos friccionantes se fundamentan en correlaciones con resultados de ensayos in situ, tales como:

- Ensayo de placa de carga
- Ensayo de penetración estándar
- Ensayo estático con cono.
- Pruebas con presurómetros
- Pruebas con dilatómetros

Sin embargo, se usan con mayor frecuencia el ensayo de placa de carga, el ensayo de penetración estándar y el ensayo estático de cono holandés. Menos frecuentemente se usan ensayos de laboratorio tales como pruebas edométricas y triaxiales, para determinar la trayectoria de esfuerzos.

Es bien conocido que no se dispone de métodos racionales con base teórica simple para la predicción del asentamiento de cimentaciones superficiales sobre suelos friccionantes, lo que ha llevado a tener que recurrir a procedimientos empíricos en la práctica de la ingeniería. En general el enfoque predictivo que se emplea es o bien una correlación empírica directa del asentamiento con resultados de ensayo in situ, o el desarrollo de correlaciones empíricas con el modulo de deformación, utilizable en la teoría elástica para anticipar los asentamientos.

3.2.1.2 Factores que influyen en la deformación por compresión de los suelos friccionantes.

Los asentamientos en suelos granulares se originan en: deformaciones cortantes, que producen cambios de forma después de cargar, y cambios de volumen, que pueden ser tanto positivos como negativos (dilatación y compresión). Ambos factores son función de la relación inicial de vacíos y de la presión de confinamiento; ambos ocurren en suelos granulares y dan lugar a asentamientos en la superficie del terreno.

Si tomamos en cuenta que la magnitud de la carga (presión de contacto y tamaño del cimient) afectan directamente en el asentamiento de una capa de suelo friccionante; el espesor de la capa granular puede también afectar el asentamiento. G. A. Leonardo, 1987, ha señalado que los factores primarios que inciden en la compresibilidad de los materiales friccionantes, son:

1. Características del suelo
2. Estado de esfuerzos en el terreno.
3. Estado de compactación.
4. Historia de esfuerzos.

Características del suelo. Las características de los suelos granulares que primordialmente afectan la compresibilidad son: gradación, tamaño del grano, angularidad, rugosidad y dureza de los minerales. Para los mismos empacamiento, densidad relativa; historia de esfuerzos y nivel de esfuerzos, una mejor gradación reduce la compresibilidad, en tanto que un crecimiento en la angularidad tiende a aumentar la compresibilidad. Por otro lado, al aumentar la rugosidad de los granos y su tamaño, se reduce la compresibilidad. La propensión a la trituración de los granos depende del tipo de mineral, tamaño de partículas y nivel de esfuerzos. Algunos minerales son más susceptibles a trituración que otros. Siendo todo lo demás igual, la compresibilidad aumenta cuando disminuye la dureza. A cargas normales sobre cimientos, la trituración de los granos minerales no contribuye al asentamiento en forma significativa. Sin embargo, la trituración de los granos puede ser importante en arenas y limos micáceos.

Estado de esfuerzos. El estado de esfuerzos en el terreno constituye el segundo factor en importancia. Si la masa de arena está sometida a un gran esfuerzo horizontal, hay menor tendencia a los cambios de volumen y menor asentamiento. Grandes esfuerzos horizontales son resultado del preesfuerzo, generado tanto por factores geológicos como por cargas constructivas. Aun si por descarga se alivia alguna parte de esfuerzo vertical de sobrecapa, subsiste cierta fracción del esfuerzo horizontal. El coeficiente de presión de tierras en reposo (K_0), puede crecer desde 0.5 hasta 1.0 o más. Por lo tanto, si el suelo se carga de nuevo, se presentará menor asentamiento. Otros factores relacionados con el estado de esfuerzos serían: la ubicación del nivel freático, la profundidad de fundación y posiblemente, el preesfuerzo y la predeformación.

No es sencilla la determinación cuantitativa del estado del estado de esfuerzos. De la geología y la investigación del sitio se puede inferir la posibilidad de predeformaciones y por consiguiente la presencia de grandes esfuerzos residuales en el suelo. Los ensayos de placa de carga pueden resultar útiles a este respecto, y también otras dediciones in situ tales como las realizadas con celdas de presión de tierras y por medio de pruebas con dilatómetros y presurómetros.

Estado de compactación. El estado de compactación involucra el empaquetamiento, la densidad y la orientación de las partículas de arena. Es muy importante conocer el estado inicial de compactación y su variabilidad. Por ejemplo, si el depósito es suelto y variable, se presentarían asentamientos grandes en las cimentaciones, posiblemente nocivos. Si el depósito es denso, entonces la arena tendrá a dilatar bajo sollicitaciones cortantes, y los asentamientos resultarán pequeños y a menudo despreciables.

El muestreo inalterado de las arenas es difícil y costoso, razón por la cual se usan pruebas in situ, por ejemplo el STP y el cono holandés (CPT), que se correlacionan con la densidad in situ.

Obviamente que los depósitos más sueltos tendrá lugar la mayor compresibilidad. En términos de densidad relativa o índice de densidad, se ha estimado que más del 90% de la compresión ocurre cuando D_r varía entre 0.10 y 0.70. Si el índice de densidad excede de 0.7, se presentará poco asentamiento.

Historia de esfuerzos. Constituye el factor de mayor trascendencia en la compresibilidad de los suelos granulares o expresado en forma más justa, la historia de deformaciones del depósito. El mecanismo involucrado puede evidenciarse al cargar una arena a compresión, por ejemplo en una prueba triaxial; si en algún momento antes de la falla se descarga la muestra y luego se vuelve a cargar, se observa que el módulo descarga/recarga (E_r), es mucho más pendiente que el módulo inicial tangente (E_t), (en una grafica esfuerzo-deformación). Este efecto es mayor en arenas sueltas. El módulo descarga/recarga en arena muy suelta puede ser fácilmente 5 a 30 veces mayor que el módulo inicial tangente.

Respecto a los asentamientos, lo anterior significa, que si el depósito de arena ha sido previamente cargado o deformado, va a tener lugar una gran disminución en la compresibilidad (aumento en el módulo equivalente) y, por consiguiente, una notable disminución en el asentamiento. Esto da lugar a la denominada *preconsolidación de las arenas* que se manifiesta en que si una construcción requiere excavación, el módulo de deformación de la arena, hasta que el peso de la construcción iguale al del terreno excavado, puede ser de 2.5 a 14 veces superior al módulo de deformación para la carga neta (Duna, 1975 a y b). Ello indica que es correcta la diferenciación que hacen D'Appolonia y otros (1970) entre arenas normalmente consolidadas y sobreconsolidadas, para fines de cálculo de asentamientos. Por lo mismo, el método de precarga para reducir los asentamientos de los suelos friccionantes puede ser muy efectivo (Gray, 1975). La compresibilidad normalmente consolidada es por lo menos cinco veces mayor, con

valores típicos entre 8 y 16 veces, y aun puede llegar a 30 veces mayor, que la compresibilidad sobreconsolidada o predeformada.

Es casi imposible determinar mediante pruebas de laboratorio si una muestra ha sido o no predeformada, principalmente porque las arenas se alteran con mucha facilidad en el muestreo. Por ello, es preferible usar medios indirectos. Puede ser muy instructivo el examen de la geología y de la historia geológica de un depósito; por ejemplo, si se ha realizado excavación o reemplazo en la construcción, o si se han desplazado dunas de arena sobre el sitio, como a menudo ocurre en orillas lacustres y regiones costeras del mar; entonces la arena con certeza ha sido precargada.

Las pruebas in situ usadas corrientemente para medir la variabilidad de los depósitos, a saber, el ensayo normal de penetración estándar (SPT) o el penetrómetro holandés de cono (CPT), son notablemente insensibles a los cambios en los módulos por predeformación, debido a que los resultados de ellas se obtienen en condiciones de resistencia última o de falla del material. La resistencia a la penetración aumenta muy ligeramente por causa de la predeformación, probablemente menos del 10%, en tanto que puede ocurrir un aumento en los módulos variable entre 5 y 30 veces. Esto significa que las correlaciones entre SPT y el CPT y los módulos, por ejemplo, pueden estar en error en magnitud entre 5 y 30.

Para determinar si un depósito ha sido o no preesforzado, son a veces mejores los ensayos de placa de carga y otras pruebas in situ. Las pruebas de placa de carga pueden ser algo difíciles de interpretar; es posible que el efecto de preesfuerzo resulte muy pequeño si el nivel de excavación para el ensayo se ubica cerca de la cota propuesta de desplante de cimentación. La localización del nivel freático puede también afectar los resultados, así como la variabilidad del suelo. Si la densidad in situ del depósito es acentuadamente variable, la prueba de placa de carga dará resultados incorrectos. Lo más importante es usar un factor correcto para extrapolar desde el tamaño de la placa hasta la dimensión del cimiento.

El uso de correlaciones desarrolladas para arenas normalmente consolidadas puede conducir a resultados muy deficientes, si son aplicadas en arenas que han sido predeformadas. Por consiguiente, es mejor tratar de medir directamente la compresibilidad in situ por medio de una placa de carga u otras pruebas tales como el presurómetro, el dilatómetro o la placa de avance por barrenado.

3.2.1.3 Métodos utilizados para predecir asentamientos en suelos friccionantes.

A diferencia de los cimientos superficiales sobre suelos homogéneos de arcillas sobreconsolidadas, que permiten el uso de modelos elásticos simples como el del semiespacio elástico para predecir con cierto éxito el asentamiento inmediato, no ha sido posible en los cimientos sobre suelos friccionantes elaborar modelos con base teórica simple en la mecánica de sólidos; más bien, los modelos satisfactorios se han desarrollado con carácter semiempírico, basados en el comportamiento real observado de cimientos en el terreno y modelos de laboratorio. Entre muchos

factores involucrados, uno muy significativo tiene que ver con el campo de esfuerzos en la zona del suelo vinculada al cimiento, en donde se generan cambios inmediatos de esfuerzos efectivos y en consecuencia, cambios en la rigidez y la resistencia del suelo de cimentación.

El cálculo de las deformaciones de un suelo requiere de la determinación previa de sus propiedades mecánicas. Es siempre recomendable obtener estas propiedades a partir de pruebas directas de campo, como una prueba de placa o ensayos de laboratorio.

Sin embargo, como se menciona en párrafos anteriores en el caso de suelos friccionantes resulta costoso realizar pruebas de placa, o no se pueden extraer con facilidad muestras inalteradas del suelo. Para resolver el problema, desde el punto de vista práctico, se recurre a correlaciones entre propiedades mecánicas y pruebas índice o ensayos de campo. Se debe tomar en cuenta que estas correlaciones sólo pueden dar valores muy aproximados de las propiedades mecánicas, por lo que la dispersión de dichas correlaciones es alta, razón por la cual se deben usar con reservas tomando en cuenta que todos los métodos para predecir asentamientos en suelos granulares hacen uso de estas correlaciones.

Por otro lado la correlación puede relacionar un valor de un parámetro geotécnico, bien con el valor medio o corregido, o bien con una estimación conservadora de un valor medido o corregido. (Véase figura 3.8).

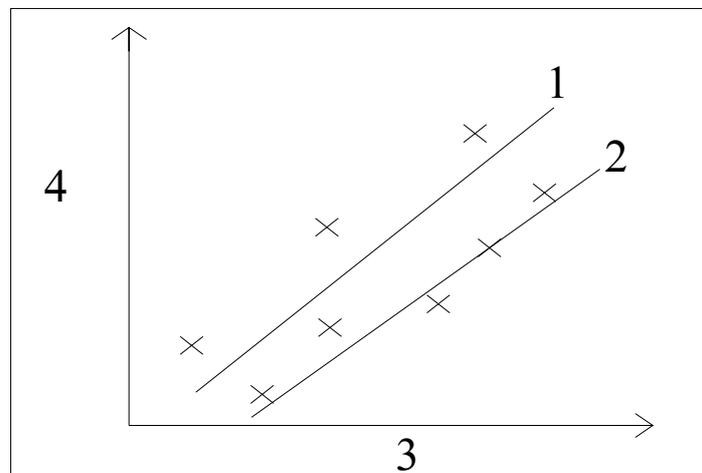


Figura 3.8 Tipos de correlaciones.

Leyenda:

- 1 Correlación "media"
- 2 Correlación "de estimación conservadora"
- 3 Valores medidos o corregidos
- 4 Valor derivado de un parámetro geotécnico.

3.2.1.4 Método de Burland y Burbidge.

Existen desventajas significativas en el uso del SPT, CPT o DMT, debido a las diferencias entre el módulo determinado para un suelo friccionante normalmente consolidado y el de uno sobreconsolidado, ambos con similar valor de penetración en las pruebas de campo. Esto es debido a que los dispositivos son sólo moderadamente sensibles a la historia de esfuerzos y deformaciones de los suelos friccionantes, por ello se a recurrido a correlaciones entre valores promedio de la resistencia a la penetración y el asentamiento de cimentaciones reales, que usar correlaciones únicas directas entre valores individuales del número de N del SPT y los módulos de suelos friccionantes.

Bajo este enfoque Burland y Burbridge (1985) desarrollaron un método empírico indirecto con base en el análisis de más de 200 casos históricos referentes a asentamientos de cimentaciones superficiales, tanques y terraplenes, sobre arenas y gravas. La información recopilada sobre el suelo fue en su mayoría un promedio de resultados del ensayo normal de penetración y algunos resultados de cono estático.

Para cimientos cuadrados y un espesor de suelo compresible determinado empíricamente, se define una relación, a_f , entre el incremento de asentamiento y el incremento de presión efectiva de la cimentación, así:

$$a_f = \frac{\delta \rho_1}{\delta q'}; \left(\frac{mm}{kN/m^2} \right) \quad (3.52)$$

Se involucra la incidencia del tamaño, mediante la definición del índice de compresibilidad I_c , así:

$$I_c = \frac{a_f}{B^{0.7}}; \quad (B \text{ en m}) \quad (3.53)$$

Igualando a_f de la ecuación (3.52) con la ecuación (3.53) y despejando, se obtiene:

$$\delta \rho_1 = B^{0.7} I_c \delta q' \quad (3.54)$$

Para una presión vertical efectiva promedio aplicada por la cimentación, q' , el asentamiento será:

$$\rho = q' * B^{0.7} * I_c \quad (3.55)$$

La expresión (3.55) se puede ajustar para tener en cuenta la forma del cimiento, el espesor compresible efectivo y la incidencia del tiempo, por medio de los respectivos factores de corrección: f_s , f_i , f_t . Se obtiene la siguiente expresión general para el asentamiento promedio:

$$\rho_i = f_I * f_s * f_t * q' * B^{0.7} * I_c \quad (3.56)$$

Siendo:

ρ_i : el asentamiento medio al final de la construcción, (en mm.)

q' : la presión efectiva bruta aplicada en la base de cimentación (en kN/m^2).

B : el ancho de la zapata o losa (en m).

I_c : el índice de compresibilidad, definido en función del valor medio de golpeo N_{SPT} del ensayo SPT en una zona de influencia (Z_i) bajo la zapata o losa, cuya profundidad viene determinada en función del ancho de la cimentación, tal y como se indica en la figura 3.9

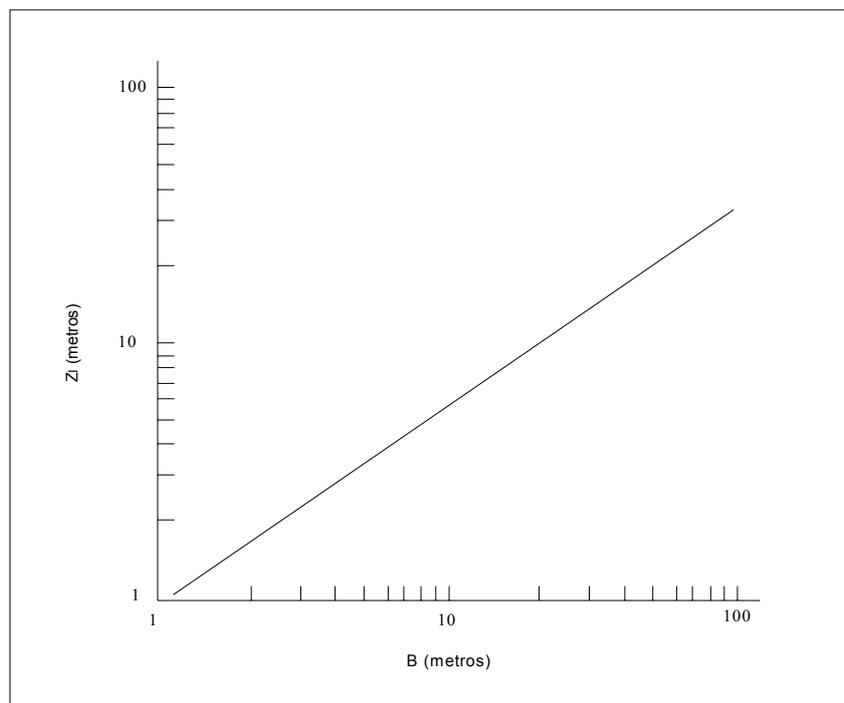


Figura 3.9 Relación entre ancho B del área cargada y la profundidad de influencia Z_i (Burland and Burbridge, 1985)

Profundidad de influencia $Z_i = B^{0.75}$, con el cual se consigue un 75% del asentamiento, en aquellos casos en los que N_{SPT} aumenta o se mantiene constante con la profundidad, la influencia de ésta se toma como $2B$ o la parte inferior de la capa blanda, lo que sea menor.

El índice de compresibilidad se podrá obtener de la expresión:

$$I_c = \frac{1.71}{\bar{N}^{1.4}} \quad (3.57)$$

Siendo:

\bar{N} la media aritmética de los golpes N_{SPT} a lo largo de la zona de influencia Z_I .
El índice I_c determinado según la expresión (3.57) representa la media obtenida del estudio estadístico de más de 200 casos reales. Los índices aproximados correspondientes a la media \pm una desviación Standard son:

$$I_c^+ = \frac{3.0}{\bar{N}^{1.4}} \quad (3.58)$$

$$I_c^- = \frac{0.94}{\bar{N}^{1.4}} \quad (3.59)$$

Como reglas complementarias se deben observar las siguientes:

- a) el método no se considera aplicable para valores $N_{SPT} < 7$ debiéndose en dicho caso realizar un estudio especializado;
- b) el golpeo N_{SPT} no se corrige por el efecto de la profundidad;
- c) en el caso de que el terreno esté compuesto por arenas finas y arenas limosas bajo el nivel freático, se puede emplear la corrección de Terzaghi para $N_{SPT} > 15$:

$$N_{STP(\text{corregido})} = 15 + 0.5[N_{STP(\text{medido})} - 15] \quad (3.60)$$

En los casos de gravas, o de gravas arenosas el valor de los golpes del STP debe multiplicarse por un factor de aproximadamente 1.25.

$$N_{STP(\text{corregido})} = 1.25[N_{STP(\text{medido})}]$$

f_s : un coeficiente dependiente de las dimensiones de la cimentación directa, supuesta ésta rectangular. Su valor viene dado por:

$$f_s = \left[\frac{1.25 * \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0.25} \right]^2 \quad (3.61)$$

Donde:

L: es el largo de la zapata o losa (en m)

El valor de f_s tiende a 1.56 cuando L/B tiende al infinito.

f_l es un factor de corrección que permite considerar la existencia de una capa rígida por debajo de la zapata a una profundidad H_s , ($H_s < Z_l$), donde Z_l es la profundidad de influencia bajo la zapata, dentro de la cual se produce el 75% del asentamiento, definida en la Figura 3.9, su valor viene dado por:

$$f_l = \frac{H_s}{Z_l} \left[2 - \frac{H_s}{Z_l} \right] \quad (3.62)$$

Para $D/B < 3$, no se aplica ningún factor de corrección debido a la profundidad.

Las cimentaciones en arenas y gravas presentan asentamientos que dependen del tiempo. Se debería aplicar un factor de corrección, f_t para los asentamientos inmediatos, que está definido por la expresión:

$$f_t = \left(1 + R_3 + R_t * \log \frac{t}{3} \right) \quad (3.63)$$

Donde f_t el factor de corrección para un tiempo > 3 años; R_3 es el factor de tiempo para el asentamiento que tiene lugar durante los tres primeros años después de la construcción y R_t es el factor de tiempo para el asentamiento que se produce en cada ciclo de registro de tiempo después de cada tres años.

Para cargas estáticas, los valores de 0.3 y 0.2 para R_3 y R_t respectivamente son valores conservadores. Así que para $t=30$ años, $f_t = 1.5$. Para fluctuaciones de carga (puentes, chimeneas altas, silos, turbinas, etc.) los valores de R_3 y R_t son 0.7 y 0.8 respectivamente; por tanto, para $t=30$ años, $f_s=2.5$.

Cuando el terreno se encuentre sobre consolidado o cuando la cimentación se sitúe en el fondo de una excavación cuya máxima presión efectiva vertical en el fondo haya sido (σ'_{v0}), el valor de (q') a introducir en la ecuación del asentamiento será:

$$q' - \frac{2}{3} \sigma'_{v0} \quad \text{cuando} \quad \sigma'_{v0} < q' \quad (3.64)$$

$$\frac{q'}{3} \quad \text{cuando} \quad \sigma'_{v0} \geq q' \quad (3.65)$$

3.2.1.5 Método de Schmertmann.

Schmertmann (1970) propuso un enfoque diferente para usar las pruebas de penetración de cono estático (CPT) en el cálculo de asentamientos de cimientos en arena. Postuló que la distribución de la deformación vertical bajo el centro de un cimiento de ancho B sobre arena uniforme, es cualitativamente diferente de la distribución del incremento en esfuerzo vertical, y que la máxima deformación se presenta a una profundidad relativa cercana a B/2. Se puede identificar la naturaleza de tal distribución si se considera la expresión de Ahlvin y Ulery (1962), para la deformación vertical bajo el centro de un área circular flexible con carga repartida uniforme q, que se puede escribir de la siguiente forma:

$$\varepsilon_z = \frac{q}{E} I_z \quad (3.66)$$

Entonces, I_z , que se denomina factor de influencia por deformación, tiene la siguiente expresión:

$$I_z = (1 + \nu)[(1 - 2\nu)A + B] \quad (3.67)$$

Donde ν es la relación de Poisson, A y B son dos funciones discretas.

En la figura 3.10 se muestra la variación de I_z con la profundidad relativa, (z/B) , según la expresión (3.67) para valores 0.4 y 0.5 de ν . También se muestran resultados experimentales para I_z obtenidos por Eggstad (1963). Con base en estos resultados y otros resultados parecidos, así como en estudios de elementos finitos, Schmertmann (1970) propuso la distribución general simplificada de I_z con la profundidad relativa que denominó 2B-0.6, utilizada para determinar la deformación vertical a profundidades convenientes.

Por interpolación línea en la distribución 2B-0.6, se puede determinar la influencia a cualquier profundidad absoluta z, una vez definido B. El modulo de deformación del suelo, E, se obtiene de correlaciones empíricas con el valor de la resistencia en la punta del cono holandés, q_c , a la profundidad. La deformación vertical a dicha profundidad z se puede entonces expresar en forma similar a la ecuación elástica:

$$\varepsilon_z = \Delta q \frac{I_z}{E} \quad (3.68)$$

Δq es el incremento promedio en la presión efectiva, producido por las cargas, a nivel de cimentación. La deformación vertical se puede expresar también en forma diferencial:

$$\varepsilon_z = \frac{d\delta}{dz} \quad (3.69)$$

$d\delta$ es la diferencial de asentamiento vertical. Entonces, para la distribución teórica de la influencia, el asentamiento se puede obtener por integración de las deformaciones:

$$\delta = \Delta q \int \frac{I_z}{E} dz \quad (3.70)$$

qué podría aproximarse por:

$$\delta = \Delta q \int_0^{z_i} \frac{I_z}{E} dz \quad (3.71)$$

Para obtener el asentamiento correspondiente a una profundidad de cimentación, D , la expresión (3.71) requiere ajustes empíricos, por ello Schmertmann propuso utilizar una sumatoria, ajustada empíricamente, de asentamientos de capas aproximadamente homogéneas, seleccionadas convenientemente, de la siguiente forma:

$$\delta = C_1 * C_2 * q_n \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} \right) \Delta z_i \quad (3.72)$$

donde, q_n : incremento neto de carga = $q - p_{vd}$
 q : presión de contacto entre el cimiento y el terreno
 C_1, C_2 : son factores de corrección
 I_z : El factor de influencia de la deformación unitaria vertical
 Δz_i : Espesor del estrato "i"
 n : numero de estratos dentro de la zona de influencia
 E_s : módulo de deformación del suelo

Para incorporar el efecto de alivio de deformaciones que se presenta al cimentar a cierta profundidad y a la vez mantener la simplicidad en la expresión (3.72) para fines de análisis, se supone en el método que se conserva la distribución 2B-0.6 del factor de influencia, pero se modifica su valor máximo de acuerdo con el siguiente factor empírico:

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{p_{vd}}{q_n} \right) \geq .05 \quad (3.73)$$

En donde:

p_{vd} : presión total inicial en el suelo, al nivel de desplante del cimiento.

Schmertmann en 1970 incluyó también un factor empírico, C_2 , para considerar algún aumento en los asentamientos por fluencia en el tiempo (flujo viscoso del suelo), observado en cimentaciones sobre suelos presumiblemente no cohesivos, y recomendó:

$$C_2 = 1 + 0.2 \log_{10} \left(\frac{t_{\text{años}}}{0.1} \right) \quad (3.74)$$

Holtz (1991) recomienda usar un valor de 1.0 para C_2 , por motivo de las imprecisiones en las hipótesis y el uso del ensayo de cono, para determinar el módulo de deformación del suelo.

Schmertmann recomendó el diagrama del factor de influencia de los esfuerzos verticales de la figura 3.10. en el cual se toma en cuenta la incidencia de la forma de la cimentación en la distribución de deformaciones, porque cuando la condición cambia de la condición aproximadamente axisimétrica ($L/B=1$) a la de deformación plana ($L/B>10$), el ángulo de resistencia al corte aumenta y los esfuerzos a una profundidad dada también aumentan. Se puede observar que la profundidad donde el factor de influencia por deformación alcanza su máximo valor es $B/2$ para el caso de condición axisimétrica, y B para el caso de deformación plana. El máximo valor del factor de influencia es al menos de 0.5 más un incremento, relativo a la presión vertical efectiva de sobrecapa, a la profundidad del máximo valor, según la siguiente ecuación:

$$I_z = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q_n}{p_{vp}}} \quad (3.75)$$

Schmertmann (1978) recomienda que si L/B es mayor que 1 y menor que 10 la distribución de influencia para la relación real de L/B , se puede obtener por interpolación entre los valores correspondientes a los casos axisimétricos y de deformación plana.

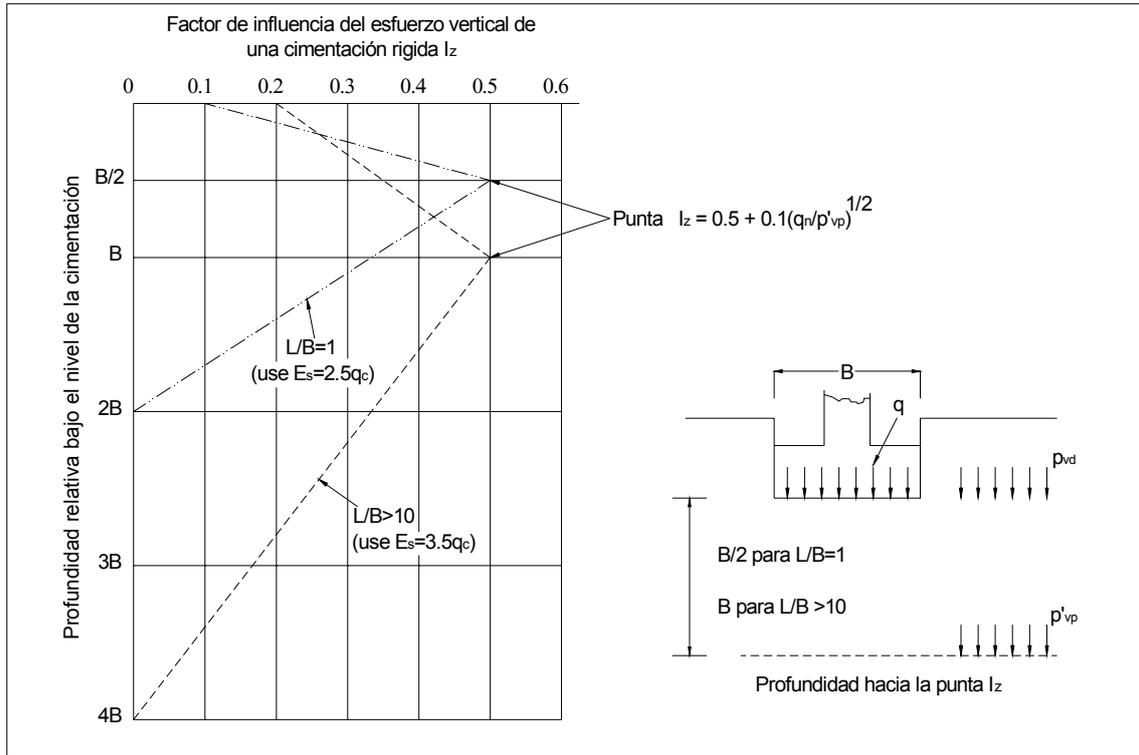


Figura 3.10 Diagramas del factor de influencia de los esfuerzos verticales (Schmertmann, 1978)

Schmertmann estimó el módulo de deformación del suelo haciendo uso de los resultados del ensayo de penetración con el cono (CPT), sus valores deducidos están dados por las siguientes expresiones

$$E_s = 2.5 * q_c \quad (\text{Zapata cuadrada, } L/B=1) \quad (3.76)$$

$$E_s = 3.5 * q_c \quad (\text{Zapata corrida, } L/B>10) \quad (3.77)$$

El método es sólo apropiado para arenas normalmente cargadas, siempre que la capacidad de carga del área sea adecuada. Si la arena ha sido predeformada por cargas previas, entonces el asentamiento real resulta grandemente sobreestimado con el uso del método. Schmertmann (1978) recomienda que una reducción tentativa en el asentamiento, después de la precarga u otro medio de compactación, es usar la mitad del asentamiento predicho, aunque esta magnitud es conservadora.

3.2.1.6 Método de Agustín Deméneghi Colina.

En este método se utiliza una ecuación constitutiva no lineal que toma en cuenta el efecto de la presión de confinamiento en la magnitud de la rigidez del terreno. La ventaja de esta técnica es que, al considerar la linealidad del suelo, se hace uso de muy pocas propiedades, mecánicas, que además no cambian con la presión de confinamiento. El procedimiento se aplica al cómputo del asentamiento de un cimiento que puede estar apoyado sobre varios estratos de arena.

Un medio granular tiene la característica de que su rigidez (como medio) aumenta con a presión de confinamiento; además, en estos materiales la relación esfuerzo-deformación unitaria es en general no lineal. Por lo tanto, debemos buscar procedimientos que tomen en cuenta estas características específicas de un medio granular.

ECUACION CONSTITUTIVA.

1. Confinamiento inicial

Consideremos un elemento de suelo sometido al estado de esfuerzo por peso propio mostrado en la figura 3.11. La presión de confinamiento promedio inicial, por peso propio de terreno, vale:

$$p_{co} = (p_{vo} + p_{ho} + p_{ho})/3$$

Si $p_{ho} = K_0 p_{vo}$ donde K_0 es el coeficiente de presión en reposo del suelo, entonces

$$p_{co} = (1/3)(1 + 2K_0)p_{vo} \quad (3.78)$$

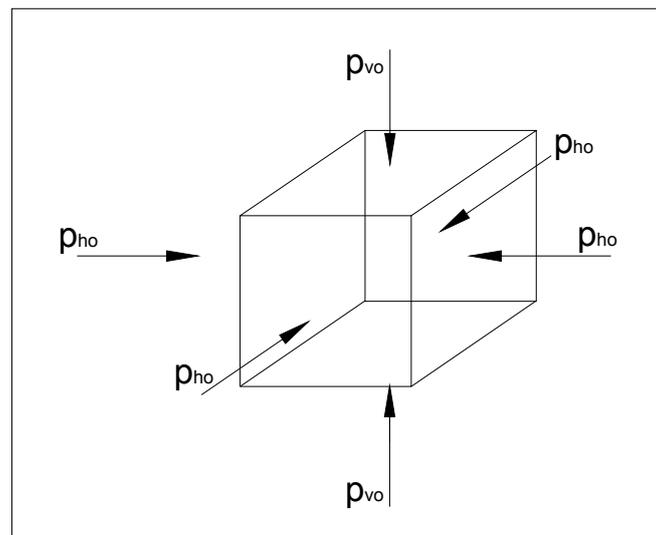


Figura 3.11 Estado de esfuerzos por peso propio.

Por otra parte si el suelo tiene una cierta cohesión o cementación, podemos considerar que ésta se debe a una presión de confinamiento interno intrínseca, la cual denominaremos p_{cie} . La presión de confinamiento inicial p_{beo} será entonces la suma de la presión de confinamiento intrínseca, p_{cie} , más la presión externa por peso propio, p_{co} , es decir

$$P_{beo} = P_{cie} + P_{co} \quad (3.79)$$

2. Ecuación constitutiva para la estimación de la deformación de un elemento de suelo, ocasionada por incrementos externos de esfuerzo.

Juárez Badillo (1965) utiliza la siguiente expresión para el cálculo de la deformación volumétrica de los materiales

$$dV/V = -\gamma(d\sigma/\sigma) \quad (3.80)$$

Donde:

V = volumen de un elemento de suelo

σ = esfuerzo isotrópico sobre el elemento de suelo

γ = parámetro que mide la compresibilidad volumétrica del material

Vemos que en la expresión anterior, tanto la deformación como el esfuerzo se "normalizan". A continuación, extenderemos el concepto de normalización para aplicarlo al cálculo de la deformación de un suelo friccionante.

Por otra parte, al construir una obra de ingeniería se incrementan los esfuerzos sobre un elemento de suelo (figura 3.12), donde σ_z , σ_x y σ_y son los incrementos de esfuerzo normal ocasionados por la presencia de la obra de ingeniería.

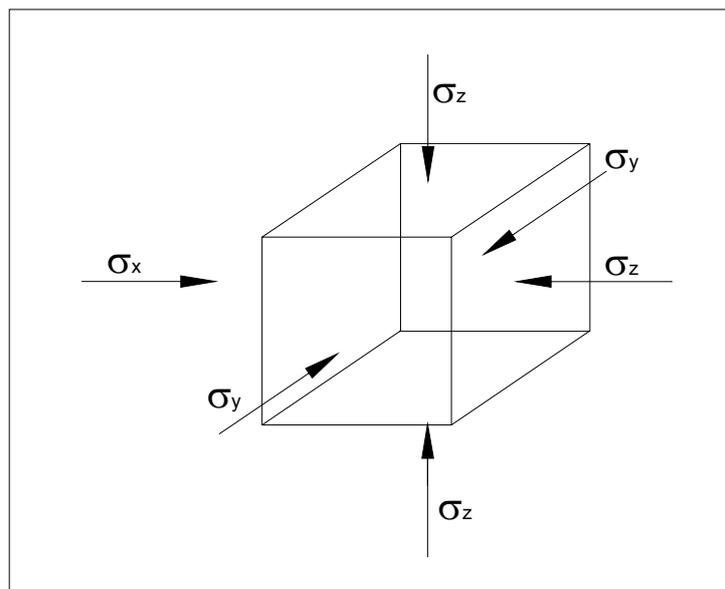


Figura 3.12 Incremento de esfuerzos por una obra de ingeniería

Supongamos por un momento que el confinamiento inicial p_{beo} (ecuación 3.72) se mantiene constante. Demos incrementos de esfuerzo σ_z , σ_x y σ_y (figura 3.14); podemos entonces usar una variable de la ley de Hooke para el cálculo de la deformación unitaria

$$\varepsilon \cong (1/A)[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]^r \quad (3.81)$$

Donde $(1/A)$ es el coeficiente de proporcionalidad entre el esfuerzo desviador y la deformación unitaria, ν es la relación de Poisson y r es un exponente que depende de la forma de la curva esfuerzo-deformación unitaria del suelo.

Suponiendo que el espesor ΔZ_0 del elemento es suficientemente pequeño para que la relación entre el incremento de esfuerzo horizontal y el incremento de esfuerzo vertical sea constante, tenemos que:

$$a_1 = \sigma_x / \sigma_z \quad a_2 = \sigma_y / \sigma_z \quad (3.82)$$

$$\sigma_x = a_1 / \sigma_z \quad \sigma_y = a_2 / \sigma_z \quad (3.83)$$

Sustituyendo la ecuación (3.82) y (3.83) en la ecuación (3.81)

$$\varepsilon \cong (1/A)\{\sigma_z [1 - \nu(a_1 + a_2)]\}^r \quad (3.84)$$

$$\varepsilon \cong (1/A)(f\sigma_z)^r \quad (3.85)$$

$$f = 1 - \nu(a_1 + a_2) \quad (3.86)$$

Por otra parte, como mencionamos antes, la deformación es función inversa del esfuerzo de confinamiento. Veamos a continuación cómo tomar en cuenta este efecto. Consideremos un elemento de suelo sometido a una presión de confinamiento inicial p_{beo} ; demos incrementos de esfuerzo σ_z , σ_x y σ_y sobre el cuerpo, tal como se ilustra en la figura 3.14. Estos incrementos de esfuerzos ocasionan que la presión de confinamiento p_{beo} aumente en una cantidad Δp_{be} , que vale

$$p_{be} = p_{beo} + \Delta p_{be} \quad (3.87)$$

En términos generales, en mecánica de suelos se acepta que Δp_{be} es igual al incremento de esfuerzo normal en el plano octaédrico, o sea, que es igual al promedio de los incrementos de esfuerzo

$$\Delta p_{be} = (1/3)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$$

Para fines prácticos podemos sustituir la cantidad de (1/3) por coeficientes, es decir

$$\Delta p_{be} = b_1 \sigma_z + b_2 (\sigma_x + \sigma_y) \quad (3.88)$$

Donde, dada la expresión actual $b_1=1/3$ y $b_2=1/3$.

Reemplazando la ecuación (3.83) en la ecuación (3.88)

$$\Delta p_{be} = c \sigma_z \quad (3.89)$$

Donde

$$c = b_1 + b_2 (a_1 + a_2) \quad (3.90)$$

Sustituyendo la ecuación (3.87)

$$\Delta p_{be} = p_{beo} + c \sigma_z \quad (3.91)$$

Demostremos ahora incrementos diferenciales de esfuerzo al elemento. Con los resultados anteriores, podemos plantear una ecuación constitutiva general, en la que la deformación unitaria sea directamente proporcional a la variante de la ley de Hooke dada por la ecuación (3.81), e inversamente proporcional a la presión de confinamiento dada por la ecuación (3.91), es decir (Deméneghi, 1984)

$$\frac{d(\Delta z)}{\Delta z} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z / p_a)^r d(f \sigma_z / p_a)}{[(p_{beo} + c \sigma_z) / p_a]^s} \quad (3.92)$$

Donde A es el módulo de rigidez del suelo, y r y s son exponentes que dependen del tipo de suelo, p_a = presión atmosférica = 101.3 kPa, que se introduce con el fin de que el módulo A sea adimensional (véase Janbu, 1963).

La ecuación (3.92) es una ecuación constitutiva diferencial general que podemos usar para calcular la deformación de un suelo, para diferentes condiciones de carga.

CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN DE UN ELEMENTO DE SUELO GRANULAR.

Para el cálculo de la deformación vertical de un elemento de suelo de espesor Δz_0 (figura 3.13) podemos usar la ecuación (3.92), que corresponde a una ecuación constitutiva diferencial en un medio granular.

En suelos friccionantes, el exponente r varía entre 0 y 0.2. Para fines prácticos podemos tomar $r=0$, la ecuación (3.92) queda

$$\frac{d(\Delta z)}{\Delta z} = -\frac{1}{A} \frac{d(f\sigma_z/p_a)}{[(p_{beo} + c\sigma_z)/p_a]^s} \quad (3.93)$$

Integremos la ecuación (3.93). Al aumentar el esfuerzo normal vertical de 0 a σ_z , la altura del elemento cambia de la altura inicial Δz_0 a la altura final Δz_f (figura 3.13) Por lo tanto, debemos integrar la ecuación (3.93) de Δz_0 a Δz_f el primer miembro y de 0 a σ_z el segundo miembro.

$$\int_{\Delta z_0}^{\Delta z_f} \frac{d(\Delta z)}{\Delta z} = -\int_0^{\sigma_z} \frac{1}{A} \frac{d(f\sigma_z/p_a)}{[(p_{beo} + c\sigma_z)/p_a]^s} \quad (3.94)$$

$$\frac{\Delta z_f}{\Delta z_0} = \exp\left\{-\frac{f[(p_{beo} + c\sigma_z)^{1-s} - (p_{beo})^{1-s}]}{(1-s)cAp_a^{1-s}}\right\} \quad (3.95)$$

Pero (figura 3.13)

$$\Delta z_f = \Delta z_0 + \Delta w \quad (3.96)$$

$$\Delta z_f / \Delta z_0 = 1 + \Delta w / \Delta z_0$$

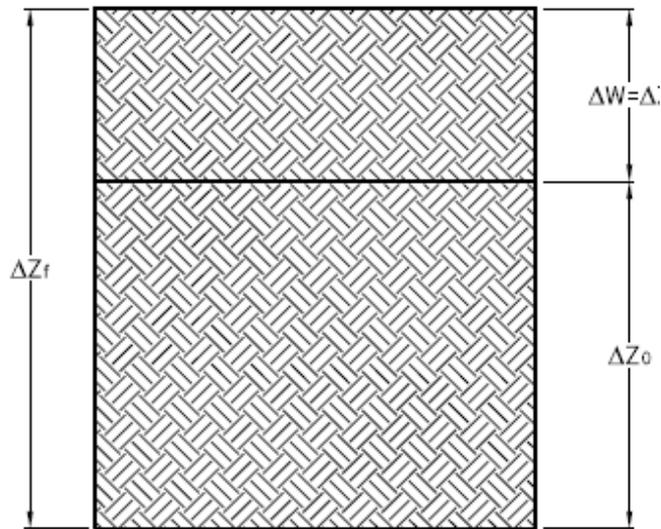


Figura 3.13 Deformación de un elemento de suelo de espesor inicial Δz_0 .

$$\Delta w / \Delta z_0 = \Delta z_f / \Delta z_0 - 1 \quad (3.97)$$

$$\frac{\Delta w}{\Delta z_0} = \exp \left\{ - \frac{f \left[(p_{beo} + c\sigma_z)^{1-s} - (p_{beo})^{1-s} \right]}{(1-s)cAp_a^{1-s}} \right\} - 1 \quad (3.98)$$

El desplazamiento Δw se mide hacia arriba. Para que el desplazamiento hacia abajo sea positivo (como es usual en mecánica de suelos), hagamos $\delta_z = -\Delta w$. La ecuación (3.98) queda

$$\delta_z = \left\{ 1 - \exp \left\{ - \frac{f \left[(p_{beo} + c\sigma_z)^{1-s} - (p_{beo})^{1-s} \right]}{(1-s)cAp_a^{1-s}} \right\} \right\} \Delta z_0 \quad (3.99)$$

La ecuación (3.99) permite calcular la deformación vertical de un elemento de suelo friccionante de espesor Δz_0 , sujeto a incrementos de esfuerzo σ_z , σ_x y σ_y . Cabe aclarar que en suelos friccionantes el exponente "s" es del orden de 0.5.

Para fines prácticos para el computo de la deformación de un suelo friccionante conviene entonces emplear la ecuación (3.99) con $s=0.5$, con el procedimiento que se indica a continuación.

Determinamos el valor de f:

$$f = 1 - \nu(a_1 + a_2) = 1 - \nu \left[(\sigma_x + \sigma_y) / \sigma_z \right] \quad (3.100)$$

La relación de Poisson se obtiene

$$\nu = K_0 / (1 + K_0) \quad (3.101)$$

El coeficiente de presión en reposo K_0 se calcula con la siguiente expresión (Mayne y Kulhawy, 1982)

$$K_0 = (1 - \text{sen } \varphi) (\text{OCR})^{\text{sen } \varphi} \quad (3.102)$$

Donde φ es el ángulo de fricción interna y OCR es la relación de preconsolidación del suelo en el campo.

A continuación se presentan las expresiones para determinar los esfuerzos normales verticales bajo la esquina de un rectángulo sometido a una carga uniforme 'q' en la superficie. Figura 3.14.

Para σ_z (Damy 1985)

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{x * y * z}{A} + \text{ang tan} \frac{x * y}{z * A} \right] \quad (3.103)$$

Para σ_x y σ_y (Dashko y Kagán 1980)

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x * y * z}{(x^2 + z^2)A} - \text{ang tan} \frac{z * A}{x * y} + (1 - 2\nu) \left(\text{ang tan} \frac{y}{x} - \text{ang tan} \frac{y * A}{x * z} \right) \right] \quad (3.104)$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x * y * z}{(y^2 + z^2)A} - \text{ang tan} \frac{z * A}{x * y} + (1 - 2\nu) \left(\text{ang tan} \frac{x}{y} - \text{ang tan} \frac{x * A}{y * z} \right) \right] \quad (3.105)$$

$$A = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2} \quad (3.106)$$

q = carga aplicada a la superficie

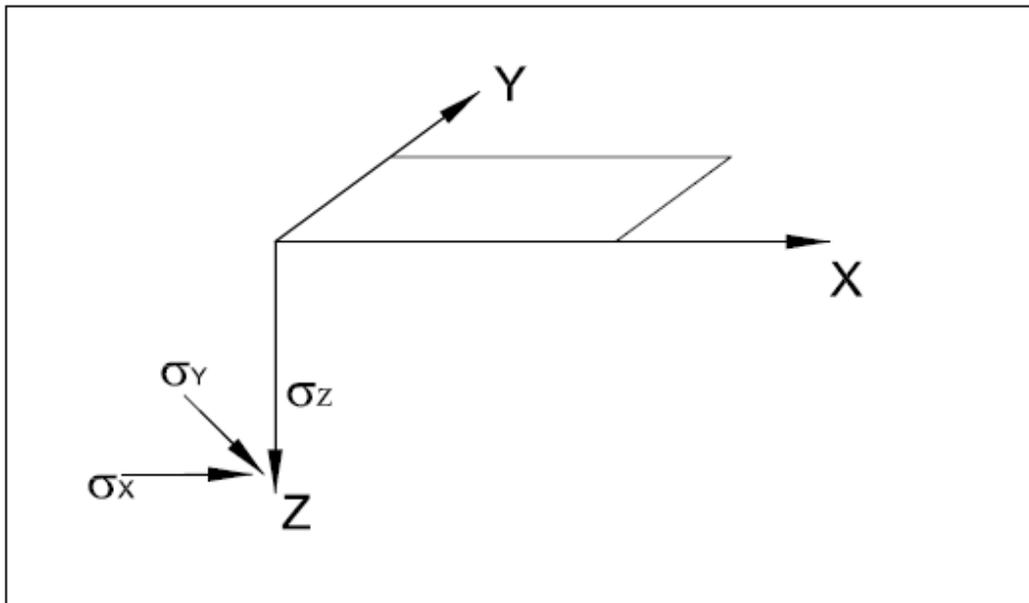


Figura 3.14 Incrementos de esfuerzo normal bajo la esquina de un rectángulo cargado, en un medio semi infinito

Determinación de la presión de confinamiento inicial p_{beo}

$$p_{beo} = p_{cie} + p_{co} \quad (3.107)$$

$$p_{co} = (1/3)(1 + 2K_o)p_{vo} \quad (3.108)$$

$$p_{vo} = \gamma(x * y * z) \quad (3.109)$$

Las presiones por peso propio y los incrementos de esfuerzo se obtienen a la mitad de cada estrato.

El módulo de rigidez promedio A_m del suelo se determina a partir del número de golpes del ensayo de penetración estándar (STP), con la siguiente expresión aproximada

$$A_m = 26.25N^{1.125} \quad (3.110)$$

El módulo desfavorable se calcula en función del nivel de desconfianza α con

$$A = A_m * C \quad (3.111)$$

Donde

$$C = \exp\left[-0.784t_\alpha \sqrt{1.00758 + 0.0152(\ln N - 2.976)^2}\right] \quad (3.112)$$

t_α es una variable t de Student, cuyos valores en función de α se muestran en la tabla 3.3 Cabe aclarar que existe una probabilidad α de que el módulo A del suelo sea menor que el valor dado por la ecuación 30.111.

Nivel de confianza α	t_α
%	
2.5	1.978
5	1.657
10	1.288
15	1.041
20	0.844
25	0.676
30	0.526
40	0.254
50	0

Determinación del coeficiente c

$$c = \frac{1}{3} + \frac{1}{3} \left[\frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{\sigma_z} \right] \quad (3.113)$$

3.2.1.7 MÉTODO DE KONDNER

Consideremos una muestra de suelo sometido a prueba de compresión triaxial; la curva de esfuerzo-deformación unitaria es parecida a la de una hipérbola, como se indica en la figura 3.15. Kondner propone la siguiente expresión para el cómputo de la deformación (Duncan y Chang, 1970)

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \varepsilon / (a + b\varepsilon) \quad (3.114)$$

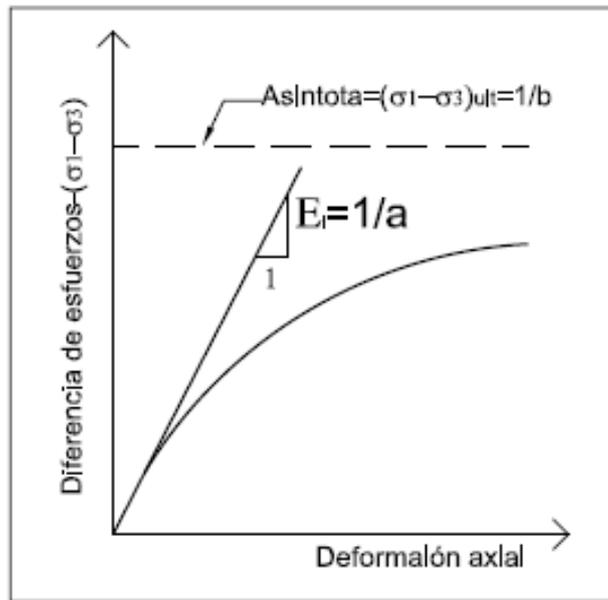


Figura 3.15 Curva Esfuerzo-deformación unitaria (Duncan y Chang, 1970)

Obtenemos los valores de a y b. Derivando la ecuación (3.114) con respecto a ε

$$d(\sigma_1 - \sigma_3) / d\varepsilon = a / (a + b\varepsilon)^2$$

El modulo tangente inicial es la pendiente de la curva esfuerzo-deformación unitaria cuando esta tiende a cero, es decir

$$E_i = [d(\sigma_1 - \sigma_3) / d\varepsilon]_{\varepsilon \rightarrow 0} = 1/a$$

La ecuación (3.114) se puede poner en la forma

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 1 / (a/\varepsilon + b)$$

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$. se obtiene cuando $\varepsilon \rightarrow \alpha$, es decir

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = 1/b$$

De lo anterior

$$a = 1/E_i$$

$$b = 1/(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$$

La asintota $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ es mayor que la resistencia a compresión $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, en una pequeña cantidad. La asintota se puede relacionar con la resistencia mediante el factor R_f , de la siguiente forma

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad (3.115)$$

Donde: R_f es un factor que varía entre 0.75 y 1.0.

La ecuación (3.114) se puede escribir

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{1/E_i + \varepsilon R_f / (\sigma_1 - \sigma_3)_f} \quad (3.116)$$

La deformación unitaria vale

$$\varepsilon = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_i [1 - R_f (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_f]} \quad (3.117)$$

Estudios experimentales de Jambu (1963) han mostrado que la relación entre el módulo tangente inicial y la presión de confinamiento se puede expresar como

$$E_i = E_{i0} + K p_a (\sigma_3 / p_a)^n \quad (3.118)$$

Donde:

p_a = presión atmosférica = 10.3 t/m²

Si se considera que cuando la falla ocurre no se presenta cambio en σ_3 , la relación entre la resistencia a compresión y la presión de confinamiento, en función de la ley de resistencia de Mohr-Coulomb se obtiene de la siguiente forma (figura 3.16)

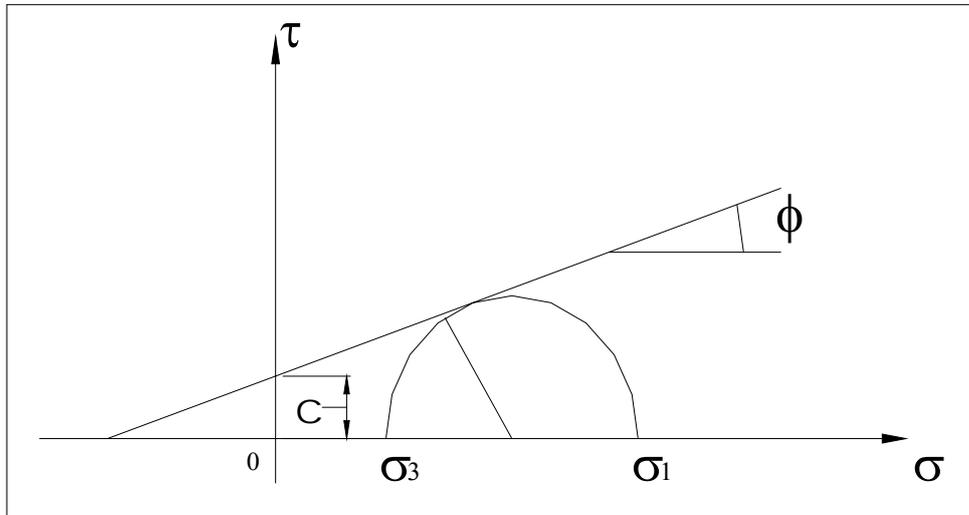


Figura 3.16 Obtención del esfuerzo desviador de falla

$$\text{sen } \phi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f / 2}{c / \tan \phi + (\sigma_1 - \sigma_3)_f / 2 + \sigma_3}$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2(c * \cos \phi + \sigma_3 \text{sen } \phi)}{1 - \text{sen } \phi} \quad (3.119)$$

El método de Kondner se puede aplicar al cálculo del asentamiento de un cimiento de la siguiente forma: en un elemento de suelo consideramos que el esfuerzo σ_3 es igual a la presión media de confinamiento

$$\sigma_3 = p_c = p_{co} + (1/6)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y) \quad (3.120)$$

Con $\sigma_3 = p_c$ se obtiene el módulo tangente inicial E_i . ecuación (3.118) El esfuerzo principal mayor $\sigma_1 = p_{co} + \sigma_z$ Por lo tanto

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_z - (1/6)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y) \quad (3.121)$$

La deformación unitaria ε se halla sustituyendo $(\sigma_1 - \sigma_3)$ en la ecuación (3.117). El módulo del suelo para este nuevo nivel de esfuerzo desviador es

$$E_s = (\sigma_1 - \sigma_3) / \varepsilon \quad (3.122)$$

La deformación de un estrato de espesor h se calcula con la Ley de Hooke

$$\delta = (h/E_s)[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (3.123)$$

En la tabla 3.4 se muestran propiedades aproximadas del suelo, que se pueden utilizar en la fórmula de Jambu (ecuación 3.118), cuando se aplica el método de Kondner.

					Normalmente cargado	Precargado
Estado	D_r	N	q_c	N	K	
			Kg./cm ²			
Muy suelto	< 0.2	<4	< 20	0.65	< 220	<670
Suelto	0.2-0.4	4 a 10	20 a 40	0.65 a 0.62	220 a 460	670 a 1390
Medianamente compactado	0.4 a 0.6	10 a 30	40 a 120	0.62 a 0.58	460 a 1280	1390 a 3840
Compactado	0.6 a 0.8	30 a 50	120 a 400	0.58 a 0.55	1280 a 2080	3840 a 6240
Muy compacto	>0.8	> 50	> 400	0.55	> 2080	>6240

D_r = Compacidad relativa

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar

q_c = resistencia en la punta del cono holandés

CAPÍTULO CUATRO.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN.

4.1 DETERMINACIÓN DE ELEMENTOS MECÁNICOS.

Consideremos una zapata sometida a carga vertical y momento. El diagrama de reacción del terreno es de forma aproximadamente trapezoidal, tal como se indica en la figura 4.1. Con el propósito de simplificar los cálculos, en la práctica es usual sustituir la reacción trapezoidal por una reacción rectangular figura 4.2; el ancho B' de esta reacción esta dada por:

$$B' = B - 2e \quad (4.1)$$

donde e es la excentricidad, que vale

$$e = \frac{M}{\Sigma Q} \quad (4.2)$$

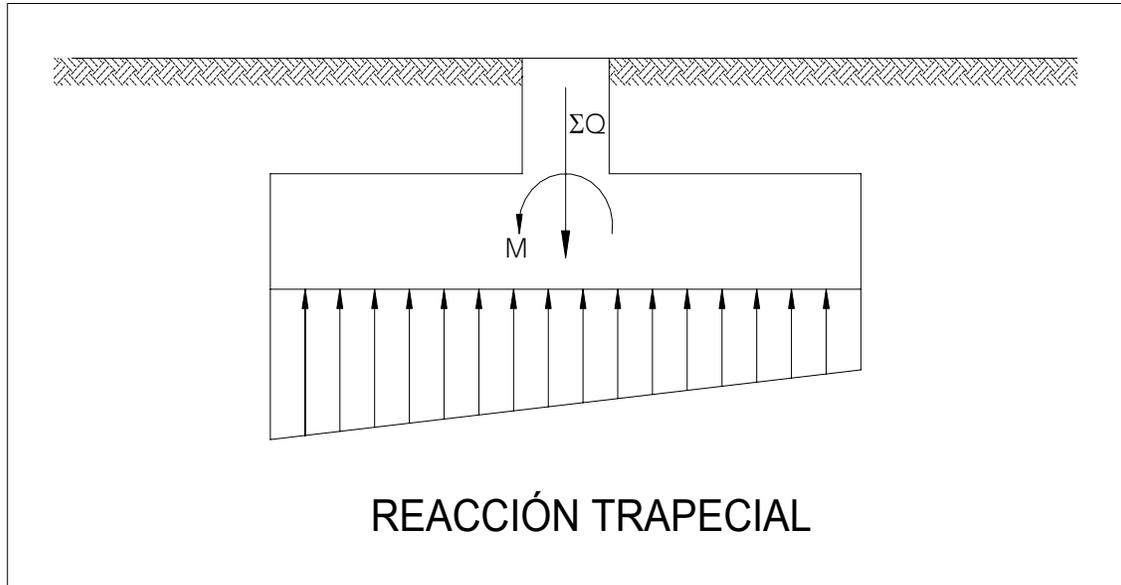


Figura 4.1 Cargas sobre una zapata

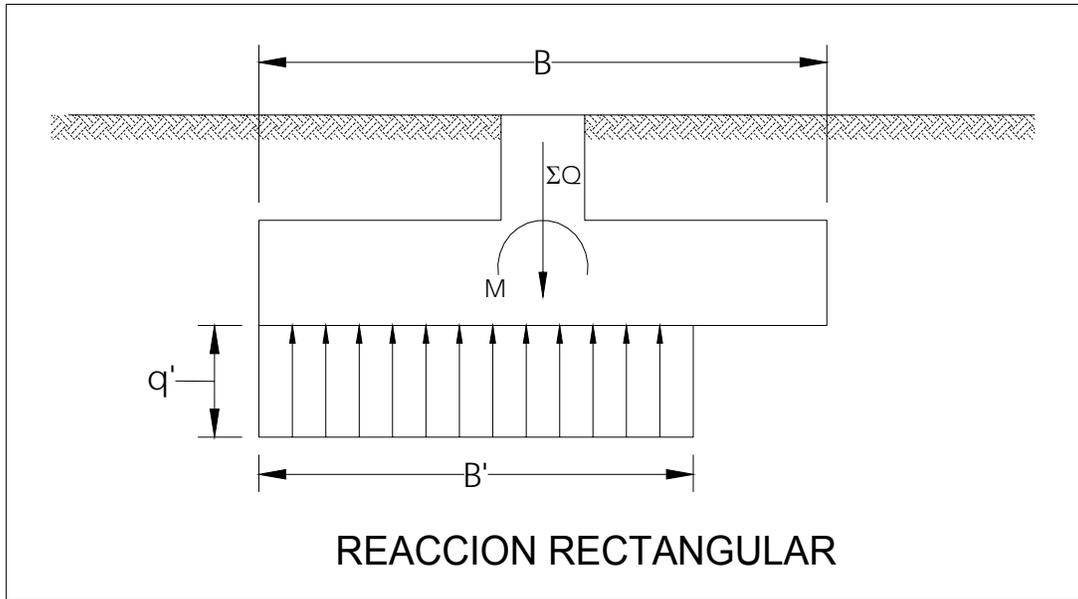


Figura 4.2 Cargas sobre una zapata

Las cargas que obran sobre el ala de la zapata se muestran en la figura 4.3. La carga uniforme para cálculo estructural q_e vale

$$q_e = q' - W_{relleno} - W_{zapata} \quad (4.3)$$

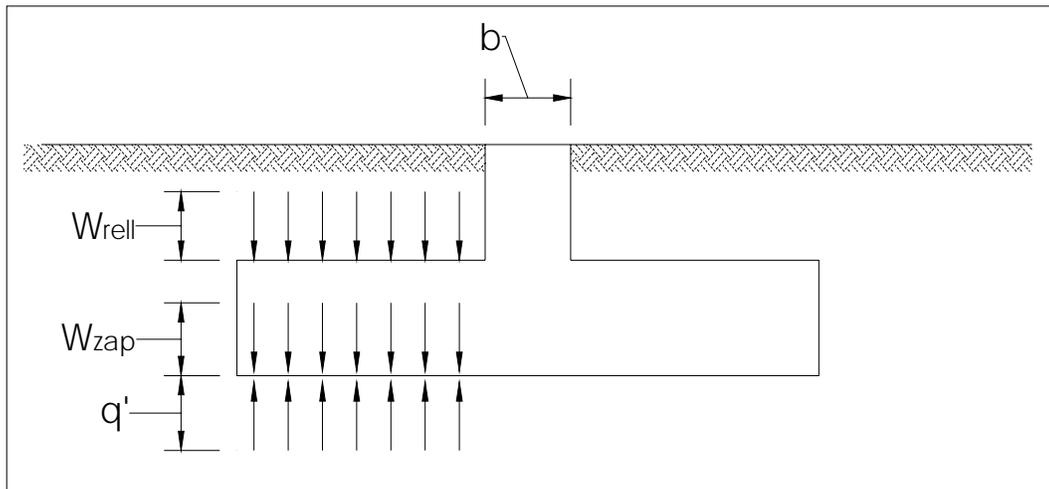


Figura 4.3 Cargas que actúan sobre el ala de la zapata

El ala de la zapata se puede considerar como un cantilver sometido a una carga uniforme q_e de abajo hacia arriba. Los diagramas de fuerza cortante y de momento flexionante sobre el ala de la zapata se exhiben en la figura 4.4. La fuerza cortante

última y el momento último se obtienen multiplicando estos diagramas por el factor de carga F_c correspondiente.

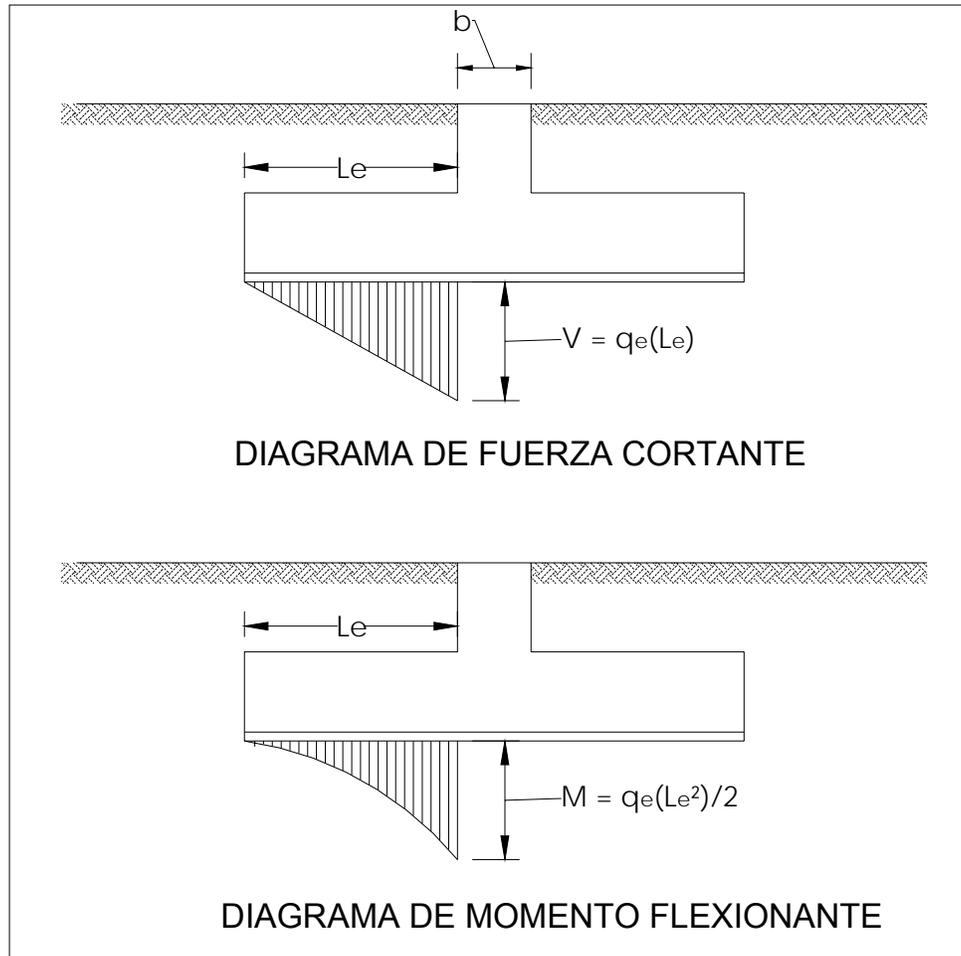


Figura 4.4 Elementos mecánicos sobre el ala de la zapata

En el caso de una zapata sometida a carga vertical y dos momentos, el diagrama de reacción se muestra en la figura 4.5-a. Para fines de cálculo, este diagrama se sustituye por el de la figura 4.5-b (Meli, 1985), en el que las dimensiones reducidas B' y L' valen:

$$B' = B - 2e_x ; \quad e = \frac{M_y}{\Sigma Q}$$

$$L' = L - 2e_y ; \quad e = \frac{M_x}{\Sigma Q}$$

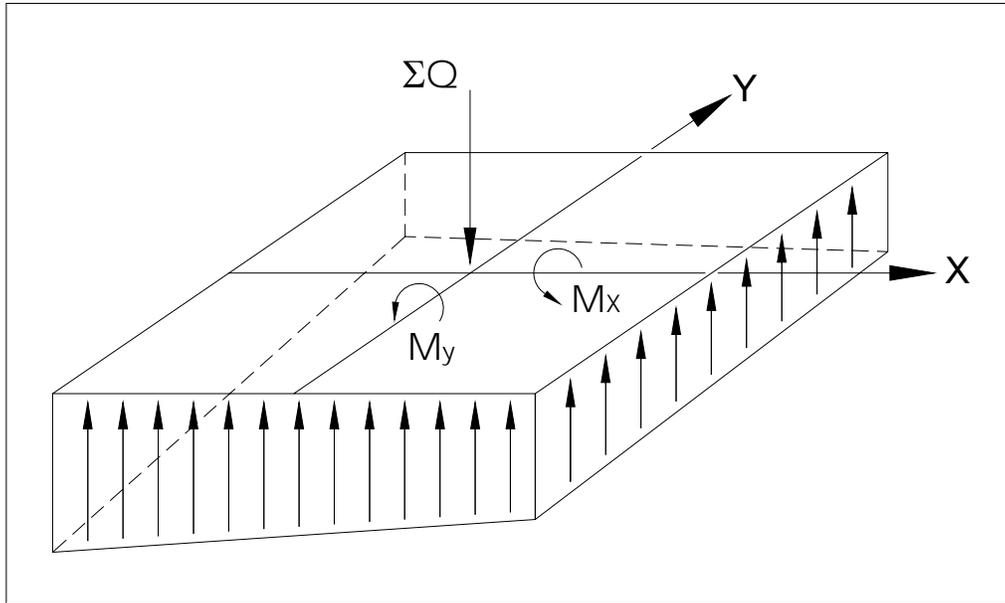


Figura 4.5-a Reacción del terreno

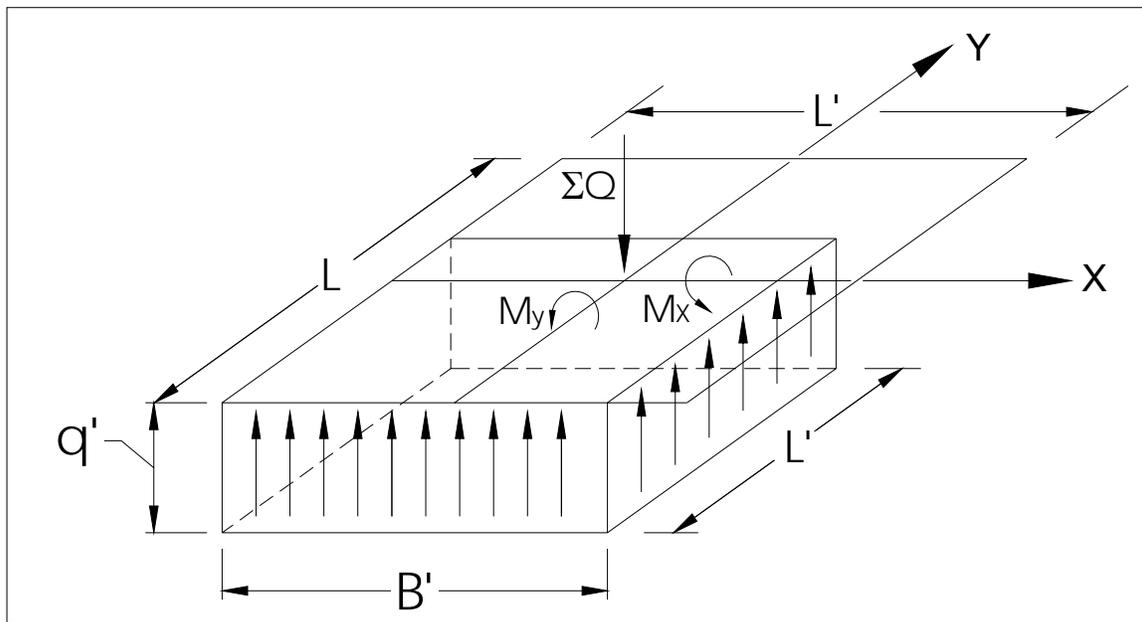


Figura 4.6-b Reacción simplificada para fines de cálculo.

El diseño por tensión diagonal y por flexión se lleva a cabo haciendo uso de a reacción uniforme del terreno obtenida con las dimensiones reducidas B' y L' , es decir:

$$q' = \frac{\Sigma Q}{B' * L'} \quad (4.4)$$

4.2 TENSIÓN DIAGONAL.

En una zona cercana al paño de la columna o muro que llega a la zapata se puede presentar una falla por tensión diagonal, ocasionada ésta a su vez por el esfuerzo cortante ver figura 4.6. Esta revisión se lleva a cabo verificando que la fuerza cortante última a una distancia d del paño de la columna o muro sea menor que la fuerza cortante resistente.

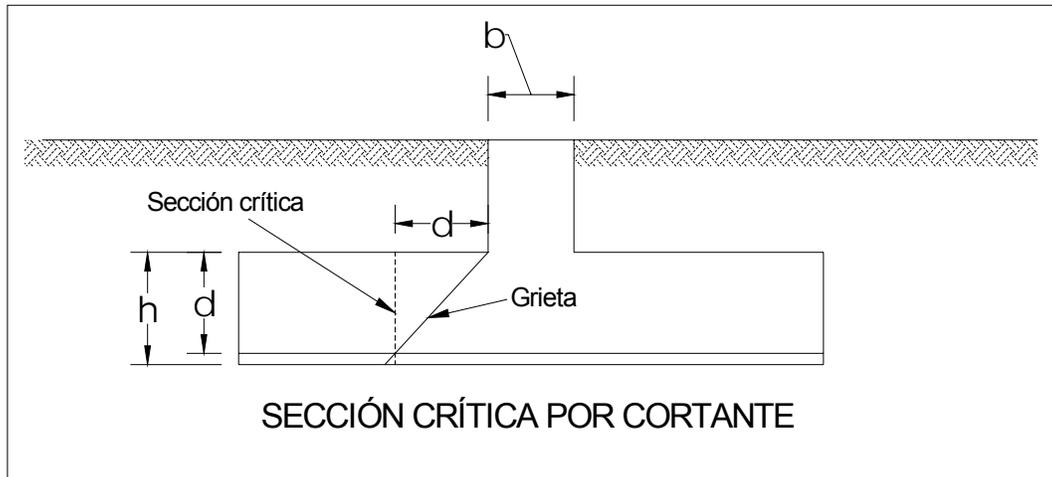


Figura 4.6 Sección crítica por cortante

Para evaluar la fuerza cortante resistente, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto nos indica que:

En elementos anchos como losas, zapatas y muros, en los que el ancho, b , no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo, d , el espesor no sea mayor de 600 mm y la relación M/Vd no exceda de 2.0, la fuerza resistente, V_{CR} puede tomarse igual a

$$V_{CR} = 0.5F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (4.5)$$

independientemente de la cuantía de refuerzo.

Si el espesor es mayor de 600 mm, o la relación M/Vd excede de 2.0, la resistencia a fuerza cortante se valuará con el criterio que se aplica a vigas, como se indica a continuación.

En vigas con relación claro a peralte total, L/h , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , se calculará con el criterio siguiente:

Si $p < 0.015$

$$V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*} \quad (4.6)$$

Si $p \geq 0.015$

$$V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (4.7)$$

Si L/h es menor que 4 y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, V_{cR} será el valor obtenido con la ec. 4.7 multiplicado por

$$3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} > 1.0 \quad (4.8)$$

pero sin que se tome V_{cR} mayor que

$$V_{cR} = 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (4.9)$$

En el factor anterior M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección, respectivamente. Si las cargas y reacciones no comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, se aplicará la ec. 4.7 sin modificar el resultado. Para relaciones L/h comprendidas entre 4 y 5, V_{cR} se hará variar linealmente hasta los valores dados por las ecs. 4.6 ó 4.7, según sea el caso.

Las expresiones para V_{cR} que se presentaron para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal, h , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor de 700 mm. Cuando la dimensión transversal h es mayor que 700 mm, el valor de V_{cR} deberá multiplicarse por el factor obtenido con la siguiente expresión:

$$1 - 0.0004(h - 700) \quad (4.10)$$

El factor calculado con la expresión 4.10 no deberá tomarse mayor que 1.0 ni menor que 0.8. La dimensión h estará en mm.

4.3 FLEXIÓN.

La sección crítica por flexión en el ala de la zapata depende del material que forma la columna o muro que llega a la zapata. En la figura 4.7 se presenta la sección crítica por flexión para tres diferentes clases de material.

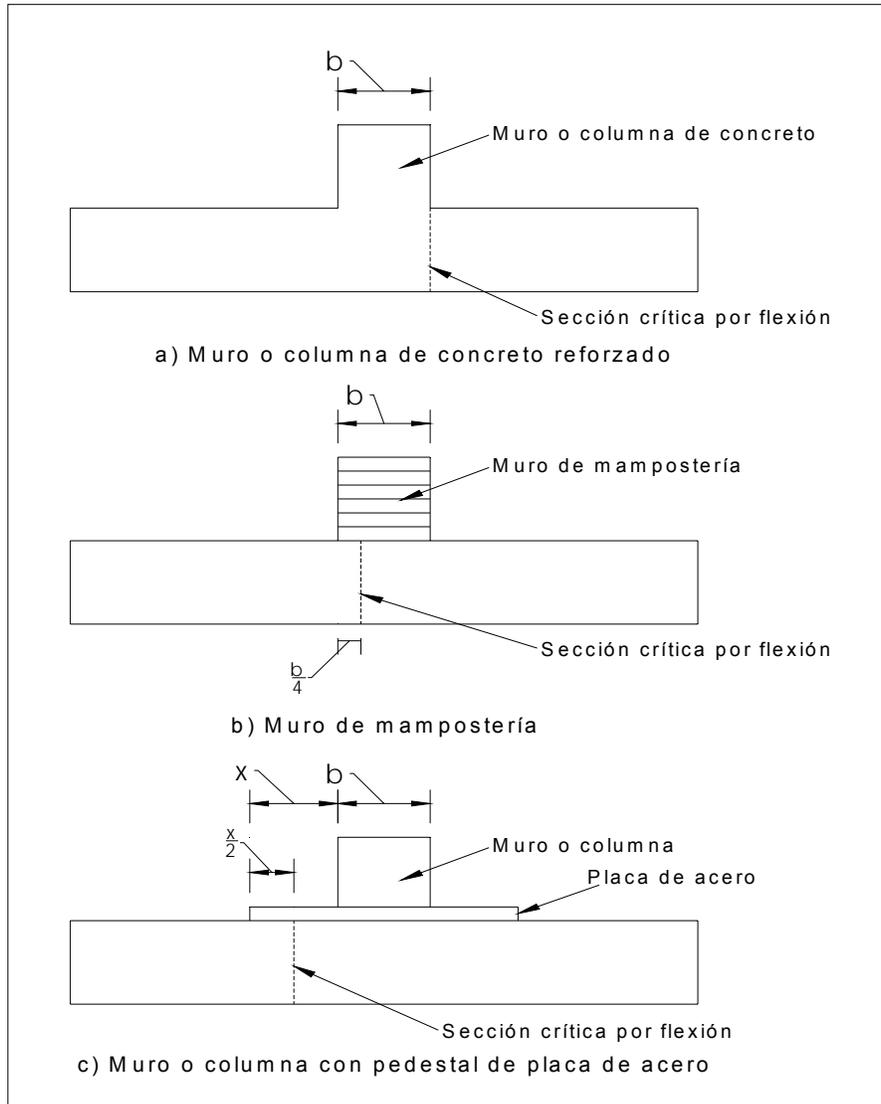


Figura 4.7 Secciones críticas por flexión

La revisión por flexión se realiza verificando que el momento último en la sección crítica sea menor que el momento resistente en dicha sección. A continuación se presentan las expresiones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, para la revisión por flexión.

El momento resistente, en una sección subreforzada, esta dada por:

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \quad (4.11)$$

donde

$$q = \frac{pf_y}{f_c} \quad (4.12)$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad (4.13)$$

b: ancho de la sección;
d: peralte efectivo;
 f_c : esfuerzo uniforme de compresión; y
 A_s : área del refuerzo de tensión.

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada

$$A_{s,min} = \frac{0.7\sqrt{f_c}}{f_y} bd \quad (4.14)$$

donde b y d son el ancho y el peralte efectivo, no reducidos, de la sección, respectivamente.

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero de tensión será 75 por ciento de la correspondiente a falla balanceada.

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área de acero es igual a

$$A_{s,max} = 0.75 * A_{s,Pb} = 0.75 \frac{f_c}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} bd \quad (4.15)$$

donde:

f_c : magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión,

La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor f_c igual a $0.85f_c^*$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $\beta_1 c$

donde

$$\beta_1 = 0.85; \quad \text{si } f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \quad (4.16)$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c^*}{1400} \geq 65; \quad \text{si } f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2 \quad (4.17)$$

c profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión.

f_c^* resistencia nominal del concreto a compresión,

Para diseñar se usará el valor nominal, f_c^* , determinado con la expresión siguiente.

$$f_c^* = 0.8 f_c' \quad (4.18)$$

La cuantía de acero necesario para resistir un momento último M_u se obtiene haciendo $M_u = M_R$ en la ecuación (4.11) y despejando q:

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

(4.19)

De las ecuaciones 4.12 y 4.13, obtenemos:

$$A_s = \frac{q f_c' b d}{f_y} \quad (4.20)$$

La separación de las varillas se obtiene con la siguiente expresión:

$$s = \frac{a_s g}{A_s} \quad (4.21)$$

donde

s = separación entre varillas

a_s = área de la varilla que se emplea

g = distancia para la que se requiere el área A_s

A_s = área de acero requerida

Por otra parte, en la dirección del lado corto de una zapata rectangular se concentran los momentos flexionantes cerca de la columna, por lo que el refuerzo paralelo al lado corto debe ser mayor en la parte central (Meli, 1985). En la figura 4.8 se muestra la forma de cómo debe colocarse el refuerzo; en la franja central de ancho B se coloca una fracción igual a $2B/(L+B)$ de la cantidad total del refuerzo para el largo L; mientras que el resto se reparte en franjas laterales. Así, llamando

A_s al área de acero por metro de longitud de la zapata, la cantidad total de refuerzo $A_s = A_s L / 100$, y las separaciones del refuerzo en las franjas están dadas por
 En la franja central de ancho B

$$s = \frac{a_s (B + L)}{2A_s'} = \frac{100a_s (B + L)}{(2A_s L)} \quad (4.22a)$$

En las franjas laterales

$$s = \frac{a_s (B + L)}{2A_s'} = \frac{100a_s (B + L)}{(A_s L)} \quad (4.22b)$$

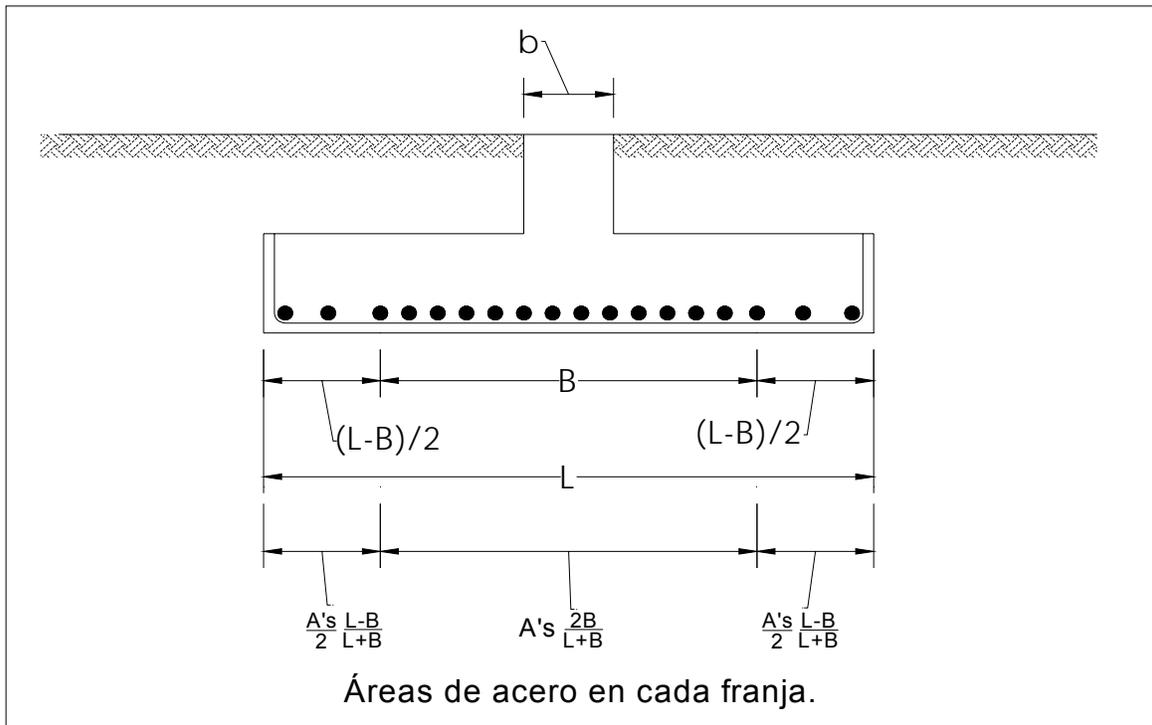


Figura 4.8 Distribución del acero de refuerzo en el lado largo

4.4 PENETRACIÓN.

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, la sección crítica se supondrá perpendicular al plano de la zapata y formará una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada, a una distancia de ésta igual a $d/2$, donde d es el peralte efectivo de la losa.

Cuando haya transferencia de momento, se supondrá que una fracción del momento dada por:

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}} \quad (4.23)$$

se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica definida antes. El esfuerzo cortante máximo de diseño, v_u , se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente (figura 4.9), es decir

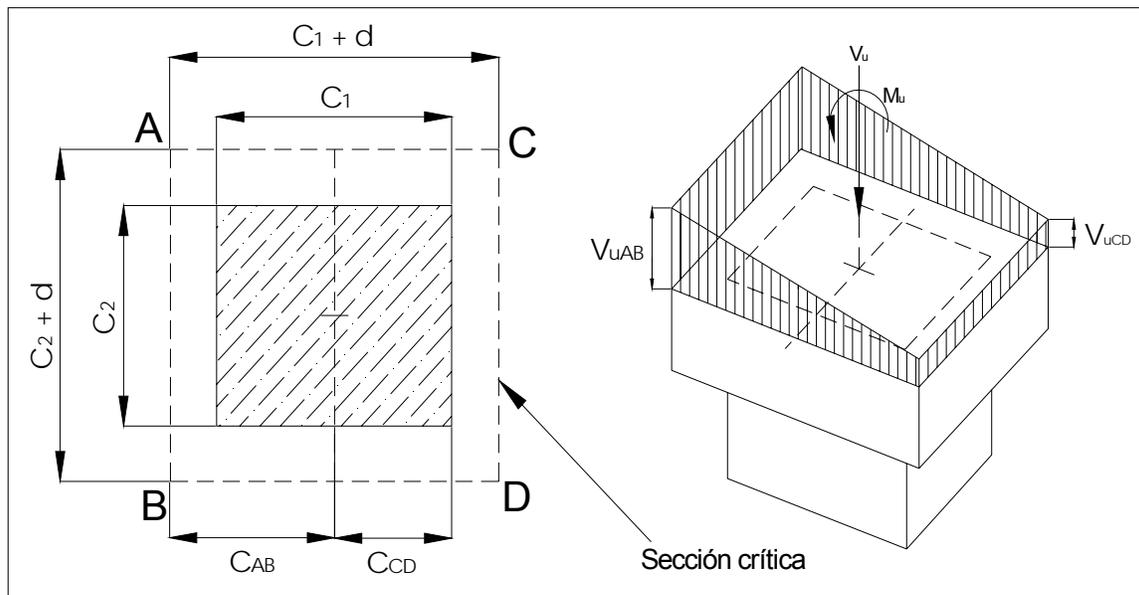


Figura 4.9 Transmisión de momento entre columna y zapata.

$$v_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{AB}}{J_c} \quad (4.24)$$

$$v_{uCD} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{CD}}{J_c} \quad (4.25)$$

$$A_{cr} = 2d(c_1 + c_2 + 2d) \quad (4.26)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2} \quad (4.27)$$

En columnas rectangulares c_1 es la dimensión paralela al momento transmitido y c_2 es la dimensión perpendicular a c_1 .

En las expresiones anteriores, V es la fuerza cortante que actúa en toda el area de la sección crítica, la cual la obtenemos a partir de la reacción neta q_v , restando a la reacción del terreno las presiones debidas a peso propio de zapata y relleno.

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder ninguno de los dos siguientes valores

$$F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f_c^*} \left[\frac{kg}{cm^2} \right] \quad (4.28)$$

$$F_R \sqrt{f_c^*} \left[\frac{kg}{cm^2} \right] \quad (4.29)$$

a menos que se suministre refuerzo; en la expresión anterior, γ es la relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción.

4.5 REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMÉTRICOS.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto nos dicen que en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que

$$a_{s1} = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)} \quad (4.30)$$

donde

a_{s1} área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza, cm^2/cm El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1 ; y

x_1 dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo, cm.

Si x_1 no excede de 150 mm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si x_1 es mayor que 150 mm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de $1.5a_{s1}$.

Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo con cuantía igual a 0.002 en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.003 en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

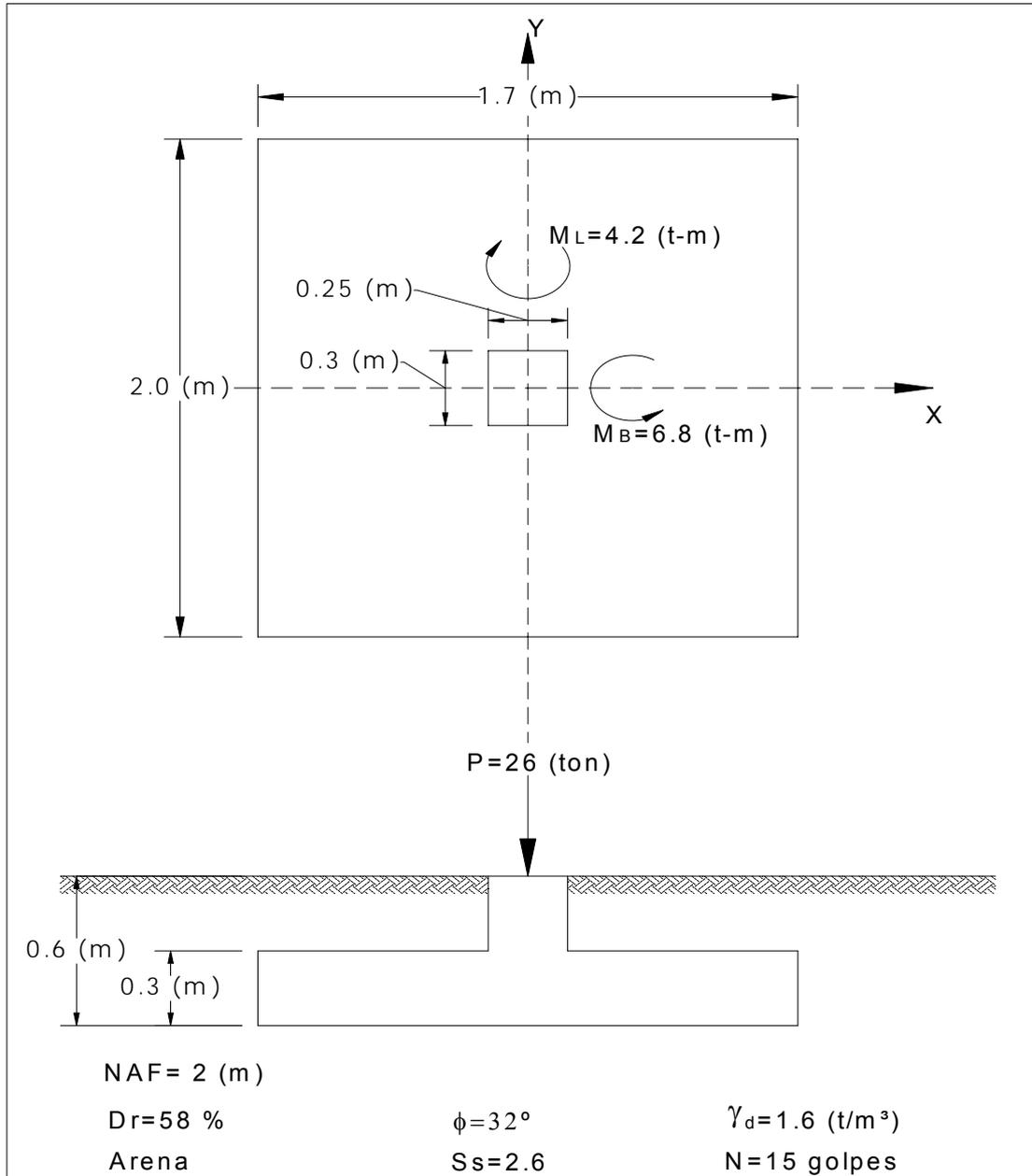
La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 500 mm ni de $3.5x_1$.

Debe aumentarse la cantidad de acero a no menos de 1.5 veces la antes prescrita, o tomarse otras precauciones en casos de contracción pronunciada (por ejemplo en morteros neumáticos) de manera que se evite agrietamiento excesivo. También, cuando sea particularmente importante el buen aspecto de la superficie del concreto.

Puede prescindirse del refuerzo por cambios volumétricos en elementos donde desde el punto de vista de resistencia y aspecto se justifique.

CAPÍTULO CINCO. EJEMPLO DE DISEÑO DE CIMENTACIÓN.

Se realizara el diseño de una cimentación superficial sobre un suelo friccionante el cual de acuerdo con los ensayos de campo y pruebas de laboratorio realizadas tiene las siguientes características, además se propone la siguiente zapata con las siguientes dimensiones:



5.1 REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

5.1.1 DETERMINACIÓN DEL ASENTAMIENTO.

5.1.1.1 Método de Burland y Burbidge.

Como se observó en el capítulo 4 de esta tesis la ecuación general del método de Burland y Burbidge es la siguiente:

$$\rho_i = f_I * f_s * f_t * q' * B^{0.7} * I_c \quad (3.56)$$

La cual nos permite calcular el asentamiento para una presión vertical efectiva promedio aplicada por la cimentación, q' .

La expresión (3.56) toma en cuenta la forma del cimiento, el espesor compresible efectivo y la incidencia del tiempo, por medio de los respectivos factores de corrección: f_s , f_t , f_i .

Siendo:

ρ_i : el asentamiento medio al final de la construcción, (en mm.).

q' : la presión efectiva bruta aplicada en la base de cimentación (en kN/m^2).

B : el ancho de la zapata o losa (en m).

I_c : el índice de compresibilidad, definido en función del valor medio de golpeo N_{SPT} del ensayo SPT en una zona de influencia (Z_i) bajo la zapata o losa, cuya profundidad viene determinada en función del ancho de la cimentación.

Determinación de la presión vertical efectiva.

Presión ejercida por la carga:

$$q_{\text{carga}} = \frac{26[\text{ton}]}{1.7[\text{m}] * 2[\text{m}]} = 7.65 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Presión ejercida por el peso de la zapata:

$$q_{\text{zapata}} = \frac{[0.30[\text{m}] * 0.25[\text{m}] * 0.30[\text{m}] * 2.4 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right]] + [0.3[\text{m}] * 1.7[\text{m}] * 2[\text{m}] * 2.4 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right]]}{1.7[\text{m}] * 2.0[\text{m}]} = 0.736 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Presión ejercida por el peso del suelo:

$$q_{suelo} = \frac{((1.7[m] * 2.0[m] * 0.3[m]) - (0.25[m] * 0.30[m] * 0.30[m])) * 1.6[ton/m^3]}{1.7[m] * 2.0[m]} = 0.4694 \left[\frac{ton}{m^2} \right]$$

$$q' = q_{carga} + q_{zapata} + q_{suelo}$$

$$q' = 7.65 \left[\frac{ton}{m^2} \right] + 0.736 \left[\frac{ton}{m^2} \right] + 0.4694 \left[\frac{ton}{m^2} \right] = 8.8554 \left[\frac{ton}{m^2} \right]$$

Transformando a (kN/m²):

$$q' = 8855.4 \left[\frac{kg}{m^2} \right] * 9.807 \left[\frac{m}{s^2} \right] = 86844.907 \left[\frac{N}{m^2} \right] = 86.84 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

Determinación del índice de compresibilidad.

El índice de compresibilidad se podrá obtener de la expresión:

$$I_c = \frac{1.71}{\bar{N}^{1.4}} \quad (3.57)$$

Siendo:

\bar{N} la media aritmética de los golpes N_{SPT} a lo largo de la zona de influencia Z_I .

Como reglas complementarias se deben observar las siguientes:

- el método no se considera aplicable para valores $N_{SPT} < 7$ debiéndose en dicho caso realizar un estudio especializado;
- el golpeo N_{SPT} no se corrige por el efecto de la profundidad;
- en el caso de que el terreno esté compuesto por arenas finas y arenas limosas bajo el nivel freático, se puede emplear la corrección de Terzaghi para $N_{SPT} > 15$:

$$N_{SPT(corregido)} = 15 + 0.5[N_{SPT(medido)} - 15] \quad (3.60)$$

En los casos de gravas, o de gravas arenosas el valor de los golpes del STP debe multiplicarse por un factor de aproximadamente 1.25.

$$N_{SPT(corregido)} = 1.25[N_{SPT(medido)}]$$

Como se observa se cumple con las reglas complementarias por lo cual:

$$I_c = \frac{1.71}{N^{1.4}} = \frac{1.71}{15^{1.4}} = \frac{1.71}{44.313} = 0.0386$$

Determinación del coeficiente dependiente de la forma del cimiento.

f_s : un coeficiente dependiente de las dimensiones de la cimentación, supuesta ésta rectangular. Su valor viene dado por:

$$f_s = \left[\frac{1.25 * \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0.25} \right]^2 \quad (3.61)$$

Donde:

L: es el largo de la zapata o losa (en m)

$$f_s = \left[\frac{1.25 * \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0.25} \right]^2 = \left[\frac{1.25 * \frac{2.0[m]}{1.7[m]}}{\frac{2.0[m]}{1.7[m]} + 0.25} \right]^2 = \left[\frac{1.47}{1.426} \right]^2 = 1.063$$

Determinación del coeficiente dependiente de la profundidad.

Para $D/B < 3$, no se aplica ningún factor de corrección debido a la profundidad.

$$\frac{D}{B} = \frac{0.6[m]}{1.7[m]} = 0.353 < 3$$

Por lo cual $f_i = 1$

Determinación del coeficiente dependiente del tiempo.

Las cimentaciones en arenas y gravas presentan asentamientos que dependen del tiempo. Se debería aplicar un factor de corrección, f_t para los asentamientos inmediatos, que está definido por la expresión:

$$f_t = \left(1 + R_3 + R_t * \log \frac{t}{3} \right) \quad (3.63)$$

De acuerdo a lo visto en el capítulo 3 de esta tesis consideremos cargas estáticas en un periodo de tiempo $t = 30$ años.

$$f_t = \left(1 + R_3 + R_t * \log \frac{t}{3} \right) = \left(1 + 0.3 + 0.2 * \log \frac{30}{3} \right) = 1.5$$

Cuando el terreno se encuentre sobre consolidado o cuando la cimentación se sitúe en el fondo de una excavación cuya máxima presión efectiva vertical en el fondo haya sido (σ''_{v0}), el valor de (q') a introducir en la ecuación del asentamiento será:

$$q' - \frac{2}{3} \sigma''_{v0} \quad \text{cuando} \quad \sigma''_{v0} < q' \quad (3.64)$$

$$\frac{q'}{3} \quad \text{cuando} \quad \sigma''_{v0} \geq q' \quad (3.65)$$

En nuestro caso se trata de una arena normalmente cargada, la cual a tenido como máxima presión efectiva vertical en el fondo el peso propio del terreno excavado:

$$\sigma''_{v0} = \frac{0.6[m] * 1.7[m] * 2.0[m] * 1.6 \left[\frac{\text{ton}}{m^3} \right]}{1.7[m] * 2.0[m]} = 0.96 \left[\frac{\text{ton}}{m^2} \right]$$

$$\sigma''_{v0} = 960 \left[\frac{\text{kg}}{m^2} \right] * 9.807 \left[\frac{m}{s^2} \right] = 9414.72 \left[\frac{N}{m^2} \right] = 9.415 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

Como:

$9.415 \left[\frac{kN}{m^2} \right] < 86.84 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$; entonces utilizamos la expresión (3.64) para determinar el valor de q' en la ecuación general.

Sustituyendo en la ecuación general:

$$\rho_i = 1 * 1.063 * 1.5 * \left(86.84 \left[\frac{kN}{m^2} \right] - \frac{2}{3} * 9.415 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \right) * (1.7)^{0.7} * 0.0386 =$$

$$\rho_i = 7.19 [mm] = 0.719 [cm] \text{ es el asentamiento determinado.}$$

5.1.1.2. Método de Schmertmann.

La ecuación general para determinar el asentamiento de una cimentación a una profundidad D según Schmertmann es:

$$\delta = C_1 * C_2 * q_n \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} \right) \Delta z_i \quad (3.72)$$

donde, q_n : incremento neto de carga = $q - p_{vd}$
 q : presión de contacto entre el cimiento y el terreno
 C_1, C_2 : son factores de corrección
 I_z : El factor de influencia de la deformación unitaria vertical
 Δz_i : Espesor del estrato "i"
 n : numero de estratos dentro de la zona de influencia
 E_s : módulo de deformación del suelo

Se calculara el asentamiento de la zapata del ejemplo para 5 años, para utilizar la ecuación general será necesario dividir el subsuelo en "estratos virtuales" en este caso de 20 cm. de espesor, se realizara el computo de cada estrato mediante una tabla y como ejemplo se describirá paso a paso el calculo del asentamiento para el primer estrato.

Determinación del incremento neto de carga.

El incremento neto de carga esta dado por la presión de contacto entre el cimiento y el terreo menos la presión total inicial en el suelo, al nivel del desplante del cimiento.

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

- Presión de contacto entre el cimiento y el terreno.

Presión ejercida por la carga:

$$q_{carga} = \frac{26[ton]}{1.7[m] * 2[m]} = 7.65 \left[\frac{ton}{m^2} \right]$$

Presión ejercida por el peso de la zapata:

$$q_{zapata} = \frac{[0.30[m] * 0.25[m] * 0.30[m] * 2.4 \left[\frac{ton}{m^3} \right]] + [0.3[m] * 1.7[m] * 2[m] * 2.4 \left[\frac{ton}{m^3} \right]]}{1.7[m] * 2.0[m]} = 0.736 \left[\frac{ton}{m^2} \right]$$

Presión ejercida por el peso del suelo:

$$q_{suelo} = \frac{((1.7[m] * 2.0[m] * 0.3[m]) - (0.25[m] * 0.30[m] * 0.30[m])) * 1.6[ton/m^3]}{1.7[m] * 2.0[m]} = 0.4694 \left[\frac{ton}{m^2} \right]$$

$$q = q_{carga} + q_{zapata} + q_{suelo}$$

$$q = 7.65 \left[\frac{ton}{m^2} \right] + 0.736 \left[\frac{ton}{m^2} \right] + 0.4694 \left[\frac{ton}{m^2} \right] = 8.8554 \left[\frac{ton}{m^2} \right]$$

- Presión total inicial en el suelo.

$$P_{vd} = \frac{0.6[m] * 1.7[m] * 2[m] * 1.6[ton/m^3]}{1.7[m] * 2.0[m]} = 0.96 \left[\frac{ton}{m^2} \right]$$

Por lo cual el incremento neto de carga es:

$$q_n = q - p_{vd} = 8.8554 \left[\frac{ton}{m^2} \right] - 0.96 \left[\frac{ton}{m^2} \right] = 7.8954 \left[\frac{ton}{m^2} \right]$$

Determinación del factor de influencia de la deformación unitaria vertical.

Para realizar el cálculo del factor I_z se utiliza la grafica 3.10 para zapata cuadrada, ya que el cimientado del problema de diseño es muy cercano a ella.

Como se puede observar en la grafica para zapata cuadrada se tienen dos ecuaciones correspondientes a líneas rectas, las cuales se encuentran definidas en los rangos que se muestran en la siguiente tabla:

La máxima magnitud de I_z vale:

$$I_z = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q_n}{p_{vp}}}$$

Como se vio en el inciso anterior el incremento neto de carga vale:

$$q_n = q - p_{vd} = 8.8554 \left[\frac{ton}{m^2} \right] - 0.96 \left[\frac{ton}{m^2} \right] = 7.8954 \left[\frac{ton}{m^2} \right]$$

Calculamos la presión inicial a la profundidad de B/2:

$$P'_{vp} = \frac{1.45[m]*1.7[m]*2[m]*1.6[ton/m^3]}{1.7[m]*2.0[m]} = 2.32[ton/m^2]$$

$$I_z = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q_n}{P'_{vp}}} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{7.8954 \left[\frac{ton}{m^2} \right]}{2.32 \left[\frac{ton}{m^2} \right]}} = 0.684$$

PROFUNDIDAD		Iz	
B		VALOR	ECUACION
0	0	0,1	Iz=0,687*B+0,1
	0,1	0,16872	Iz=0,687*B+0,1
	0,3	0,30616	Iz=0,687*B+0,1
	0,5	0,4436	Iz=0,687*B+0,1
	0,7	0,58104	Iz=0,687*B+0,1
B/2=	0,85	0,684	Iz=0,5+0,1(qn/P`vp) ²
	0,9	0,6705	Iz=-0,2682*B+0,91188
	1,1	0,61686	Iz=-0,2682*B+0,91188
	1,3	0,56322	Iz=-0,2682*B+0,91188
	1,5	0,50958	Iz=-0,2682*B+0,91188
B=	1,7	0,45594	Iz=-0,2682*B+0,91188
	1,9	0,4023	Iz=-0,2682*B+0,91188
	2,1	0,34866	Iz=-0,2682*B+0,91188
	2,3	0,29502	Iz=-0,2682*B+0,91188
	2,5	0,24138	Iz=-0,2682*B+0,91188
	2,7	0,18774	Iz=-0,2682*B+0,91188
	2,9	0,1341	Iz=-0,2682*B+0,91188
	3,1	0,08046	Iz=-0,2682*B+0,91188
	3,3	0,02682	Iz=-0,2682*B+0,91188
2B=	3,4	0	Iz=-0,2682*B+0,91188

Determinación del modulo de deformación del suelo.

Como se menciona en el capítulo 3, Schmertmann estimo el módulo de deformación del suelo haciendo uso de los resultados del ensayo de penetración con el cono (CPT), sus valores deducidos están dados por las siguientes expresiones

$$E_s = 2.5 * q_c \quad (\text{Zapata cuadrada, } L/B=1) \quad (3.76)$$

$$E_s = 3.5 * q_c \quad (\text{Zapata corrida, } L/B>10)$$

Como en nuestro caso tenemos el N_{SPT} obtenido mediante la prueba de penetración estándar utilizaremos la siguiente correlación para obtener la resistencia en la punta del cono:

$$q_c = 3.5 * N_{SPT} = 3.5 * 15 = 52.5 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = 525 \left[\frac{ton}{m^2} \right]$$

$$E_s = 2.5 * q_c = 2.5 * 525 = 1312.5 \left[\frac{ton}{m^2} \right]$$

Determinación del factor de corrección C_1 .

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{P_{vd}}{q_n} \right) \geq .05 \quad (3.73)$$

En donde:

p_{vd} : presión total inicial en el suelo, al nivel de desplante del cimiento.

- Presión total inicial en el suelo.

$$P_{vd} = \frac{0.6[m] * 1.7[m] * 2[m] * 1.6 \left[\frac{ton}{m^3} \right]}{1.7[m] * 2.0[m]} = 0.96 \left[\frac{ton}{m^2} \right]$$

Como se vio en el inciso 4.2.1 el incremento neto de carga es:

$$q_n = q - p_{vd} = 8.8554 \left[\frac{ton}{m^2} \right] - 0.96 \left[\frac{ton}{m^2} \right] = 7.8954 \left[\frac{ton}{m^2} \right]$$

Sustituyendo valores:

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{P_{vd}}{q_n} \right) = 1 - 0.5 \left(\frac{0.96}{7.8954} \right) = 0.9392$$

Determinación del factor de corrección C₂.

Proponemos determinar el asentamiento para 5 años.

$$C_2 = 1 + 0.2 \log_{10} \left(\frac{t_{\text{años}}}{0.1} \right) = 1 + 0.2 \log_{10} \left(\frac{5}{0.1} \right) = 1.34$$

Determinación de la deformación para el primer estrato.

Sustituyendo valores en la ecuación general:

$$\delta_1 = C_1 * C_2 * q_n * \left(\frac{I_z}{E_s} \right) \Delta z_1 = 0.9429 * 1.34 * 7.8954 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] * \left(\frac{0.16872}{1312.5 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]} \right) * 0.2 [\text{m}] = 0.0002555 [\text{m}]$$

En la siguiente tabla se muestra e calculo para los 18 “estratos virtuales”:

CALCULO DE ASENTAMIENTO EN SUELOS FRICCIÓNANTES METODO DE SCHMERTMANN									
EST.	Z	ΔZ	qn	lz	Es	lz ΔZ/Es	C1	C2	δ
	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]				[m]
1	0,1	0,2	7,8954	0,16872	1312,5	2,57097E-05	0,9392	1,34	0,0002555
2	0,3	0,2	7,8954	0,30616	1312,5	4,6653E-05	0,9429	1,34	0,0004654
3	0,5	0,2	7,8954	0,4436	1312,5	6,75962E-05	0,9429	1,34	0,0006743
4	0,7	0,2	7,8954	0,58104	1312,5	8,85394E-05	0,9429	1,34	0,0008832
5	0,85	0,2	7,8954	0,684	1312,5	0,000104229	0,9429	1,34	0,0010398
6	0,9	0,2	7,8954	0,6705	1312,5	0,000102171	0,9429	1,34	0,0010192
7	1,1	0,2	7,8954	0,61686	1312,5	9,39977E-05	0,9429	1,34	0,0009377
8	1,3	0,2	7,8954	0,56322	1312,5	0,000085824	0,9429	1,34	0,0008562
9	1,5	0,2	7,8954	0,50958	1312,5	7,76503E-05	0,9429	1,34	0,0007746
10	1,7	0,2	7,8954	0,45594	1312,5	6,94766E-05	0,9429	1,34	0,0006931
11	1,9	0,2	7,8954	0,4023	1312,5	6,13029E-05	0,9429	1,34	0,0006115
12	2,1	0,2	7,8954	0,34866	1312,5	5,31291E-05	0,9429	1,34	0,00053
13	2,3	0,2	7,8954	0,29502	1312,5	4,49554E-05	0,9429	1,34	0,0004485
14	2,5	0,2	7,8954	0,24138	1312,5	3,67817E-05	0,9429	1,34	0,0003669
15	2,7	0,2	7,8954	0,18774	1312,5	0,000028608	0,9429	1,34	0,0002854
16	2,9	0,2	7,8954	0,1341	1312,5	2,04343E-05	0,9429	1,34	0,0002038
17	3,1	0,2	7,8954	0,08046	1312,5	1,22606E-05	0,9429	1,34	0,0001223
18	3,3	0,2	7,8954	0,02682	1312,5	4,08686E-06	0,9429	1,34	0,0000408
							Σ=		0,0102082

5.1.1.3 Método de Agustín Deméneghi Colina.

$$\delta_z = \left\{ 1 - \exp \left\{ - \frac{f \left[(p_{beo} + c \sigma_z)^{1-s} - (p_{beo})^{1-s} \right]}{(1-s) c A p_a^{1-s}} \right\} \right\} \Delta z_0$$

Esta ecuación permite calcular la deformación vertical de un elemento de suelo friccionante de espesor Δz_0 , sujeto a incrementos de esfuerzo σ_z , σ_x y σ_y . En suelos friccionantes el exponente “s” es del orden de 0.5.

En nuestro ejemplo el subsuelo se divide en “estratos virtuales” de 20 cm. de espesor, a continuación se muestra el procedimiento de calculo para la deformación del primer estrato y al final se presenta la tabla resumen que muestra los cálculos para el total de los estratos y el asentamiento total.

Determinamos el valor de f:

$$f = 1 - \nu \left[(\sigma_x + \sigma_y) / \sigma_z \right]$$

La relación de Poisson se obtiene

$$\nu = K_0 / (1 + K_0)$$

El coeficiente de presión en reposo K_0 se calcula con la siguiente expresión (Mayne y Kulhawy, 1982)

$$K_0 = (1 - \text{sen} \varphi) (\text{OCR})^{\text{sen} \varphi}$$

Donde φ es el ángulo de fricción interna
OCR es la relación de preconsolidación del suelo en el campo; la cual consideraremos OCR = 1.

Sustituyendo datos para determinar el coeficiente de presión en reposo K_0 :

$$K_0 = (1 - \text{sen} \varphi) (\text{OCR})^{\text{sen} \varphi} = (1 - \text{sen} 37^\circ) (1)^{\text{sen} 37^\circ} = 0.398$$

Por lo tanto la relación de Poisson vale:

$$\nu = K_0 / (1 + K_0) = 0.398 / (1 + 0.398) = 0.285$$

A continuación se determinan los valores de los esfuerzos normales verticales bajo la esquina de un rectángulo sometido a una carga uniforme 'q' en la superficie:

Para σ_z (Damy 1985)

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{x * y * z}{A} + \text{ang tan} \frac{x * y}{z * A} \right]$$

Determinación de la presión aplicada:

Como se vio en el inciso 4.2.1 el incremento neto de carga es:

$$q_n = q - p_{vd} = 8.8554 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] - 0.96 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] = 7.8954 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Como el cálculo de los esfuerzos normales se realiza bajo la esquina de un rectángulo q vale:

$$q = 4 * q_n = 4 * 7.8954 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] = 31.5816 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Los esfuerzos verticales se calcularán al centro del rectángulo, de tal manera que

$$y = \frac{B}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85[m]$$

$$x = \frac{L}{2} = \frac{2.0}{2} = 1.0[m]$$

z = 1/2 de la profundidad del estrato en estudio mas la profundidad de los estratos que se encuentren antes del que se está estudiando.

$$A = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2} = (0.85^2 + 1^2 + 0.1^2)^{1/2} = 1.316245$$

Sustituyendo valores:

Para σ_z (Damy 1985)

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{x * y * z}{A} + \text{ang tan} \frac{x * y}{z * A} \right]$$

$$\sigma_z = \frac{31.5816}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{1^2 + 0.1^2} + \frac{1}{0.85^2 + 0.1^2} \right) \frac{1 * 0.85 * 0.1}{1.316245} + \text{ang tan} \frac{1 * 0.85}{0.1 * 1.316245} \right] = 7.8874 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Para σ_x y σ_y (Dashko y Kagán 1980)

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x * y * z}{(x^2 + z^2)A} - \text{ang tan} \frac{z * A}{x * y} + (1 - 2\nu) \left(\text{ang tan} \frac{y}{x} - \text{ang tan} \frac{y * A}{x * z} \right) \right]$$

$$\sigma_x = \frac{31.58}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{1 * 0.85 * 0.1}{(1^2 + 0.1^2)1.316} - \text{ang tan} \frac{0.1 * 1.316}{1 * 0.85} + (1 - 2(0.285)) \left(\text{ang tan} \frac{0.85}{1} - \text{ang tan} \frac{0.85 * 1.316}{1 * 0.1} \right) \right] = 5.122$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x * y * z}{(y^2 + z^2)A} - \text{ang tan} \frac{z * A}{x * y} + (1 - 2\nu) \left(\text{ang tan} \frac{x}{y} - \text{ang tan} \frac{x * A}{y * z} \right) \right]$$

$$\sigma_y = \frac{31.58}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{1 * 0.85 * 0.1}{(0.85^2 + 0.1^2)1.316} - \text{ang tan} \frac{0.1 * 1.316}{1 * 0.85} + (1 - 2(0.285)) \left(\text{ang tan} \frac{1}{0.85} - \text{ang tan} \frac{1 * 1.316}{0.85 * 0.1} \right) \right] = 5.29$$

Sustituyendo valores para determinar f:

$$f = 1 - \nu \left[(\sigma_x + \sigma_y) / \sigma_z \right] = 1 - 0.285 \left[\frac{5.122 + 5.297}{7.8954} \right] = 0.624$$

Determinación de la presión de confinamiento inicial p_{beo}

$$p_{beo} = p_{cie} + p_{co}$$

Considerando que la presión de confinamiento interno intrínseca $p_{cie}=0$.

$$p_{vo} = \gamma h = 1.6 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right] * 0.7 [\text{m}] = 1.12 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$p_{co} = (1/3)(1 + 2K_o)p_{vo} = \left(\frac{1}{3} \right) (1 + 2(0.398)) 1.12 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] = 0.671 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$p_{beo} = p_{cie} + p_{co} = 0 + 0.671 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] = 0.671 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Determinación del modulo de rigidez más desfavorable.

El modulo de rigidez promedio A_m del suelo:

$$A_m = 26.25N^{1.125} = 26.25(15)^{1.125} = 552.3724$$

El módulo desfavorable se calcula en función del nivel de desconfianza α con

$$A = A_m * C$$

Donde

$$C = \exp\left[-0.784t_\alpha \sqrt{1.00758 + 0.0152(\ln N - 2.976)^2}\right]$$

Considerando un nivel de confianza $\alpha = 20\%$ de la tabla 3.3, temos $t_\alpha = 0.844$

$$C = \exp\left[-0.784(0.844)\sqrt{1.00758 + 0.0152(\ln 15 - 2.976)^2}\right] = 0.7736495$$

sustituyendo:

$$A = A_m * C = 552.3724 * 0.7736495 = 284.1959$$

Determinación del coeficiente c

$$c = \frac{1}{3} + \frac{1}{3} \left[\frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{\sigma_z} \right] = \frac{1}{3} + \frac{1}{3} \left[\frac{5.122 + 5.297}{7.8954} \right] = 0.774$$

Calculo del asentamiento para el primer estrato.

$$\delta_z = \left\{ 1 - \exp\left\{ -\frac{f \left[(p_{beo} + c\sigma_z)^{1-s} - (p_{beo})^{1-s} \right]}{(1-s)cAp_a^{1-s}} \right\} \right\} \Delta z_0$$

$$\delta_z = \left\{ 1 - \exp\left\{ -\frac{0.624 \left[(0.671 + 0.774 * 7.8874)^{1-0.5} - (0.671)^{1-0.5} \right]}{(1-0.5)0.774 * 284.196 * 10.3^{(1-0.5)}} \right\} \right\} 0.2 = 0.00063$$

En las siguientes tablas se muestra el calculo termino a termino para determinar el asentamiento de los 18 “estratos virtuales”, así como el asentamiento total.

CALCULO DE x, y, z, A								
Estrato	H	x	x ²	y	y ²	z	z ²	A
	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ²]	[m]	[m ²]	[m]
	0,2							
	0,2							
1	0,2	1	1	0,85	0,7225	0,1	0,01	1,316245
2	0,2	1	1	0,85	0,7225	0,3	0,09	1,346291
3	0,2	1	1	0,85	0,7225	0,5	0,25	1,404457
4	0,2	1	1	0,85	0,7225	0,7	0,49	1,487447
5	0,2	1	1	0,85	0,7225	0,9	0,81	1,591383
6	0,2	1	1	0,85	0,7225	1,1	1,21	1,712454
7	0,2	1	1	0,85	0,7225	1,3	1,69	1,847295
8	0,2	1	1	0,85	0,7225	1,5	2,25	1,993113
9	0,2	1	1	0,85	0,7225	1,7	2,89	2,147673
10	0,2	1	1	0,85	0,7225	1,9	3,61	2,309221
11	0,2	1	1	0,85	0,7225	2,1	4,41	2,476388
12	0,2	1	1	0,85	0,7225	2,3	5,29	2,648113
13	0,2	1	1	0,85	0,7225	2,5	6,25	2,823562
14	0,2	1	1	0,85	0,7225	2,7	7,29	3,002083
15	0,2	1	1	0,85	0,7225	2,9	8,41	3,183159
16	0,2	1	1	0,85	0,7225	3,1	9,61	3,366378
17	0,2	1	1	0,85	0,7225	3,3	10,89	3,551408
18	0,2	1	1	0,85	0,7225	3,5	12,25	3,737981

Formula:
$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2+z^2} + \frac{1}{y^2+z^2} \right) \frac{x*y*z}{A} + \text{angtan} \frac{x*y}{z*A} \right]$$

CALCULO DE σ_z						
Estrato	$1/(x^2+z^2)$	$1/(y^2+z^2)$	$x*y*z/A$	$\tan^{-1}(xy/zA)$	$q/2\pi$	σ_z [ton/m ²]
1	0,99009901	1,365187713	0,06457766	1,417164252	5,026355997	7,887449324
2	0,917431193	1,230769231	0,189409245	1,127216147	5,026355997	7,710737811
3	0,8	1,028277635	0,302608013	0,880311633	5,026355997	7,205392045
4	0,67114094	0,824742268	0,400014124	0,684634462	5,026355997	6,448674601
5	0,552486188	0,652528548	0,480713931	0,983707201	5,026355997	7,855841559
6	0,452488688	0,517464424	0,545999947	0,923651288	5,026355997	7,304320663
7	0,371747212	0,414507772	0,598171818	0,879261636	5,026355997	6,78326117
8	0,307692308	0,336417157	0,639702771	0,846105345	5,026355997	6,323698253
9	0,257069409	0,276816609	0,672821185	0,820986987	5,026355997	5,931919377
10	0,21691974	0,230813618	0,699370154	0,801663929	5,026355997	5,603197401
11	0,184842884	0,194836824	0,720807741	0,786570649	5,026355997	5,329024804
12	0,158982512	0,166320166	0,738261677	0,774608542	5,026355997	5,100434296
13	0,137931034	0,143420581	0,752595592	0,764998525	5,026355997	4,909314932
14	0,120627262	0,124804992	0,764469303	0,757180928	5,026355997	4,748797029
15	0,106269926	0,109499042	0,774388005	0,750748118	5,026355997	4,613243441
16	0,094250707	0,096781999	0,78274041	0,745399051	5,026355997	4,498098207
17	0,084104289	0,086114101	0,789827546	0,740908384	5,026355997	4,39970251
18	0,075471698	0,077086144	0,795884251	0,737105254	5,026355997	4,315121816

Formula:
$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x * y * z}{(x^2 + z^2)A} - \text{ang tan} \frac{z * A}{x * y} + (1 - 2\nu) \left(\text{ang tan} \frac{y}{x} - \text{ang tan} \frac{y * A}{x * z} \right) \right]$$

CALCULO DE σ_x						
Estrato	$xyz/((x^2+z^2)A)$	$\tan^{-1}(zA/xy)$	$\tan^{-1}(y/x)$	$\tan^{-1}(yA/xz)$	$q/2\pi$	σ_x [ton/m ²]
1	0,063938277	0,153632075	0,704494064	1,481652367	5,026355997	5,12211601
2	0,173769949	0,44358018	0,704494064	1,31440786	5,026355997	3,474151614
3	0,242086411	0,690484694	0,704494064	1,174159379	5,026355997	2,192862456
4	0,268465855	0,886161865	0,704494064	1,065153015	5,026355997	1,312325915
5	0,265587807	1,035189182	0,704494064	0,983707201	5,026355997	0,753759189
6	0,2470588	1,146912005	0,704494064	0,923651288	5,026355997	0,415134728
7	0,222368706	1,230608856	0,704494064	0,879261636	5,026355997	0,214486588
8	0,196831622	1,293793283	0,704494064	0,846105345	5,026355997	0,096919423
9	0,172961744	1,342060669	0,704494064	0,820986987	5,026355997	0,028577999
10	0,151707192	1,379435522	0,704494064	0,801663929	5,026355997	-0,0106848
11	0,133236181	1,408780495	0,704494064	0,786570649	5,026355997	-0,03271961
12	0,117370696	1,432133942	0,704494064	0,774608542	5,026355997	-0,04450267
13	0,103806289	1,450958022	0,704494064	0,764998525	5,026355997	-0,05016921
14	0,092215839	1,46631273	0,704494064	0,757180928	5,026355997	-0,05219328
15	0,082294156	1,478975817	0,704494064	0,750748118	5,026355997	-0,0520691
16	0,073773837	1,489525118	0,704494064	0,745399051	5,026355997	-0,05070638
17	0,066427884	1,498395317	0,704494064	0,740908384	5,026355997	-0,04866196
18	0,060066736	1,505917369	0,704494064	0,737105254	5,026355997	-0,04627724

Formula:
$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x*y*z}{(y^2+z^2)A} - \text{angtan} \frac{z*A}{x*y} + (1-2\nu) \left(\text{angtan} \frac{x}{y} - \text{angtan} \frac{x*A}{y*z} \right) \right]$$

CALCULO DE σ_y						
Estrato	$xyz/((y^2+z^2)A)$	$\tan^{-1}(zA/xy)$	$\tan^{-1}(x/y)$	$\tan^{-1}(xA/yz)$	$q/2\pi$	σ_y [ton/m ²]
1	0,088160628	0,153632075	0,866302263	1,506308212	5,026355997	5,296797771
2	0,233119071	0,44358018	0,866302263	1,383604614	5,026355997	3,376005981
3	0,311165052	0,690484694	0,866302263	1,27694858	5,026355997	1,973208323
4	0,329908556	0,886161865	0,866302263	1,190277774	5,026355997	1,082778157
5	0,313679563	1,035189182	0,866302263	1,12269627	5,026355997	0,56135264
6	0,282535548	1,146912005	0,866302263	1,07102936	5,026355997	0,268004268
7	0,247946868	1,230608856	0,866302263	1,031722162	5,026355997	0,106125072
8	0,215206988	1,293793283	0,866302263	1,001694025	5,026355997	0,018000744
9	0,186248079	1,342060669	0,866302263	0,978544997	5,026355997	-0,02901778
10	0,161424156	1,379435522	0,866302263	0,960493203	5,026355997	-0,05308728
11	0,140439891	1,408780495	0,866302263	0,946241509	5,026355997	-0,06430852
12	0,122787805	1,432133942	0,866302263	0,93485017	5,026355997	-0,0683451
13	0,107937697	1,450958022	0,866302263	0,925636108	5,026355997	-0,06840505
14	0,095409585	1,46631273	0,866302263	0,918098996	5,026355997	-0,06632232
15	0,084794745	1,478975817	0,866302263	0,911868719	5,026355997	-0,06315183
16	0,075755181	1,489525118	0,866302263	0,906668484	5,026355997	-0,05950087
17	0,068015289	1,498395317	0,866302263	0,902288952	5,026355997	-0,05571657
18	0,061351648	1,505917369	0,866302263	0,898570031	5,026355997	-0,05199341

METODO DE DEMENEGHI										
ESTR.	Δz	PROF.	γ	N	σ_z	σ_x	σ_y	K_0	ν	f
	[m]		[ton/m ³]		[ton/m ²]	[ton/m ²]	[ton/m ²]			
1	0,2	0,8	1,6	15	7,887	5,122	5,297	0,398	0,285	0,624
2	0,2	1	1,6	15	7,711	3,474	3,376	0,398	0,285	0,747
3	0,2	1,2	1,6	15	7,205	2,193	1,973	0,398	0,285	0,835
4	0,2	1,4	1,6	15	6,449	1,312	1,083	0,398	0,285	0,894
5	0,2	1,6	1,6	15	7,856	0,754	0,561	0,398	0,285	0,952
6	0,2	1,8	1,6	15	7,304	0,415	0,268	0,398	0,285	0,973
7	0,2	2	1,6	15	6,783	0,214	0,106	0,398	0,285	0,987
8	0,2	2,2	1,6	15	6,324	0,097	0,018	0,398	0,285	0,995
9	0,2	2,4	1,6	15	5,932	0,029	-0,029	0,398	0,285	1,000
10	0,2	2,6	1,6	15	5,603	-0,011	-0,053	0,398	0,285	1,003
11	0,2	2,8	1,6	15	5,329	-0,033	-0,064	0,398	0,285	1,005
12	0,2	3	1,6	15	5,100	-0,045	-0,068	0,398	0,285	1,006
13	0,2	3,2	1,6	15	4,909	-0,050	-0,068	0,398	0,285	1,007
14	0,2	3,4	1,6	15	4,749	-0,052	-0,066	0,398	0,285	1,007
15	0,2	3,6	1,6	15	4,613	-0,052	-0,063	0,398	0,285	1,007
16	0,2	3,8	1,6	15	4,498	-0,051	-0,060	0,398	0,285	1,007
17	0,2	4	1,6	15	4,400	-0,049	-0,056	0,398	0,285	1,007
18	0,2	4,2	1,6	15	4,315	-0,046	-0,052	0,398	0,285	1,006

METODO DE DEMENEGHI									
ESTR.	P_{co}	P_{cie}	P_{beo}	A_m	T_α	C	A	c	δ_z
	[ton/m ²]	[ton/m ²]	[ton/m ²]						[m]
1	0,671	0,000	0,671	552,372	0,844	0,515	284,196	0,774	0,00063
2	0,862	0,000	0,862	552,372	0,844	0,515	284,196	0,629	0,00076
3	1,054	0,000	1,054	552,372	0,844	0,515	284,196	0,526	0,000816
4	1,245	0,000	1,245	552,372	0,844	0,515	284,196	0,457	0,000798
5	1,437	0,000	1,437	552,372	0,844	0,515	284,196	0,389	0,000986
6	1,629	0,000	1,629	552,372	0,844	0,515	284,196	0,365	0,000929
7	1,820	0,000	1,820	552,372	0,844	0,515	284,196	0,349	0,000862
8	2,012	0,000	2,012	552,372	0,844	0,515	284,196	0,339	0,000796
9	2,204	0,000	2,204	552,372	0,844	0,515	284,196	0,333	0,000736
10	2,395	0,000	2,395	552,372	0,844	0,515	284,196	0,330	0,000682
11	2,587	0,000	2,587	552,372	0,844	0,515	284,196	0,327	0,000636
12	2,778	0,000	2,778	552,372	0,844	0,515	284,196	0,326	0,000596
13	2,970	0,000	2,970	552,372	0,844	0,515	284,196	0,325	0,000561
14	3,162	0,000	3,162	552,372	0,844	0,515	284,196	0,325	0,000531
15	3,353	0,000	3,353	552,372	0,844	0,515	284,196	0,325	0,000504
16	3,545	0,000	3,545	552,372	0,844	0,515	284,196	0,325	0,000482
17	3,736	0,000	3,736	552,372	0,844	0,515	284,196	0,325	0,000461
18	3,928	0,000	3,928	552,372	0,844	0,515	284,196	0,326	0,000443
								TOTAL=	0,012209

5.1.1.4 Método de Kondner.

En el método desarrollado por Kondner la deformación de un estrato de espesor h se calcula con la Ley de Hooke:

$$\delta = (h/E_s) [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

donde:

El módulo del suelo es:

$$E_s = (\sigma_1 - \sigma_3) / \varepsilon$$

La deformación unitaria vale

$$\varepsilon = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_i [1 - R_f (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_f]}$$

donde

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_z - (1/6)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2(c * \cos \phi + \sigma_3 \text{sen} \phi)}{1 - \text{sen} \phi}$$

$$E_i = K p_a (\sigma_3 / p_a)^n$$

$$\sigma_3 = p_c = p_{co} + (1/6)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$$

En el caso de nuestro ejemplo de diseño el subsuelo se divide en “estratos virtuales” de 20 cm. de espesor, a continuación se muestra el procedimiento de cálculo para la deformación del primer estrato y al final se presenta la tabla resumen que muestra los cálculos para el total de los estratos y el asentamiento total.

Determinación de esfuerzos normales.

Como en la sección 4.3.1 los esfuerzos normales se calculan de la misma forma

$$\sigma_z = 7.8954 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$\sigma_x = 5.122 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$\sigma_y = 5.297 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Determinación del modulo del suelo E_i .

$$\sigma_3 = p_c = p_{co} + (1/6)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$$

$$P_{co} = \left(\frac{1}{3} \right) (1 + 2K_0) P_{v0}$$

$$P_{v0} = \gamma(h)$$

$$P_{v0} = \gamma(h) = 1.6 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right] (0.7[\text{m}]) = 1.12 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

En el inciso 5.1.1.3 se determino el valor de presión en reposo $K_0 = 0.398$

$$P_{co} = \left(\frac{1}{3} \right) (1 + 2K_0) P_{v0} = \left(\frac{1}{3} \right) (1 + 2 * 0.398) 1.12 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] = 0.671 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$P_c = \sigma_3 = p_{co} + (1/6)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$$

$$\sigma_3 = 0.671 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] + \left(\frac{1}{6} \right) (7.8954 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] + 5.122 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] + 5.297 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]) = 3.722 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$E_i = K p_a (\sigma_3 / p_a)^n$$

donde:

$$K=665; P_a=10.3 \text{ [ton/m}^2\text{]}$$

$$E_i = 665 * 10.3 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] \left(\frac{3.722 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]}{10.3 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]} \right)^{0.61} = 3681.04 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Determinación de la deformación unitaria ϵ .

$$\epsilon = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_i \left[1 - R_f (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_f \right]}$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_z - (1/6)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 7.8954 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] - \left(\frac{1}{6} \right) \left(7.8954 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] + 5.122 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] + 5.297 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] \right) = 4.836 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2(c * \cos \phi + \sigma_3 \text{sen} \phi)}{1 - \text{sen} \phi}$$

donde:

c=0; $\Phi=37^\circ$; y considerando el factor $R_f=0.9$.

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2 \left(3.722 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] * \text{sen} 37^\circ \right)}{1 - \text{sen} 37^\circ} = 11.250 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$\varepsilon = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_i \left[1 - R_f (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_f \right]} = \frac{4.836 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]}{3681.04 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] \left[1 - 0.9 * \frac{4.836 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]}{11.250 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]} \right]} = 0.002143$$

Determinación del asentamiento para el 1er estrato.

$$\delta = (h/E_s) [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

$$E_s = (\sigma_1 - \sigma_3) / \varepsilon$$

$$E_s = \frac{4.836 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]}{0.002143} = 2256.7461 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$\delta = \left(\frac{0.2[m]}{2256.7461} \right) \left[7.8954 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] - 0.285 \left(5.122 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] + 5.297 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] \right) \right] = 0.000436[m]$$

En las siguientes tablas se muestran los cálculos para cada estrato y el asentamiento total.

CALCULO DE x, y, z, A								
Estrato	H	x	x ²	y	y ²	z	z ²	A
	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ²]	[m]	[m ²]	[m]
1	0,2	1	1	0,85	0,7225	0,1	0,01	1,316245
2	0,2	1	1	0,85	0,7225	0,3	0,09	1,346291
3	0,2	1	1	0,85	0,7225	0,5	0,25	1,404457
4	0,2	1	1	0,85	0,7225	0,7	0,49	1,487447
5	0,2	1	1	0,85	0,7225	0,9	0,81	1,591383
6	0,2	1	1	0,85	0,7225	1,1	1,21	1,712454
7	0,2	1	1	0,85	0,7225	1,3	1,69	1,847295
8	0,2	1	1	0,85	0,7225	1,5	2,25	1,993113
9	0,2	1	1	0,85	0,7225	1,7	2,89	2,147673
10	0,2	1	1	0,85	0,7225	1,9	3,61	2,309221
11	0,2	1	1	0,85	0,7225	2,1	4,41	2,476388
12	0,2	1	1	0,85	0,7225	2,3	5,29	2,648113
13	0,2	1	1	0,85	0,7225	2,5	6,25	2,823562
14	0,2	1	1	0,85	0,7225	2,7	7,29	3,002083
15	0,2	1	1	0,85	0,7225	2,9	8,41	3,183159
16	0,2	1	1	0,85	0,7225	3,1	9,61	3,366378
17	0,2	1	1	0,85	0,7225	3,3	10,89	3,551408
18	0,2	1	1	0,85	0,7225	3,5	12,25	3,737981

Formula:
$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2+z^2} + \frac{1}{y^2+z^2} \right) \frac{x*y*z}{A} + \text{angtan} \frac{x*y}{z*A} \right]$$

CALCULO DE σ_z						
Estrato	$1/(x^2+z^2)$	$1/(y^2+z^2)$	$x*y*z/A$	$\tan^{-1}(xy/zA)$	$q/2\pi$	σ_z [ton/m ²]
1	0,99009901	1,365187713	0,06457766	1,417164252	5,026355997	7,887449324
2	0,917431193	1,230769231	0,189409245	1,127216147	5,026355997	7,710737811
3	0,8	1,028277635	0,302608013	0,880311633	5,026355997	7,205392045
4	0,67114094	0,824742268	0,400014124	0,684634462	5,026355997	6,448674601
5	0,552486188	0,652528548	0,480713931	0,983707201	5,026355997	7,855841559
6	0,452488688	0,517464424	0,545999947	0,923651288	5,026355997	7,304320663
7	0,371747212	0,414507772	0,598171818	0,879261636	5,026355997	6,78326117
8	0,307692308	0,336417157	0,639702771	0,846105345	5,026355997	6,323698253
9	0,257069409	0,276816609	0,672821185	0,820986987	5,026355997	5,931919377
10	0,21691974	0,230813618	0,699370154	0,801663929	5,026355997	5,603197401
11	0,184842884	0,194836824	0,720807741	0,786570649	5,026355997	5,329024804
12	0,158982512	0,166320166	0,738261677	0,774608542	5,026355997	5,100434296
13	0,137931034	0,143420581	0,752595592	0,764998525	5,026355997	4,909314932
14	0,120627262	0,124804992	0,764469303	0,757180928	5,026355997	4,748797029
15	0,106269926	0,109499042	0,774388005	0,750748118	5,026355997	4,613243441
16	0,094250707	0,096781999	0,78274041	0,745399051	5,026355997	4,498098207
17	0,084104289	0,086114101	0,789827546	0,740908384	5,026355997	4,39970251
18	0,075471698	0,077086144	0,795884251	0,737105254	5,026355997	4,315121816

Formula:
$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x * y * z}{(x^2 + z^2)A} - \text{ang tan} \frac{z * A}{x * y} + (1 - 2\nu) \left(\text{ang tan} \frac{y}{x} - \text{ang tan} \frac{y * A}{x * z} \right) \right]$$

CALCULO DE σ_x						
Estrato	$xyz/((x^2+z^2)A)$	$\tan^{-1}(zA/xy)$	$\tan^{-1}(y/x)$	$\tan^{-1}(yA/xz)$	$q/2\pi$	σ_x
						[ton/m ²]
1	0,063938277	0,153632075	0,704494064	1,481652367	5,026355997	5,12211601
2	0,173769949	0,44358018	0,704494064	1,31440786	5,026355997	3,474151614
3	0,242086411	0,690484694	0,704494064	1,174159379	5,026355997	2,192862456
4	0,268465855	0,886161865	0,704494064	1,065153015	5,026355997	1,312325915
5	0,265587807	1,035189182	0,704494064	0,983707201	5,026355997	0,753759189
6	0,2470588	1,146912005	0,704494064	0,923651288	5,026355997	0,415134728
7	0,222368706	1,230608856	0,704494064	0,879261636	5,026355997	0,214486588
8	0,196831622	1,293793283	0,704494064	0,846105345	5,026355997	0,096919423
9	0,172961744	1,342060669	0,704494064	0,820986987	5,026355997	0,028577999
10	0,151707192	1,379435522	0,704494064	0,801663929	5,026355997	-0,0106848
11	0,133236181	1,408780495	0,704494064	0,786570649	5,026355997	-0,03271961
12	0,117370696	1,432133942	0,704494064	0,774608542	5,026355997	-0,04450267
13	0,103806289	1,450958022	0,704494064	0,764998525	5,026355997	-0,05016921
14	0,092215839	1,46631273	0,704494064	0,757180928	5,026355997	-0,05219328
15	0,082294156	1,478975817	0,704494064	0,750748118	5,026355997	-0,0520691
16	0,073773837	1,489525118	0,704494064	0,745399051	5,026355997	-0,05070638
17	0,066427884	1,498395317	0,704494064	0,740908384	5,026355997	-0,04866196
18	0,060066736	1,505917369	0,704494064	0,737105254	5,026355997	-0,04627724

Formula:
$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x*y*z}{(y^2+z^2)A} - \text{angtan} \frac{z*A}{x*y} + (1-2\nu) \left(\text{angtan} \frac{x}{y} - \text{angtan} \frac{x*A}{y*z} \right) \right]$$

CALCULO DE σ_y						
Estrato	$xyz/((y^2+z^2)A)$	$\tan^{-1}(zA/xy)$	$\tan^{-1}(x/y)$	$\tan^{-1}(xA/yz)$	$q/2\pi$	σ_y
						[ton/m ²]
1	0,088160628	0,153632075	0,866302263	1,506308212	5,026355997	5,296797771
2	0,233119071	0,44358018	0,866302263	1,383604614	5,026355997	3,376005981
3	0,311165052	0,690484694	0,866302263	1,27694858	5,026355997	1,973208323
4	0,329908556	0,886161865	0,866302263	1,190277774	5,026355997	1,082778157
5	0,313679563	1,035189182	0,866302263	1,12269627	5,026355997	0,56135264
6	0,282535548	1,146912005	0,866302263	1,07102936	5,026355997	0,268004268
7	0,247946868	1,230608856	0,866302263	1,031722162	5,026355997	0,106125072
8	0,215206988	1,293793283	0,866302263	1,001694025	5,026355997	0,018000744
9	0,186248079	1,342060669	0,866302263	0,978544997	5,026355997	-0,02901778
10	0,161424156	1,379435522	0,866302263	0,960493203	5,026355997	-0,05308728
11	0,140439891	1,408780495	0,866302263	0,946241509	5,026355997	-0,06430852
12	0,122787805	1,432133942	0,866302263	0,93485017	5,026355997	-0,0683451
13	0,107937697	1,450958022	0,866302263	0,925636108	5,026355997	-0,06840505
14	0,095409585	1,46631273	0,866302263	0,918098996	5,026355997	-0,06632232
15	0,084794745	1,478975817	0,866302263	0,911868719	5,026355997	-0,06315183
16	0,075755181	1,489525118	0,866302263	0,906668484	5,026355997	-0,05950087
17	0,068015289	1,498395317	0,866302263	0,902288952	5,026355997	-0,05571657
18	0,061351648	1,505917369	0,866302263	0,898570031	5,026355997	-0,05199341

METODO DE KONDNER									
ESTRATO	Δz	PROF.	γ	P_{v0}	K_0	p_{co}'	σ_z	σ_x	σ_y
	[m]	[m]	[ton/m ³]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[ton/m ²]	[ton/m ²]	[ton/m ²]
1	0,2	0,8	1,6	1,12	0,398	0,671	7,887	5,122	5,297
2	0,2	1	1,6	1,44	0,398	0,862	7,711	3,474	3,376
3	0,2	1,2	1,6	1,76	0,398	1,054	7,205	2,193	1,973
4	0,2	1,4	1,6	2,08	0,398	1,245	6,449	1,312	1,083
5	0,2	1,6	1,6	2,4	0,398	1,437	7,856	0,754	0,561
6	0,2	1,8	1,6	2,72	0,398	1,628	7,304	0,415	0,268
7	0,2	2	1,6	3,04	0,398	1,820	6,783	0,214	0,106
8	0,2	2,2	1,6	3,36	0,398	2,012	6,324	0,097	0,018
9	0,2	2,4	1,6	3,68	0,398	2,203	5,932	0,029	-0,029
10	0,2	2,6	1,6	4	0,398	2,395	5,603	-0,011	-0,053
11	0,2	2,8	1,6	4,32	0,398	2,586	5,329	-0,033	-0,064
12	0,2	3	1,6	4,64	0,398	2,778	5,100	-0,045	-0,068
13	0,2	3,2	1,6	4,96	0,398	2,969	4,909	-0,050	-0,068
14	0,2	3,4	1,6	5,28	0,398	3,161	4,749	-0,052	-0,066
15	0,2	3,6	1,6	5,6	0,398	3,353	4,613	-0,052	-0,063
16	0,2	3,8	1,6	5,92	0,398	3,544	4,498	-0,051	-0,060
17	0,2	4	1,6	6,24	0,398	3,736	4,400	-0,049	-0,056
18	0,2	4,2	1,6	6,56	0,398	3,927	4,315	-0,046	-0,052

METODO DE KONDNER							
ESTRATO	p_c	$(\sigma_1 - \sigma_3)$	E_i	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$	ϵ	E_s	δ
	[ton/m ²]	[ton/m ²]	[ton/m ²]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[m]
1	3,722	4,836	3681,043416	11,250	0,002143	2256,74614	0,000436
2	3,289	5,284	3413,726636	9,942	0,002967	1780,78989	0,000647
3	2,949	5,310	3193,894257	8,914	0,003584	1481,50729	0,000812
4	2,719	4,975	3039,738818	8,220	0,003595	1383,97264	0,000833
5	2,965	6,327	3204,714444	8,963	0,005414	1168,71334	0,001280
6	2,960	5,973	3200,97138	8,946	0,004675	1277,53053	0,001113
7	3,004	5,599	3230,11918	9,080	0,003895	1437,46664	0,000931
8	3,085	5,251	3282,777479	9,324	0,003243	1619,04981	0,000777
9	3,192	4,943	3351,810081	9,648	0,002737	1806,14367	0,000657
10	3,318	4,680	3432,06187	10,029	0,002351	1990,71752	0,000565
11	3,458	4,457	3519,895334	10,454	0,002055	2169,2101	0,000494
12	3,609	4,269	3612,766295	10,909	0,001824	2340,37284	0,000439
13	3,768	4,111	3708,897244	11,389	0,001642	2504,08658	0,000395
14	3,933	3,977	3807,042996	11,888	0,001495	2660,74127	0,000359
15	4,102	3,864	3906,327686	12,400	0,001374	2810,92216	0,000331
16	4,275	3,767	4006,132735	12,924	0,001275	2955,25708	0,000307
17	4,452	3,684	4106,019999	13,456	0,001190	3094,34666	0,000286
18	4,630	3,612	4205,678855	13,996	0,001119	3228,73618	0,000269
TOTAL=							0,010931

5.1.1.5 Tabla resumen de asentamientos calculados

MÉTODO	ASENTAMIENTO CÁLCULADO	ASENTAMIENTO PERMISIBLE (CIMENTOS SUPERFICIALES)	VALORACIÓN
	[cm]	[cm]	
Método de Burland y Burbidge.	0.719	2.54	CUMPLE
Método de Schmertmann.	1.02082	2.54	CUMPLE
Método de Agustín Deméneghi Colina.	1.2209	2.54	CUMPLE
Método de Kondner	1.0931	2.54	CUMPLE

5.2 REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE DE FALLA.

5.2.1 DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consiste en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

Las combinaciones de acciones a considerar para esta cimentación serán de dos tipos:

Primer tipo de combinación.

Acciones permanentes más acciones variables. Se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.

Segundo tipo de combinación.

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (sismo en este caso).

Complementarias para Diseño por Sismo respecto a efectos bidireccionales, se deberán considerar las acciones sísmicas de la siguiente forma: 100 por ciento del

sismo en una dirección y 30 por ciento en la dirección perpendicular a ella y se repetirá este procedimiento en la otra dirección.

Se verificará el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones posibles de acciones.

$$\frac{\sum QF_c}{A} < \left[P_v'(N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + P_v$$

5.2.1.1 Revisión para el primer tipo de combinación.

Consideración en caso de falla local o general de un suelo.

Como $D_r = 58\%$, $\Phi = 37^\circ$, según lo visto en el capítulo 3.1.1.3 tenemos que:

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

$\alpha = 0.67 + 1.65(D_r - 0.5)$; Para suelos arenosos con compacidad relativa $50\% < D_r < 70\%$

Por lo cual:

$$\alpha = 0.67 + 1.65(D_r - 0.5) = 0.67 + 1.65(0.58 - 0.5) = 0.802$$

$$\phi = \text{ang tan}(\alpha \tan \phi^*) = \text{ang tan}(0.802 * \tan 37^\circ) = 31.15^\circ$$

Efecto de la forma de la cimentación.

La ecuación general de capacidad de carga es válida para una zapata de longitud infinita; para zapatas circulares, cuadradas y rectangulares se emplean factores de forma obtenidos experimentalmente.

$$f_q = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \tan \phi$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right)$$

En todos los casos $B/L \leq 1$.

sustituyendo valores:

$$f_q = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \tan \phi = 1 + \left(\frac{1.7}{2} \right) \tan 31.15^\circ = 1.514$$

$$f_{\gamma} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right) = 1 - 0.4 \left(\frac{1.7}{2} \right) = 0.66$$

Determinación de los coeficientes de capacidad de carga.

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

$$N_q = e^{\pi \tan 31.15^\circ} \tan^2 (45 + 31.15^\circ/2) = 20.99$$

$$N_{\gamma} \cong 2(N_q + 1) \tan \phi$$

$$N_{\gamma} = 2(20.99 + 1) \tan 31.15^\circ = 26.58$$

Efecto de la presencia del NAF.

La profundidad de la zona de falla bajo el desplante del cimiento esta dada por:

$$h = \frac{B \cos \phi \exp[(\pi/4 + \phi/2) \tan \phi]}{2 \cos(\pi/4 + \phi/2)}$$

$$h = \frac{1.7 \cos 0.5437 \exp[(\pi/4 + 0.5437/2) \tan 0.5437]}{2 \cos(\pi/4 + 0.5437/2)} = 2.805 [m]$$

Como $h=2.805 [m] > 2 [m]$; y $D = 0.6 [m] < 2 [m]$; y sera:

$$\gamma = \gamma' + \left(\frac{z}{h} \right) * (\gamma_m - \gamma')$$

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

$$\gamma' = 1.985 \left[\frac{ton}{m^3} \right] - 1.0 \left[\frac{ton}{m^3} \right] = 0.985 \left[\frac{ton}{m^3} \right]$$

$$\gamma = 0.985 \left[\frac{ton}{m^3} \right] + \left(\frac{1.4 [m]}{2.805 [m]} \right) * \left(1.6 \left[\frac{ton}{m^3} \right] - 0.985 \left[\frac{ton}{m^3} \right] \right) = 1.292 \left[\frac{ton}{m^3} \right]$$

Determinación de la capacidad de carga resistente.

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

$$q = q_{suelo} = \gamma_{mat.} * h = 1.6 \left[\frac{ton}{m^3} \right] * 0.6 [m] = 0.96 \left[\frac{ton}{m^2} \right]$$

$$q' = q = 1.6 \left[\frac{ton}{m^2} \right] - 0.6 \left[\frac{ton}{m^2} \right] = 0.96 \left[\frac{ton}{m^2} \right]$$

Sustituyendo valores:

$$q_R = \left[0.96 \left[\frac{ton}{m^2} \right] (20.99 * 1.514 - 1) + \frac{1.292 \left[\frac{ton}{m^3} \right] * 1.7 [m] * 26.58 * 0.66}{2} \right] 0.45 + 0.96 \left[\frac{ton}{m^2} \right] = 22.92 \left[\frac{ton}{m^2} \right]$$

Determinación de la presión última sobre el suelo.

Presión ejercida por la carga:

$$q_{carga} = 26 [ton]$$

Presión ejercida por el peso de la zapata:

$$q_{zapata} = [0.30 [m] * 0.25 [m] * 0.30 [m] * 2.4 [ton / m^3]] + [0.3 [m] * 1.7 [m] * 2 [m] * 2.4 [ton / m^3]] = 2.5024 [ton]$$

Presión ejercida por el peso del suelo:

$$q_{suelo} = ((1.7 [m] * 2.0 [m] * 0.3 [m]) - (0.25 [m] * 0.30 [m] * 0.30 [m])) * 1.6 [ton / m^3] = 1.596 [ton]$$

$$\Sigma QF_c = 26 [ton] * 1.4 + 2.5024 [ton] * 1.4 + 1.596 [ton] * 1.1 = 41.66 [ton]$$

$$q_{ult} = \frac{\Sigma QF_c}{A} = \frac{41.66 [ton]}{3.4 [m^2]} = 12.25 \left[\frac{ton}{m^2} \right]$$

Comprobando la desigualdad:

$$q_{ult} = 12.25 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] \leq q_R = 22.92 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] \therefore \text{Cumple.}$$

5.2.1.2 Revisión para el segundo tipo de combinación.

Momento de volteo: $M_x = 6.8$ [t-m]

Momento de volteo: $M_y = 4.2$ [t-m]

Determinación de la carga ultima sobre el suelo.

Presión ejercida por la carga:

$$q_{carga} = 26 [\text{ton}]$$

Presión ejercida por el peso de la zapata:

$$q_{zapata} = [0.30[m] * 0.25[m] * 0.30[m] * 2.4[\text{ton} / \text{m}^3]] + [0.3[m] * 1.7[m] * 2[m] * 2.4[\text{ton} / \text{m}^3]] = 2.5024 [\text{ton}]$$

Presión ejercida por el peso del suelo:

$$q_{suelo} = ((1.7[m] * 2.0[m] * 0.3[m]) - (0.25[m] * 0.30[m] * 0.30[m])) * 1.6[\text{ton} / \text{m}^3] = 1.596 [\text{ton}]$$

$$\Sigma Q = 26 [\text{ton}] + 2.5024 [\text{ton}] + 1.596 [\text{ton}] = 30.0984 [\text{ton}]$$

Calculo de las excentricidades:

$$e_L = \frac{M_x}{\Sigma Q} = \frac{6.8 [\text{ton} * \text{m}]}{30.0984 [\text{ton}]} = 0.2259 [\text{m}]$$

$$e_B = \frac{M_y}{\Sigma Q} = \frac{4.2 [\text{ton} * \text{m}]}{30.0984 [\text{ton}]} = 0.1395 [\text{m}]$$

Calculamos el ancho efectivo

$$B' = B - 2e_B = 1.7 [\text{m}] - 2(0.1395 [\text{m}]) = 1.421 [\text{m}]$$

$$L' = L - 2e_L = 2.0 [\text{m}] - 2(0.2259 [\text{m}]) = 1.5482 [\text{m}]$$

$$\Sigma QF_c = 26[\text{ton}] * 1.4 + 2.5024[\text{ton}] * 1.4 + 1.596[\text{ton}] * 1.1 = 41.66[\text{ton}]$$

$$q_{ult} = \frac{\Sigma QF_c}{A} = \frac{41.66[\text{ton}]}{1.421[\text{m}] * 1.5482[\text{m}]} = 18.94 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Cálculo de la capacidad resistente del terreno.

Consideración en caso de falla local o general de un suelo.

Como $D_r = 58\%$, $\Phi = 37^\circ$, según lo visto en el capítulo 3.1.1.3 tenemos que:

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

$\alpha = 0.67 + 1.65(D_r - 0.5)$; Para suelos arenosos con compacidad relativa $50\% < D_r < 70\%$

Por lo cual:

$$\alpha = 0.67 + 1.65(D_r - 0.5) = 0.67 + 1.65(0.58 - 0.5) = 0.802$$

$$\phi = \text{ang tan}(\alpha \tan \phi^*) = \text{ang tan}(0.802 * \tan 37^\circ) = 31.15^\circ$$

Efecto de la forma de la cimentación.

La ecuación general de capacidad de carga es válida para una zapata de longitud infinita; para zapatas circulares, cuadradas y rectangulares se emplean factores de forma obtenidos experimentalmente.

$$f_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \tan \phi$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B'}{L'} \right)$$

En todos los casos $B/L \leq 1$.

Sustituyendo valores:

$$f_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \tan \phi = 1 + \left(\frac{1.421}{1.5482} \right) \tan 31.15^\circ = 1.5548$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B'}{L'} \right) = 1 - 0.4 \left(\frac{1.421}{1.5482} \right) = 0.633$$

Determinación de los coeficientes de capacidad de carga.

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

$$N_q = e^{\pi \tan 31.15^\circ} \tan^2(45 + 31.15^\circ/2) = 20.99$$

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

$$N_\gamma = 2(20.99 + 1) \tan 31.15^\circ = 26.58$$

Efecto de la presencia del NAF.

La profundidad de la zona de falla bajo el desplante del cimiento esta dada por:

$$h = \frac{B \cos \phi \exp[(\pi/4 + \phi/2) \tan \phi]}{2 \cos(\pi/4 + \phi/2)}$$

$$h = \frac{1.7 \cos 0.5437 \exp[(\pi/4 + 0.5437/2) \tan 0.5437]}{2 \cos(\pi/4 + 0.5437/2)} = 2.805[m]$$

Como $h=2.805 [m] > 2 [m]$; y $D = 0.6 [m] < 2 [m]$; y será:

$$\gamma = \gamma' + \left(\frac{z}{h}\right) * (\gamma_m - \gamma')$$

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

$$\gamma' = 1.985 \left[\frac{ton}{m^3} \right] - 1.0 \left[\frac{ton}{m^3} \right] = 0.985 \left[\frac{ton}{m^3} \right]$$

$$\gamma = 0.985 \left[\frac{ton}{m^3} \right] + \left(\frac{1.4[m]}{2.805[m]} \right) * \left(1.6 \left[\frac{ton}{m^3} \right] - 0.985 \left[\frac{ton}{m^3} \right] \right) = 1.292 \left[\frac{ton}{m^3} \right]$$

Determinación de la capacidad de carga resistente.

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

$$q = q_{suelo} = \gamma_{mat.} * h = 1.6 \left[\frac{ton}{m^3} \right] * 0.6[m] = 0.96 \left[\frac{ton}{m^2} \right]$$

$$q' = q = 1.6 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] - 0.6 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] = 0.96 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

sustituyendo valores:

$$q_R = \left[0.96 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] (20.99 * 1.5548 - 1) + \frac{1.292 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right] * 1.421 [\text{m}] * 26.58 * 0.633}{2} \right] 0.45 + 0.96 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] = 21.58 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

comprobando la desigualdad:

$$q_{ult} = 18.94 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] \leq q_R = 21.58 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] \therefore \text{Cumple.}$$

5.3 EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN DEL SUELO.

Utilizaremos el procedimiento propuesto por Seed [Seed & Idriss, 1971], el cual está basado en la prueba de penetración estándar (SPT).

5.3.1 EVALUACION DE LA RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN MODIFICADA.

Según Seed et al (1983) propone la siguiente expresión:

$$Q_c = C_q q_c$$

Donde: Q_c = resistencia modificada

C_q = factor de corrección obtenido de la figura 3.5

Los resultados de una prueba de penetración estándar se pueden correlacionar con los de cono con las siguientes expresiones (Schmertmann, 1977).

Para arena limpias: $q_c = 4$ a $5N$

Para arenas limosas: $q_c = 3.5$ a $4.5 N$

Sustituyendo valores:

$N = 15$ golpes

$$q_c = 4N = 4(15) = 60 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Evaluando la tensión efectiva vertical (σ'_0)

$$\sigma'_0 = (\gamma_{sat} * h_{NAF}) + (\gamma' * (z - h_{NAF}))$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 1.985 \left[\frac{ton}{m^3} \right] - 1.0 \left[\frac{ton}{m^3} \right] = 0.985 \left[\frac{ton}{m^3} \right]$$

$$\sigma'_0 = \left(1.985 \left[\frac{ton}{m^3} \right] * 2[m] \right) + \left(0.985 \left[\frac{ton}{m^3} \right] * (3[m] - 2[m]) \right) = 4.95 \left[\frac{ton}{m^2} \right] = 0.495 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Con el valor de ($\sigma'_0 = 0.495 [Kg/cm^2]$) e ingresando a la grafica 3.5 obtenemos el factor de corrección C_q :

$$C_q = 1.7$$

Por lo cual la resistencia a la penetración modificada vale:

$$Q_c = C_q * q_c = 1.7 * 60 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = 102 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

5.3.2 EVALUACION DE LA RESISTENCIA SISMICA NORMALIZADA (τ/σ'_0).

$$CSR = \frac{\tau_{prom.}}{\sigma'_0} = \beta \left(\frac{a_{max.}}{g} \right) r_d \left(\frac{\sigma'_0}{\sigma_0} \right)$$

g = aceleración de la gravedad;

$a_{max.}$ = aceleración máxima que podría presentarse durante un sismo;

β = parámetro empírico (se recomienda usar $\beta=0.65$);

r_d = factor de reducción, función de la profundidad;

σ'_0 = es la tensión efectiva vertical;

σ_0 = es la tensión vertical total de campo.

Considerando una aceleración máxima de 0.12g y la magnitud del sismo de diseño es de $M=7.5$.

Calculo de la tensión vertical total (σ_0).

$$\sigma_0 = \gamma_{sat} * z = 1.985 \left[\frac{ton}{m^3} \right] * 3[m] = 5.955 \left[\frac{ton}{m^2} \right] = 0.5955 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Evaluación del factor r_d función de la profundidad:

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \quad \text{para } z \leq 9.15 \text{ m.}$$

$$r_d = 1.0 - 0.00765(3[m]) = 0.97705$$

Sustituyendo valores.

$$CSR = \frac{\tau_{prom.}}{\sigma'_0} = \beta \left(\frac{a_{max}}{g} \right) r_d \left(\frac{\sigma_0}{\sigma'_0} \right) = 0.65 \left(\frac{0.12g}{g} \right) * 0.97705 * \left(\frac{0.5955 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]}{0.495 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]} \right) = 0.092$$

Ingresando a la gráfica 3.6 con: $\sigma/\sigma'_0=0.092$. y $Q_c=102$ [Kg./cm²] logramos identificar que el suelo no es susceptible a la licuación.

5.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA.

5.4.1 DETERMINACIÓN DE ELEMENTOS MECÁNICOS.

Como se vio en el capítulo 4 la carga uniforme que obra sobre el ala de la zapata para el cálculo estructural es:

$$q_e = q' - W_{relleno} - W_{zapata}$$

donde

$$q' = \frac{\Sigma Q}{B' * L'}$$

Determinación de la carga última sobre el suelo.

Presión ejercida por la carga:

$$q_{carga} = 26[ton]$$

Presión ejercida por el peso de la zapata:

$$q_{zapata} = [0.30[m] * 0.25[m] * 0.30[m] * 2.4[ton/m^3]] + [0.3[m] * 1.7[m] * 2[m] * 2.4[ton/m^3]] = 2.5024[ton]$$

Presión ejercida por el peso del suelo:

$$q_{\text{suelo}} = ((1.7[m] * 2.0[m] * 0.3[m]) - (0.25[m] * 0.30[m] * 0.30[m])) * 1.6[\text{ton} / \text{m}^3] = 1.596[\text{ton}]$$

$$\Sigma Q = 26[\text{ton}] + 2.5024[\text{ton}] + 1.596[\text{ton}] = 30.0984[\text{ton}]$$

Cálculo de las excentricidades:

$$e_y = \frac{M_x}{\Sigma Q} = \frac{6.8[\text{ton} * \text{m}]}{30.0984[\text{ton}]} = 0.2259[\text{m}]$$

$$e_x = \frac{M_y}{\Sigma Q} = \frac{4.2[\text{ton} * \text{m}]}{30.0984[\text{ton}]} = 0.1395[\text{m}]$$

Calculamos el ancho efectivo

$$B' = B - 2e_B = 1.7[\text{m}] - 2(0.1395[\text{m}]) = 1.421[\text{m}]$$

$$L' = L - 2e_L = 2.0[\text{m}] - 2(0.2259[\text{m}]) = 1.5482[\text{m}]$$

$$q' = \frac{\Sigma Q}{B' * L'} = \frac{30.0984[\text{ton}]}{1.421[\text{m}] * 1.5482[\text{m}]} = 13.681 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

La carga uniforme vale:

$$q_e = q' - W_{\text{relleno}} - W_{\text{zapata}}$$

$$q_e = 13.681 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] - \left(0.3[\text{m}] * 1.6 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right] \right) - \left(0.3[\text{m}] * 2.4 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right] \right) = 12.481 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Con esta carga uniforme actuante en el ala de la zapata tenemos los siguientes diagramas de fuerza cortante y de momento flexionante:

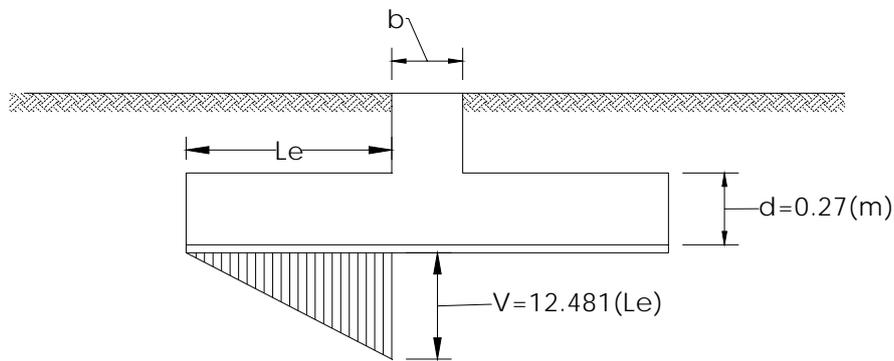


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE

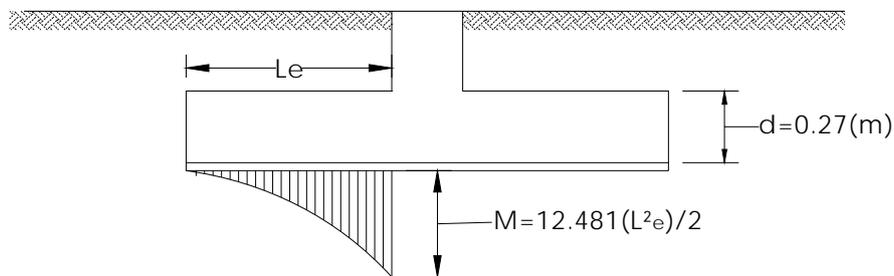


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE

5.4.2 REVISIÓN POR PENETRACIÓN DEL ELEMENTO.

De acuerdo a lo visto en el capítulo 4; la sección crítica se supondrá perpendicular al plano de la zapata y formará una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada, a una distancia de ésta igual a $d/2$, donde d es el peralte efectivo de la losa.

Revisando la penetración en la dirección del eje y .

Cuando haya transferencia de momento, se supondrá que una fracción del momento dada por:

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(0.3 + 0.27)/(0.25 + 0.27)}} = 0.4121$$

se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica definida antes. El esfuerzo cortante máximo de diseño, v_u , se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente

$$v_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{AB}}{J_c}$$

$$v_{uCD} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{CD}}{J_c}$$

$$A_{cr} = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

En columnas rectangulares $c_1 = 0.3$ (m) es la dimensión paralela al momento transmitido y $c_2 = 0.25$ (m) es la dimensión perpendicular a c_1 .

$$A_{cr} = 2d(c_1 + c_2 + 2d) = 2 * 0.27[m](0.3[m] + 0.25[m] + 2 * 0.27[m]) = 0.5886[m^2]$$

$$J_c = \frac{0.27(0.3 + 0.27)^3}{6} + \frac{(0.3 + 0.27)(0.27)^3}{6} + \frac{0.27(0.25 + 0.27)(0.3 + 0.27)^2}{2} = 0.033014[m^4]$$

En las expresiones anteriores, V_u es la fuerza cortante que actúa en toda el area de la sección crítica, la cual la obtenemos a partir de la reacción neta q_v , restando a la reacción del terreno las presiones debidas a peso propio de zapata y relleno.

- Presión de contacto entre el cimiento y el terreno.

Presión ejercida por la carga:

$$q_{carga} = \frac{26[ton]}{1.7[m] * 2[m]} = 7.65[ton/m^2]$$

Presión ejercida por el peso de la zapata:

$$q_{zapata} = \frac{[0.30[m] * 0.25[m] * 0.30[m] * 2.4[ton/m^3]] + [0.3[m] * 1.7[m] * 2[m] * 2.4[ton/m^3]]}{1.7[m] * 2.0[m]} = 0.736[ton/m^2]$$

Presión ejercida por el peso del suelo:

$$q_{\text{suelo}} = \frac{((1.7[m] * 2.0[m] * 0.3[m]) - (0.25[m] * 0.30[m] * 0.30[m])) * 1.6[\text{ton} / \text{m}^3]}{1.7[m] * 2.0[m]} = 0.4694 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$q = q_{\text{carga}} + q_{\text{zapata}} + q_{\text{suelo}}$$

$$q = 7.65 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] + 0.736 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] + 0.4694 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] = 8.8554 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$q_v = 8.8554 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] - \left(0.3[m] * 1.6 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right] \right) - \left(0.3[m] * 2.4 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right] \right) = 7.6564 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$V_u = 7.6564 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] ((1.7[m] * 2.0[m]) - (0.25[m] + 0.27[m])(0.3[m] + 0.27[m])) = 23.76[\text{ton}]$$

Esfuerzo cortante máximo de diseño

$$v_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{AB}}{J_c}$$

$$v_{uAB} = \frac{23.76[\text{ton}]}{0.5886[\text{m}^2]} + \frac{0.4121 * 6.8[\text{ton} * \text{m}] * 0.285[\text{m}]}{0.033014[\text{m}^4]} = 64.56 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$v_{uCD} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{CD}}{J_c}$$

$$v_{uCD} = \frac{23.76[\text{ton}]}{0.5886[\text{m}^2]} + \frac{0.4121 * 6.8[\text{ton} * \text{m}] * 0.285[\text{m}]}{0.033014[\text{m}^4]} = 64.56 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$V_{uAB} = F_c * v_{uAB} = 1.4 * 64.56 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] = 90.384 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder ninguno de los dos siguientes valores

$$V_{cR1} = F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f_c^*}$$

$$\gamma = \frac{1.7[m]}{2.0[m]} = 0.85$$

$$f_c^* = 0.8f_c' = 0.8 * 200 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] = 160 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$V_{cR1} = 0.8(0.5 + 0.85) \sqrt{160 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]} = 13.66 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] = 136.6 \left[\frac{ton}{m^2} \right]$$

$$V_{cR2} = F_R \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cR2} = 0.8 \sqrt{160 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]} = 10.12 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] = 101.2 \left[\frac{ton}{m^2} \right]$$

Se observa que

$$V_{uAB} = 90.384 \left[\frac{ton}{m^2} \right] < V_{cR2} = 101.2 \left[\frac{ton}{m^2} \right] < V_{cR1} = 136.6 \left[\frac{ton}{m^2} \right]$$

Por lo cual se cumple.

5.4.3 REVISIÓN POR TENSIÓN DIAGONAL.

Esta revisión se lleva a cabo verificando que la fuerza cortante última a una distancia d del paño de la columna o muro sea menor que la fuerza cortante resistente.

Para evaluar la fuerza cortante resistente, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto nos indica que:

En elementos anchos como losas, zapatas y muros, en los que el ancho, b , no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo, d , el espesor no sea mayor de 600 mm y la relación M/Vd no exceda de 2.0, la fuerza resistente, V_{cR} puede tomarse igual a

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

independientemente de la cuantía de refuerzo.

Comprobamos que

$$H \leq 600 [mm]$$

$$H = 300 [mm] < 600 [mm]$$

$$B \geq 4d$$

$$B=1.7(\text{m})$$

$$d= 0.3 (\text{m}) - 0.03 (\text{m}) = 0.27(\text{m})$$

$$B = 1.7[\text{m}] > 4d = 1.08[\text{m}]$$

De la determinación de elementos mecánicos obtenemos que a la distancia de la sección crítica ($d=0.27 (\text{m})$):

$$V = 12.481(L_e) = 12.481(0.58[\text{m}]) = 7.24[\text{ton}]$$

$$M = 12.481 \frac{L_e^2}{2} = 12.481 \frac{(0.58[\text{m}])^2}{2} = 2.1[\text{ton} * \text{m}]$$

$$\frac{M}{Vd} = \frac{2.1[\text{ton} * \text{m}]}{7.24[\text{ton}] * 0.27[\text{m}]} = 1.074$$

$$\frac{M}{Vd} = 1.074 < 2$$

Cumple como elemento ancho, por lo cual la fuerza cortante resistente vale:

$$V_{cR} = 0.5F_R b d \sqrt{f_c^*} = 0.5 * 0.8 * 100[\text{cm}] * 27[\text{cm}] \sqrt{160 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]} = 13661.04[\text{kg}] = 13.661[\text{ton}]$$

La fuerza cortante ultima vale:

$$V_u = F_C * V$$

$$V_u = 1.4 * 7.24[\text{ton}] = 10.136[\text{ton}]$$

comprobando

$$V_u = 10.136[\text{ton}] < V_{cR} = 13.661[\text{ton}] \quad \therefore \text{cumple.}$$

5.4.4 REVISIÓN POR FLEXIÓN.

Realizando el diseño por flexión en la dirección del eje y. El momento flexionante en la sección crítica vale:

$$M_u = F_c * M$$

$$M = 12.481 \frac{L_e^2}{2} = 12.481 \frac{(0.85[m])^2}{2} = 4.509[\text{ton} * m]$$

$$M_u = 1.4 * 4.509[\text{ton} * m] = 6.312[\text{ton} * m]$$

Determinación del acero mínimo:

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} bd$$

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0.7 \sqrt{200 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]}}{4200 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]} 1.0[m] * 0.27[m] = 0.0006364[m^2]$$

Determinación del acero máximo:

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero de tensión será 75 por ciento de la correspondiente a falla balanceada. Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área de acero es igual a

$$A_{s,\text{max}} = 0.75 * A_{s,pb} = 0.75 \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} bd$$

donde:

$$f_c'' = 0.8 f_c' = 0.8 * 200 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] = 160 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$\beta_1 = 0.85; \quad \text{si } f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^* = 0.85 * 160 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] = 136 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$P_b = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} = \frac{136 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]}{4200 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]} \frac{6000(0.85)}{4200 + 6000} = 0.01619$$

$$A_{s,\max} = 0.75 * A_{s,P_b} = 0.75 P_b b d$$

$$A_{s,\max} = 0.75(0.01619)(1.0[m])(0.27[m]) = 0.003278[m^2]$$

Determinación de la fracción de acero necesaria para soportar un momento último $M_u = 6.312$ [ton*m] y esta dada por

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

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(631200[\text{kg} * \text{cm}])}{0.9 * 100[\text{cm}] * (27[\text{cm}])^2 * 136 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]}} = 0.07284$$

La cantidad de acero necesaria es:

$$A_s = \frac{q f_c''}{f_y} b d$$

$$A_s = \frac{0.07284 * 136 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]}{4200 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]} * 100[\text{cm}] * 27[\text{cm}] = 6.3683[\text{cm}^2] = 0.0006368[m^2]$$

Ahora realizando el diseño por flexión en la dirección del eje x. El momento flexionante en la sección crítica vale:

$$M_u = F_c * M$$

$$M = 12.481 \frac{L_e^2}{2} = 12.481 \frac{(0.725[m])^2}{2} = 3.280[\text{ton} * \text{m}]$$

$$M_u = 1.4 * 3.280 [\text{ton} * \text{m}] = 4.592 [\text{ton} * \text{m}]$$

Determinación de la fracción de acero necesaria para soportar un momento último $M_u = 4.592 [\text{ton} * \text{m}]$ y esta dada por

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

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(459200 [\text{kg} * \text{cm}])}{0.9 * 100 [\text{cm}] * (27 [\text{cm}])^2 * 136 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]}} = 0.05286$$

La cantidad de acero necesaria en la dirección x es:

$$A_s = \frac{q f_c''}{f_y} b d$$

$$A_s = \frac{0.05286 * 136 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] * 100 [\text{cm}] * 27 [\text{cm}]}{4200 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]} = 4.6215 [\text{cm}^2] = 0.00046215 [\text{m}^2]$$

Como se puede observar la cantidad de acero necesaria en la dirección del eje y se encuentra entre acero mínimo y cantidad de acero máximo:

$$A_{s,\text{mín}} = 0.0006364 [\text{m}^2]$$

$$A_{s,\text{necesaria}} = 0.0006368 [\text{m}^2]$$

$$A_{s,\text{max}} = 0.003278 [\text{m}^2]$$

Por lo cual con esta cantidad de acero se determinara el armado en la zapata.

Determinación de separación entre varillas:

Proponiendo utilizar varillas del No. 4, la cual tiene un área de $a_s = 1.27 [\text{cm}^2]$, y utilizando la ecuación 4.21, tenemos:

$$s = \frac{a_s * g}{A_s}$$

La distancia para la que se requiere el área de acero A_s , $g = 100 [\text{cm}]$.

$$s = \frac{a_s * g}{A_s} = \frac{1.27[cm^2] * 100[cm]}{6.3683[cm^2]} = 19.94[cm]$$

Por lo cual se requieren varillas del No. 4 a cada 19 [cm.] en el lecho inferior.

En la dirección del eje x tenemos que el acero necesario calculado es menor que el acero mínimo por lo cual la cantidad de acero utilizado será el acero mínimo:

$$A_{s,mín} = 0.0006364[m^2] > A_{a,requeridoX} = 0.00046215[m^2]$$

En la dirección del eje X debemos concentrar el refuerzo en la franja central de la zapata, aplicando las ecuaciones 4.22-a y 4.22-b tenemos:

En la franja central de ancho B

$$s = \frac{100a_s(B+L)}{(2A_sL)} = \frac{100 * 1.27[cm^2] (100[cm] + 170[cm])}{2 * 6.3664[cm^2] * 170[cm]} = 15.83[cm]$$

En las franjas laterales

$$s = \frac{100a_s(B+L)}{(A_sL)} = \frac{100 * 1.27[cm^2] (100[cm] + 170[cm])}{(6.3664[cm^2] * 170[cm])} = 30.93[cm]$$

Por lo que se requieren varillas del No. 4 a cada 15 [cm.] en la franja central y a cada 30 [cm] en las franjas laterales.

5.4.5 REVISIÓN DE REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMETRICOS.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto nos dicen que en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que

$$a_{s1} = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)}$$

donde

x_1 dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo, cm.

$$a_{s1} = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)} = \frac{660 * 30 [cm]}{4200 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] * (30 [cm] + 100)} = 0.033 \left[\frac{cm^2}{cm} \right] = 3.3 \left[\frac{cm^2}{m} \right]$$

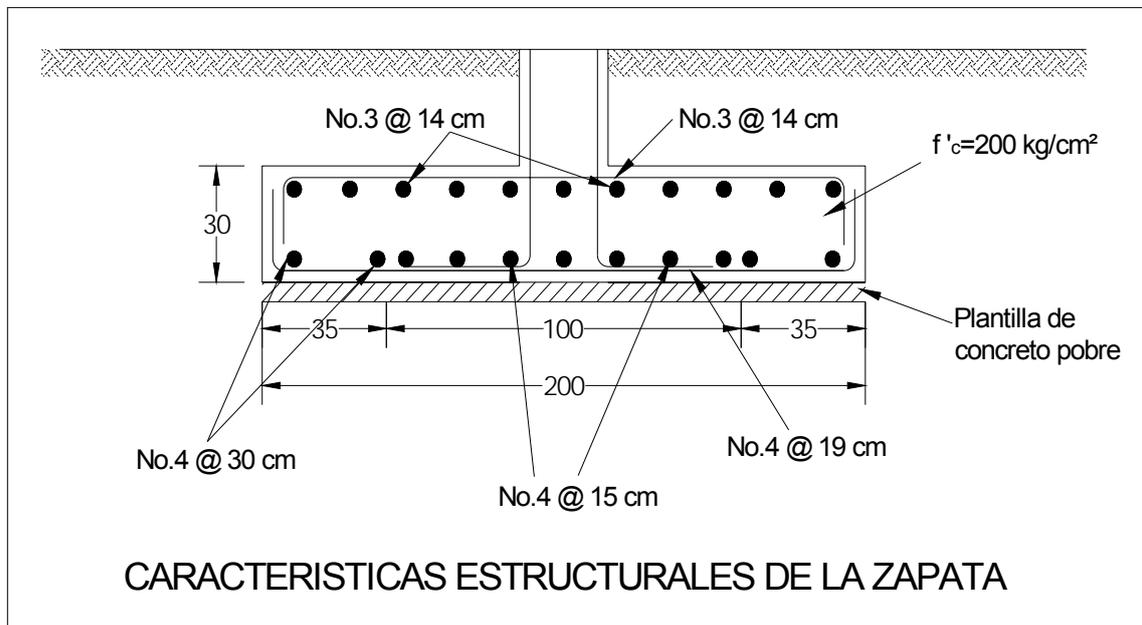
En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de $1.5a_{s1}$

Proponiendo utilizar varillas del No. 3 $a_s = 0.72 [cm^2]$

$$s = \frac{a_s * g}{1.5a_{s1}} = \frac{0.71 [cm^2] * 100 [cm]}{1.5 * 3.3 [cm^2]} = 14.34 [cm]$$

Por lo tanto se necesitan por temperatura varillas del No. 3 a cada 14 [cm.] en el lecho superior.

5.4.6 PROPUESTA DE ARMADO DE LA ZAPATA.



CAPÍTULO SEIS.

CONCLUSIONES.

El proceso de análisis y diseño de cimentaciones sobre suelos friccionantes tiene particularidad bastante definida y es que el diseño generalmente queda definido por el estado límite de deformación (asentamiento) por lo cual siempre debemos tener en cuenta:

En primer lugar lo difícil, costoso y en ocasiones virtualmente imposible que resulta obtener muestras inalteradas de suelos friccionantes, más aun, el recomprimir los suelos granulares a exactamente la misma densidad relativa existente in situ no garantiza que las relaciones esfuerzo-deformación de laboratorio sean similares a las que rigen en el campo, por causa de efectos de sobreconsolidación.

Y es por ello que no se han desarrollado métodos racionales con base teórica simple. Debido a estos motivos se recurre a la utilización de métodos que determinan la compresibilidad de los suelos friccionantes, en los cuales el enfoque predictivo que se emplea es o bien una correlación empírica directa del asentamiento con resultados de ensayo in situ, o el desarrollo de correlaciones empíricas con el modulo de deformación, utilizable en la teoría elástica para anticipar los asentamientos.

Por lo cual estos ensayos in situ tienen una relevancia importante y por ende se tiene siempre que tener en cuenta que se realicen siempre de la forma más apegada a la norma que se utilice para su ejecución y obtener resultados mas certeros y apegados a las condiciones del subsuelo en estudio. Entre los más recomendados están:

- Ensayo de placa de carga
- Ensayo de penetración estándar
- Ensayo estático con cono.

Un segundo aspecto que tiene una importancia relevante es tomar en cuenta siempre factores primarios que inciden en la compresibilidad de los materiales friccionantes, los cuales son:

1.- Características del suelo. Las que primordialmente afectan la compresibilidad son: gradación, tamaño del grano, angularidad, rugosidad y dureza de los minerales. Para los mismos empacamiento, densidad relativa; historia de esfuerzos y nivel de esfuerzos, una mejor gradación reduce la compresibilidad, en tanto que un crecimiento en la angularidad tiende a aumentar la compresibilidad. Por otro lado, al aumentar la rugosidad de los granos y su tamaño, se reduce la compresibilidad.

2.- Estado de esfuerzos en el terreno constituye otro factor de importancia. Si la masa de arena está sometida a un gran esfuerzo horizontal, hay menor tendencia a los cambios de volumen y menor asentamiento.

3.- Estado de compactación. El estado de compactación involucra el empacamiento, la densidad y la orientación de las partículas de arena. Es muy importante conocer el estado inicial de compactación y su variabilidad. Por ejemplo, si el depósito es suelto y variable, se presentarían asentamientos grandes en las cimentaciones, posiblemente nocivos. Si el depósito es denso, entonces la arena tendrá a dilatar bajo sollicitaciones cortantes, y los asentamientos resultarán pequeños y a menudo despreciables.

4.- Historia de esfuerzos. Constituye el factor de mayor trascendencia en la compresibilidad de los suelos granulares. Respecto a los asentamientos, lo anterior significa, que si el depósito de arena ha sido previamente cargado o deformado, va a tener lugar una gran disminución en la compresibilidad (aumento en el módulo equivalente) y, por consiguiente, una notable disminución en el asentamiento. Esto da lugar a la denominada preconsolidación de las arenas que se manifiesta en que si una construcción requiere excavación, el módulo de deformación de la arena, hasta que el peso de la construcción iguale al del terreno excavado, puede ser de 3 veces superior al módulo de deformación para la carga neta.

En cuanto a los estados límite de falla se deben revisar con la misma importancia que el estado límite de deformación; los siguientes, la pérdida de capacidad de carga del terreno de apoyo de la cimentación, la susceptibilidad al fenómeno de licuación del subsuelo y la pérdida de la capacidad resistente de la cimentación por fallo estructural y aunque son métodos racionales con base teórica simple, las propiedades índice y mecánicas para evaluarlos siguen siendo obtenidas mediante correlaciones basadas en ensayos in situ, por lo cual estos siguen teniendo una importancia relevante en el análisis y diseño de cimentaciones de suelos friccionantes.

BIBLIOGRAFÍA.

- 1.- Deméneghi Colina A., Puebla Cadena M. y Sanginés García, H. , “Apuntes de análisis y diseño de cimentaciones “, Tomo I, Facultad de Ingeniería, México, D.F., 2003
- 2.- Burland, J.B., Burbidge, M.C. (1984), Settlement of foundations on sand and gravel, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, 1985, 78, Dec., 1325-1381.
- 3.- Schmertmann, J.H. (1970). “Static cone to compute static settlement over sand.” J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 96(3), 1011-1043.
- 4.- Schmertmann, J.H., Hartman, J.P., and Brown, P.R. (1978). “Improved strain influence factor diagrams.” J. Geotech. Eng. Div., ASCE, 104(8), 1131-1135.
- 5.- British Standard BS 1377, Part 9 (1990), In situ vertical settlement and strength test.
- 6.- Marchettin S. (1980) In situ test by flan dilatometer, Journal of the Geotechnical Engineering Divisin Proc. ASCE, vol. 106, No. GT3, pp. 299-321.
- 7.- Skempton, A. W (1986); Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure relative density, partycle size, ageing and overconsolidation, Geotechnique 36, No. 3, pp. 425-447.
- 8.- Reséndiz, D. y Springall, G. “Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la Ingeniería de Cimentaciones en la Ciudad de México”, Sociedad Mexicana de Mecánica de suelos, quinta reunión nacional
- 9.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones., 2004
- 10.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto., 2004