

Capítulo 1

Procedimientos de exploración y muestreo de suelos y rocas

1.1. Etapas de los trabajos de campo

En el caso más general, los trabajos de campo de un estudio geotécnico comprenden dos etapas, cada una de las cuales cumple con un objetivo específico; éstas son:

- Exploración y muestreo preliminar.
- Muestreo final y pruebas de campo.

1.1.1. Etapa de exploración preliminar

Su objetivo es obtener en el campo la información que permita determinar las características geotécnicas de las rocas o los suelos que constituyen el sitio explorado; tales características son:

- Origen y clasificación geológica de suelos y rocas.
- Secuencia de los estratos o capas de suelo o roca (*estratigrafía*).
- Clasificación geotécnica de los materiales de cada estrato.
- Estructura y consistencia natural de los materiales de cada estrato.
- Posición del nivel freático.

Esta información es la base para plantear *alternativas preliminares de diseño y construcción de la cimentación*.

Trabajos preliminares de campo

Las actividades comúnmente desarrolladas durante la etapa de los estudios de campo preliminares son:

1. Recopilación de información geológica y geotécnica existente del sitio en estudio. Planos topográficos y planos del proyecto preliminar. *INEGI*: Cartas geológicas y fotografías aéreas. *Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos*: Datos geotécnicos de algunas ciudades.
2. Inspección del sitio por el ingeniero geotécnico encargado del estudio acompañado de un ingeniero geólogo asesor, para verificar y ampliar la información preliminar disponible e identificar la presencia y características de *edificaciones colindantes* al sitio o *existentes* en el sitio mismo, así como la presencia de *instalaciones públicas* que pudieran interferir con la exploración y con la construcción.
3. Planteamiento del programa de trabajos de campo necesarios para definir:
 - Estratigrafía general del sitio.
 - Clasificación geológica y geotécnica de cada estrato de suelo o de roca.
 - En los depósitos de suelos, la compacidad o la consistencia naturales de cada estrato.
 - En las rocas, las características de las discontinuidades naturales relativas a: orientación e inclinación de planos de estratificación o de flujo; orientación e inclinación de planos de fisuramiento; apertura de las fisuras y dimensiones de los bloques de roca; presencia de fallas geológicas, de zonas de contacto entre deformaciones rocosas, de zonas de alteración de las rocas y de cavernas naturales o artificiales.
4. Ejecución de los trabajos exploratorios de campo.
5. Presentación de un informe técnico que debe contener:
 - La descripción detallada de los trabajos realizados.

- El análisis de la información geológica y geotécnica obtenida.
- Las conclusiones del análisis referentes a las características geológicas y geotécnicas del sitio estudiado.
- La identificación de problemas de diseño y construcción previsibles en función del análisis preliminar de la información geotécnica.
- El programa de estudios adicionales, de campo y de laboratorio, necesarios para medir, con precisión adecuada, las propiedades mecánicas e hidráulicas de los distintos suelos y rocas que serán afectados por la cimentación.

1.1.2. Muestreo final y pruebas de campo

Con base en los planteamientos de alternativas preliminares se puede definir la información de campo y laboratorio adicional, necesaria para *determinar las propiedades mecánicas de cada estrato*, que serán la base del análisis cuantitativo del diseño definitivo óptimo. esta información adicional podrá requerir la obtención de *muestras inalteradas* del subsuelo y/o la ejecución de *pruebas de campo*, que forman parte de la etapa final de los estudios de campo.

Para verificar y complementar los resultados de la etapa preliminar del estudio geotécnico es necesario obtener muestras representativas de cada estrato de roca o suelo, con las cuales se pueda definir la *textura*, la *estructura* y la *consistencia* o *compacidad* naturales de sus materiales constitutivos.

Muestreo de rocas

Se utiliza generalmente un barril muestreador provisto de una broca de diamante o de carburo de tungsteno en su extremo inferior. El barril muestreador más adecuado para propósitos geotécnicos es el llamado *doble barril giratorio*, el cual permite recuperar la máxima longitud posible de muestra, según la intensidad del fisuramiento y grado de alteración de la roca perforada por el barril.

Con base en la longitud de la muestra recuperada, por el barril muestreado, y el tamaño de los fragmentos de muestra obtenidos, los cuales son un reflejo de la intensidad del fisuramiento natural de la roca y de su grado de alteración, se obtiene el *índice de calidad de roca* (*RQD* por sus siglas en inglés), el cual se define como *la suma de las longitudes individuales de todos los fragmentos de muestra que exceden de 10 cm de longitud, expresada como un porcentaje de la longitud perforada por el muestreador*. Se

recomienda utilizar un muestreador cuyo tubo interior tenga una longitud de 1.50m y diámetro interior no menor de 57mm, con el fin de reducir el deterioro de las muestras que se producen en los muestreadores de diámetro menor.

RQD %	Calidad de la roca	$q_a \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$
90 – 100	Excelente	200 – 300
75 – 90	Buena	120 – 200
50 – 75	Media	65 – 120
25 – 50	Mala	30 – 65
10 – 25	Muy Mala	10 – 30
0 – 10	Suelo Residual	0 – 10

Cuadro 1.1: Correlación entre el *índice de calidad de roca* (*RQD* por sus siglas en inglés) y la capacidad de carga *admisible* de la roca.

Muestreo de suelos

Los trabajos de muestreo de suelos tienen por objeto obtener la información necesaria para conocer los siguientes aspectos de los depósitos de suelos identificados en la etapa preliminar del estudio geotécnico:

- Estratigrafía del sitio.
- Clasificación geotécnica de los suelos que forman cada estrato o lente.
- Compacidad relativa o consistencia de cada tipo de suelo identificado en el perfil estratigráfico.
- Resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad y permeabilidad de los suelos de cada estrato.

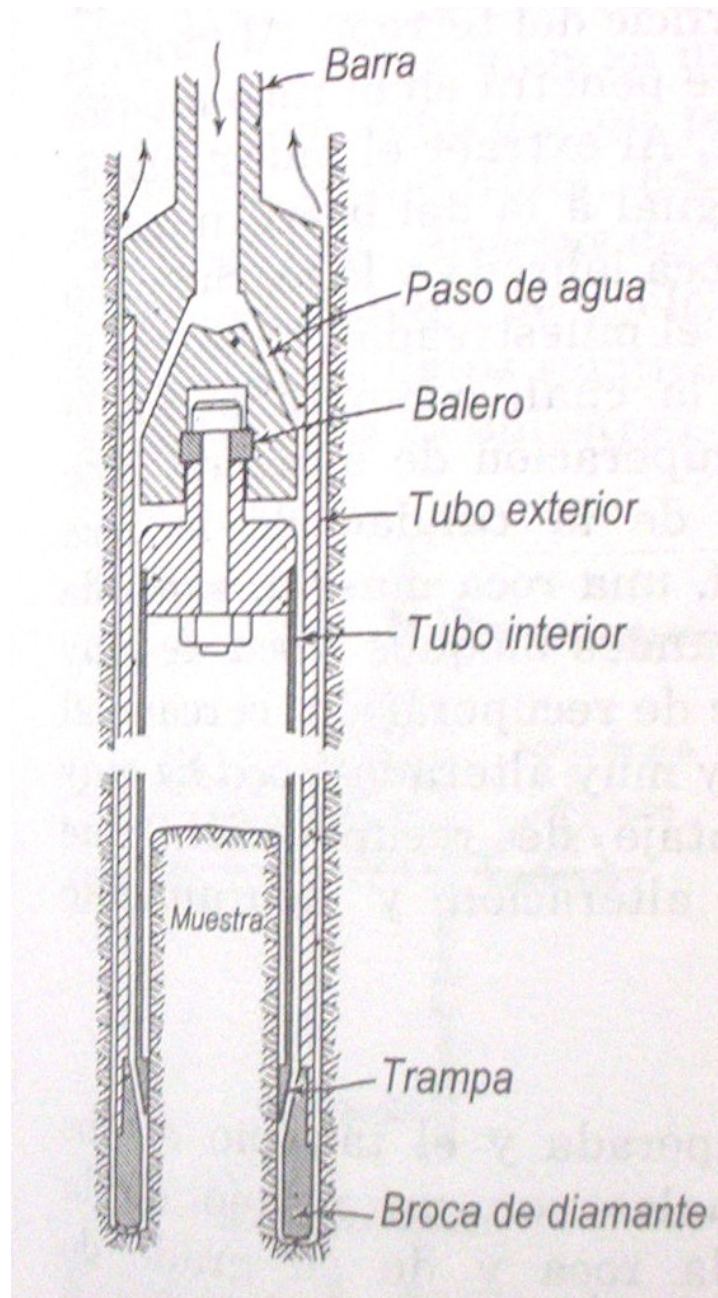


Figura 1.1: Muestreador de doble barril giratorio.

Métodos de muestreo alterado

Pozos a cielo abierto: La excavación de pozos a cielo abierto con el empleo del pico y la pala permiten recuperar buenas muestras *representativas alteradas* del subsuelo, sin embargo, su aplicación principal es la obtención de *muestras inalteradas de la más alta calidad* y sólo esta aplicación justifica su costo.

Herramientas manuales: La barrena helicoidal y la pala posteadora son adecuadas para aquellos casos en los que la profundidad de la exploración sea menor de unos 12m. Con estas herramientas se obtienen *muestras alteradas* de arenas, limos, arcillas o mezclas de éstos, que no contengan gravas cantos rodados o estén endurecidos por cementación se sus partículas. Cuando los suelos se encuentran arriba del nivel freático las muestras obtenidas con estas herramientas son *representativas*. Pero cuando se encuentran bajo el agua, no es posible recuperar muestras confiables de las arenas sin cohesión, en tanto que de los suelos con cohesión, que no son lavados por el agua de la perforación, se obtienen muestras aceptables *para fines de clasificación*, aunque su contenido de agua es generalmente mayor que el valor natural del suelo inalterado. Con este tipo de herramientas *no es posible* determinar la compacidad de las arenas ni la consistencia de las arcillas.

Perforación con chiflón y ademe. Consiste en hincar, a golpe, mediante un martillo de caída libre que se mueve a lo largo de una guía, un tubo cuyo diámetro interior es de 7.5 a 15.0cm, provisto en su extremo inferior de una zapata afilada, de acero endurecido. Después que se ha hincado un tramo de tubo de ademe, se procede a introducir en él una barra de perforación o tubo para agua, reforzado, que lleva en el extremo inferior un trépano, a manera de cincel, provisto de agujeros por donde circula agua a gran velocidad y presión; la línea de tubería del trépano se conecta a una bomba de alta presión que hace circular el agua y, mediante movimientos ascendentes y descendentes alternados de la barra, acompañados de pequeños giros, se va aflojando y extrayendo el material que ha quedado dentro del ademe para limpiarlo totalmente, hasta alcanzar el nivel inferior de la zapata. *Este procedimiento permite hacer perforaciones hasta de 50.0m de profundidad y es utilizable prácticamente en todo tipo de suelos.*

Prueba de penetración dinámica estándar. Después de limpiar con el chiflón el interior del ademe hasta su extremo inferior, se obtienen muestras

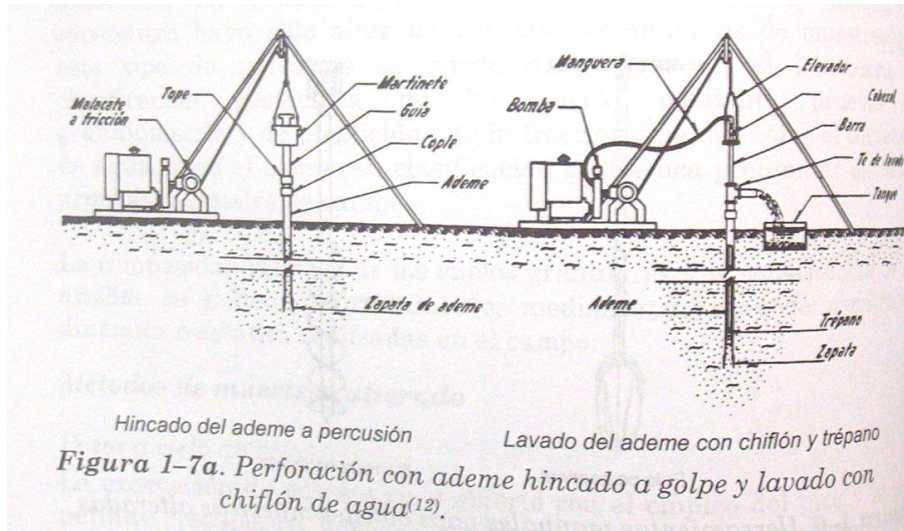


Figura 1.2: Perforación con ademe hincado a golpe y lavado con chiflón de agua.

alteradas del suelo hincando a golpe un tubo muestreador, conocido como *penetrómetro estándar*. Este tubo muestreador consiste en un *tubo de pared gruesa* provisto en sus extremos de dos piezas roscadas. El tubo estándar tiene una longitud de 60.0cm, diámetro interior de 3.50cm y diámetro exterior de 5.00cm; la longitud total del muestreador es de 75.00cm. Una canastilla de laminillas de acero colocada en la zapata del muestreador y una funda interior de polietileno flexible permiten retener muestras de suelo de cualquier tipo que penetren al tubo; el polietileno sirve también de envoltura y protección a las muestras de suelo contra pérdida de agua después de extraerlas del muestreador. Este muestreador se introduce hasta el fondo de la perforación y se hince mediante un martinete de caída libre, de 65.00kg de peso y altura constante de 75.00cm. Registrando el número de golpes necesarios para hacerlo penetrar en el terreno, cada 10.00cm de profundidad; se obtienen así un *índice de penetración estándar, expresado por el número de golpes del martillo, N, necesarios para hincar los 30.00cm intermedios del tubo muestreador*.

Prueba de penetración estándar en arenas. En depósitos de arena, donde la obtención de muestras inalteradas ofrece algunas dificultades prácticas, la resistencia a la penetración estándar N , se utiliza para estimar, *empíricamente*, el ángulo de fricción interna efectivo ϕ y la compresibilidad

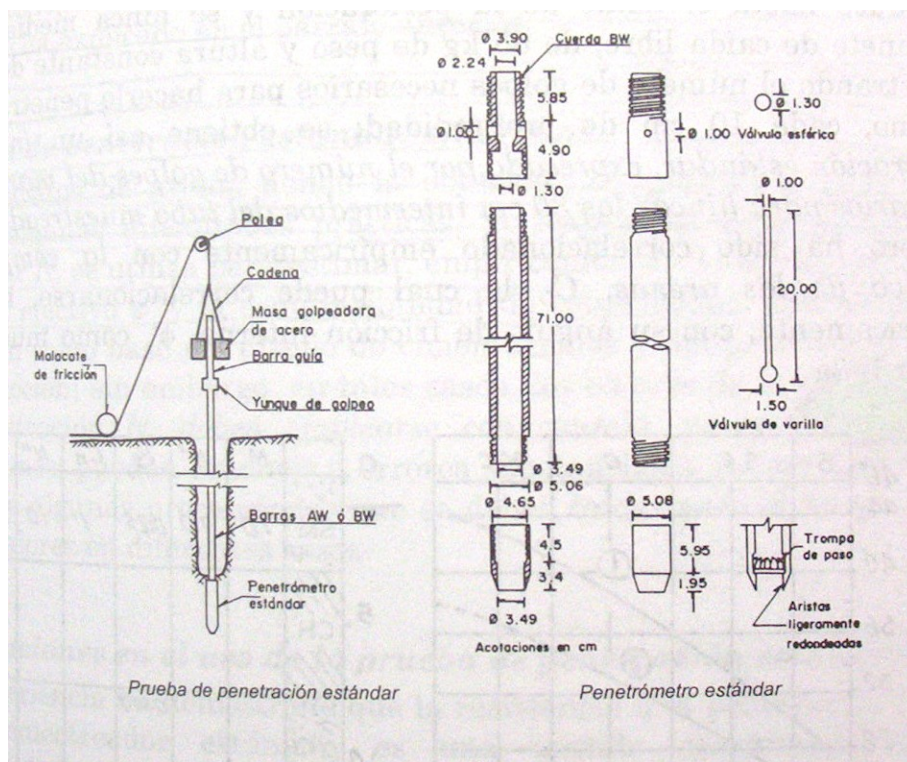


Figura 1.3: Prueba de penetración estándar.

de estos suelos.

Precauciones en el uso de la prueba de penetración estándar.

Corrección por dilatación: Debido a que su permeabilidad es relativamente baja, las *arenas finas o arenas limosas que se encuentran bajo el nivel freático y en estado semicompacto o compacto*, no permiten la disipación rápida de tensiones en el agua de los poros que se desarrollan al expandirse el suelo bajo la acción de los esfuerzos dinámicos inducidos por el hincado del muestreador, fenómeno conocido como dilatación, los valores de N son mayores que los que corresponderían a la arena seca. *Empíricamente* se ha encontrado que, para estos casos, el valor de N puede corregirse mediante la siguiente expresión, sugerida por Peck:

$$N' = 15 + 0.5(N - 15).$$

Esta expresión es aplicable cuando la resistencia a la penetración es mayor de 15 golpes, para las arenas finas y las arenas limosas saturadas, valor que corresponde a una compactación a partir de la cual se manifiesta el fenómeno de dilatación.

Corrección por presión de confinamiento: Otra corrección a considerar en el valor de N es la influencia de la profundidad de las muestras de arena, puesto que la resistencia que ofrecen al hincado del muestreador aumenta con la presión confinante en el suelo muestreado. Peck recomienda un factor de corrección C_N dado por la siguiente ecuación *empírica*, la cual es aplicable para valores de p' (presión vertical efectiva a la profundidad de la muestra en $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$) mayores de $0.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$:

$$C_N = 0.77 \log \left(\frac{20}{p'} \right).$$

En las arenas finas y arenas limosas compactas y saturadas, es necesario hacer ambas correcciones para obtener el valor N'' :

$$N'' = N' C_N$$

Prueba de penetración estándar en arcillas. Por una parte, el *remoldeo* que introduce el tubo muestreador, hace que la resistencia de la arcilla a la penetración del propio tubo sea menor que la que corresponde a su estado natural; por otra, es bien sabido que las arcillas exhiben una mayor resistencia a medida que la *velocidad de la deformación aumenta*, como consecuencia de fenómenos de viscosidad. En tales condiciones, es evidente que la *resistencia a la penetración dinámica, (número de golpes N)*, aún cuando proporciona alguna información relativa de la consistencia natural de la arcilla, no debe tomársele como una medida precisa de su resistencia al corte.

En estudios preliminares, cuando se tienen arcillas que ofrecen una resistencia a la penetración estándar N , mayor de 5 golpes, puede utilizarse la siguiente expresión empírica, basado en el criterio originalmente propuesto por Terzaghi y Peck para estimar, la resistencia al corte de la arcilla.

$$c_u = \frac{N}{15},$$

donde c_u es la resistencia al corte no drenada de la arcilla, en $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Penetración estándar en suelos limosos, parcialmente saturados. En estos casos *no puede confiarse en el valor del índice de penetración como medida de la resistencia al corte ni de la compresibilidad.*

Prueba de penetración estática. Este tipo de prueba de campo consiste en hincar en el terreno, mediante un gato hidráulico, una barra de acero cuyo extremo inferior se instala una punta cónica; midiendo la fuerza necesaria para hincar la punta se determina la resistencia que el suelo opone a la penetración estática, y este valor se puede correlacionar, *empíricamente* con la resistencia al corte de las arcillas y con su compresibilidad, así como con la compacidad relativa de las arenas.

Cono eléctrico: Es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformímetros eléctricos (*strain gages*). Usualmente, para exploraciones en suelos blandos, el cono y el sistema de barras tiene una capacidad de carga de 2.00t y resolución de $\pm 1.00\text{kg}$; pero, para exploración de suelos duros podrá requerirse una capacidad de 10.00t y resolución de $\pm 5.00\text{kg}$.

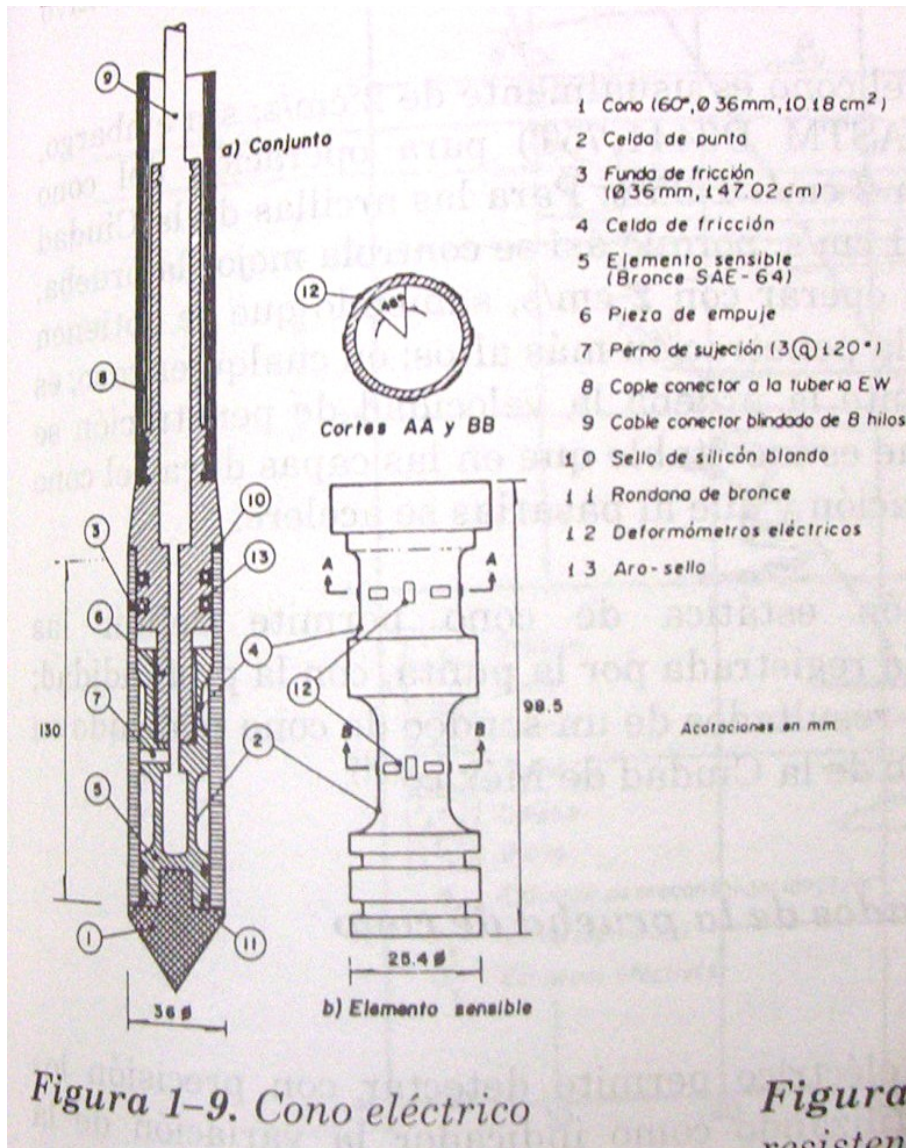


Figura 1.4: Cono eléctrico.

Parámetros de resistencia de las arcillas saturadas. La resistencia al corte de las arcillas saturadas, determinada en laboratorio mediante pruebas triaxiales no drenadas c_u , se ha correlacionado experimentalmente con la resistencia a la penetración de la punta del cono eléctrico, de donde se ha obtenido la siguiente expresión *aproximada*:

$$c_u = \frac{q_c}{N_k},$$

donde c_u es la resistencia al corte no drenada en $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$, q_c es la resistencia a la penetración del cono en $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y N_k es un coeficiente de correlación *empírico*.

Tipo de suelo	q_c , $\left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$	c_u , $\left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$
Costra seca	$5 < q_c < 10$	$\frac{q_c}{14}$
Arcillas blandas	$5 < q_c$	$\frac{q_c}{13}$
Limos arcillosos duros	$10 < q_c$	$\frac{q_c}{24}$

Cuadro 1.2: Valores de N_k para suelos del Valle de México.

1.1.3. Obtención de muestras inalteradas

Pozos a cielo abierto. Muestras inalteradas de la mejor calidad se obtienen excavando pozos a cielo abierto, con sección cuadrada o circular, de 1.50 a 2.00m por lado o diámetro, hasta profundidades de 5.00 a 10.00m, si el nivel freático se encuentra a mayor profundidad. La excavación permite obtener la siguiente información:

- La observación detallada de la estratigrafía y la clasificación geológica y geotécnica de cada estrato.
- Obtención de muestras inalteradas labradas directamente de cada uno de los estratos; las muestras pueden ser de forma cúbica, de 20cm por lado, o cilíndricas de 20cm de diámetro, después de labradas se protegen envolviéndolas en una capa de tela recubierta con una mezcla de cera, parafina y brea, en partes iguales, para evitar la pérdida de humedad; puede usarse también envoltura de plástico *egapack*.

- Cuando no se pueden labrar buenas muestras por falta de cohesión del suelo, o por la presencia de gravas grandes o cantos rodados, puede ser necesario utilizar en el sitio pruebas mecánicas de gran tamaño para determinar la resistencia al corte y la compresibilidad de esos materiales.

Se pueden excavar pozos a cielo abierto bajo el nivel freático, pero esta labor requiere el abatimiento del nivel del agua para mantener seca y estable la excavación.

Muestreo inalterado de suelos finos cohesivos. En los suelos finos cohesivos, como son: *las arcillas, arcillas limosas o arenosas o mezclas de arena, limo y arcilla que contienen más de 20% de finos plásticos, pero no contienen grava*, pueden obtenerse muestras inalteradas de calidad satisfactoria empleando muestreadores tubulares de pared delgada hincados a presión y velocidad constantes en perforaciones de pequeño diámetro, de 10.00 a 20.00cm. Existen varios diseños de tubos muestreadores de este tipo, entre los cuales el más utilizado y sencillo es el conocido como *tubo Shelby*.

La presencia de gravas o boleos impide el uso de tubos muestreadores de pared delgada.

Muestreador de doble tubo. En arcillas duras, puede recurrirse al uso de un tubo con pared más gruesa, para darle mayor resistencia estructural; puede aceptarse una relación de áreas hasta de 20%, colocándole una zapata de corte alargada con un ángulo exterior no mayor de 2°.

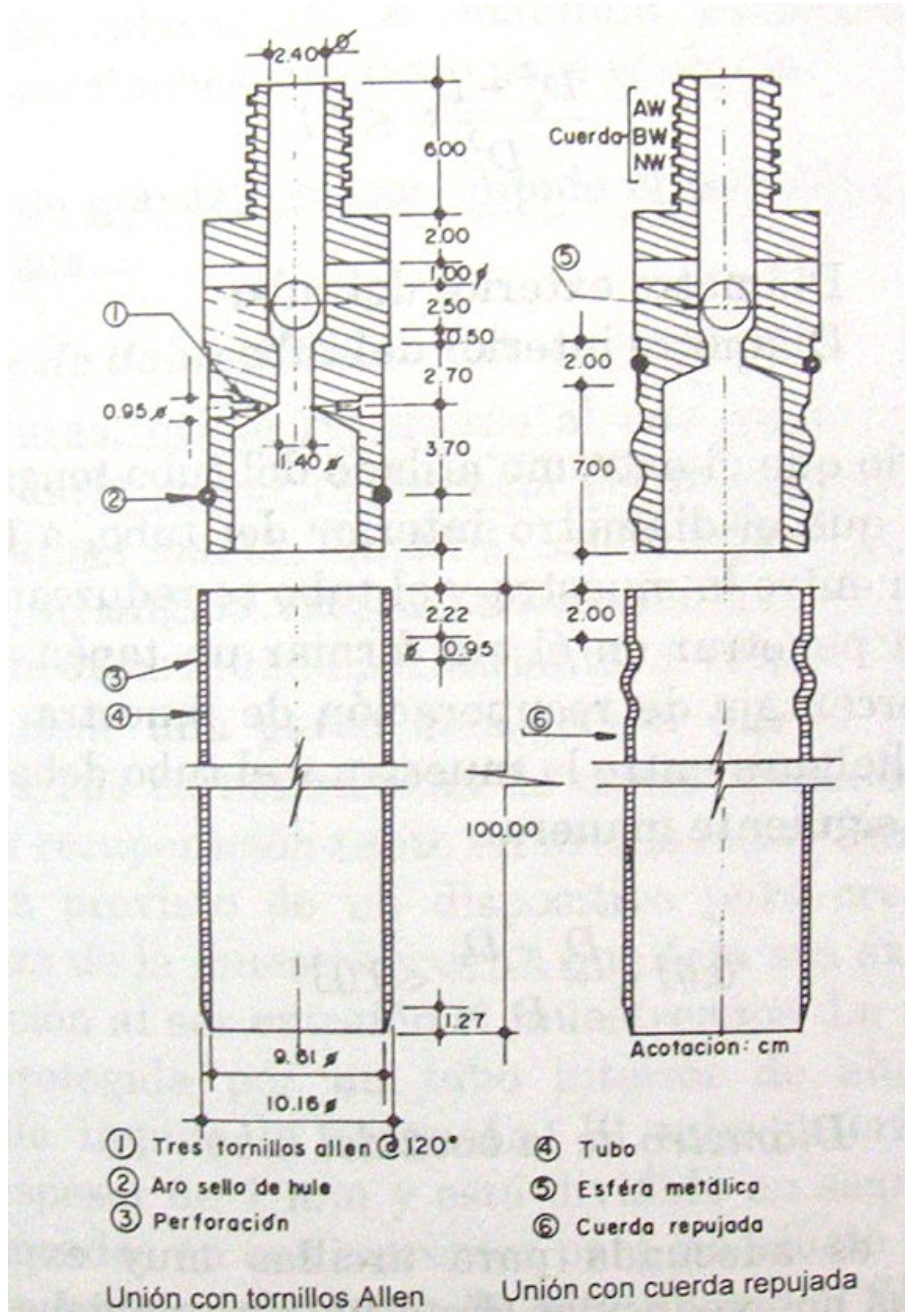


Figura 1.5: Muestreador Shelby.

Capítulo 2

Zapatas Aisladas

2.1. Definición

Siempre que se empieza el estudio de un tema es conveniente establecer las definiciones básicas que ayudarán a la mejor comprensión del desarrollo del mismo. Dentro de estas definiciones se tienen aquellas que de entrada pueden parecer repetitivas e innecesarias, sin embargo, el no detenerse al menos un par de segundos para reflexionar lo que, en nuestra percepción inmediata es obvio, nos aleja del sentido original de las cosas, y nos puede llevar a convertirnos en entes especialistas en aplicar procedimientos, pero alejados de la realidad que nos ha llevado a emprender el estudio en consideración.

Es por ello que a continuación ponemos a consideración del lector la definición básica de nuestro tema. *Una zapata es una ampliación de la base de una columna o muro, que tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo* [3]. Si para el lector le resultan obvias las palabras que acaba de leer, le invitamos a que reflexione sobre las consecuencias que tendría que enfrentar si decidiera desplantar las columnas de un edificio directamente sobre un suelo como el de la Ciudad de México; en caso de que así lo hiciera y el resultado fuera que el edificio se mantiene estable sin ningún tipo de asentamientos perjudiciales para él y su entorno, entonces estaríamos en una situación semejante a la de un hombre caminando sobre las aguas.

De la misma forma que se debe de proveer de superficies de contacto suficientes para que los diferentes elementos estructurales no sufran aplastamiento entre sí, así también debemos cuidar que el contacto entre la estructura y el suelo sea lo más suave y natural posible, ya que de entrada, desde el punto de vista de la estructura en su conjunto, el suelo sobre el

cual descansa, es un elemento estructural más, al que debemos considerar con todas sus características para integrarlo a la estructura toda.

Ahora bien, vale la pena hacer un poco de historia respecto de lo que ahora conocemos como zapatas, ya que este conocimiento también nos ayudará a entender mejor lo que buscamos al utilizarlas.

2.2. Historia [3]

Las zapatas representan la forma más antigua de cimentación. Hasta mediados del siglo deicinueve, la mayor parte de las zapatas eran de mampostería. si se construían de piedra cortada y labrada a tamaños especificados, se les llamaba zapatas de piedra labrada. En contraste, las zapatas de mampostería ordinaria se construían con pedazos de piedra de todos los tamaños, unidos con mortero. Las zapatas de mampostería eran adecuadas para casi todas las estructuras, hasta que aparecieron los edificios altos con cargas pesadas en las columnas. Estas cargas requerían zapatas grandes y pesadas que ocupaban un valioso espacio en los sótanos.

En los primeros intentos para ampliar las áreas de las zapatas, sin aumentar el peso, se construían emparrillados de madera, y las zapatas convencionales de mampostería se colocaban sobre ellos. En 1891, se utilizó un emparrillado construido con rieles de acero de ferrocarril, ahogados en concreto como una mejora del emparrillado de madera. El emparrillado de rieles fue un adelanto importante, porque ahorraba mucho peso y aumentaba el espacio en el sótano. En la siguiente década, los rieles de ferrocarril fueron sustituidos por las vigas I de acero, que ocupaban un poco más de espacio, pero que eran apreciablemente más económicas en acero.

Las vigas de acero en I se adaptaban admirablemente a la construcción de zapatas en cantiliver. Estas se empezaron a usar en 1887, casi simultáneamente en dos edificios en Chicago.

Con el advenimiento del concreto reforzado, poco después de 1900, las zapatas de emparrillado fueron superadas casi por completo por las de concreto reforzado, que son todavía el tipo dominante.

2.3. Consideraciones Generales [3]

Una de las variables a considerar en el diseño de las zapatas es su profundidad de desplante. En zonas frías se desplantan comúnmente a una profundidad no menor que la penetración normal de la congelación, lo cual no es el caso en la ciudad de México. En el otro extremo, es decir, en climas calientes o

en regiones semiáridas, la profundidad mínima de las zapatas puede depender de la mayor profundidad a que los cambios estacionales de la humedad produzcan una contracción y expansión apreciable del suelo.

En términos generales, la profundidad a la que se desplanta una zapata, depende del carácter del subsuelo, de la carga que debe soportar, y del costo del cemento.

La excavación para una zapata de concreto reforzado debe mantenerse seca, para poder colocar el refuerzo y sostenerlo en su posición correcta mientras se cuele el concreto. Para hacer esto en los suelos que contienen agua, como buena parte de los de la ciudad de México, puede ser necesario bombear, ya sea de cárcamos o de un sistema de drenes instalado previamente.

2.4. Presiones Admisibles en el Suelo [3]

En los primeros tiempos de la ingeniería de cimentaciones se elegía el área de las zapatas de acuerdo con el criterio del ingeniero, basándose en su experiencia. En la mayor parte de los lugares se inventaron reglas empíricas sencillas. Por ejemplo, en algunas partes de los Estados Unidos, el ancho de una zapata corrida en pies era igual al número de pisos de la estructura. No se pensó en dar áreas mayores a las zapatas para soportar cargas más pesadas.

Al principio de la década de 1870, la determinación de las dimensiones se hizo apoyándose en una base más racional. Los ingenieros progresistas de aquellos días recomendaban que las áreas de las zapatas en un lugar dado, se hicieran proporcionales a las cargas que obraban en ellas, y que el centro de gravedad de la carga debía coincidir con el centroide de la zapata. Aquí es importante reflexionar en cuanto a que progresista no es sinónimo de simplista, como actualmente tiende a considerarse; por el contrario, el ser progresista implica sí, un uso más audaz, pero también más racional, de los elementos con los que se cuenta. Se creía que con ese procedimiento de dimensionamiento, los asentamientos de todas las zapatas serían iguales y que no se inclinaría ninguna zapata si se seguían concienzudamente estas recomendaciones. No olvidemos que buena parte de las construcciones que iban exigiendo una especialización mayor en la ingeniería de cimentaciones de la época, no se encontraban en zonas sísmicas, por lo que podía ser realista el intento por hacer coincidir las carga que obraba sobre la zapata coincidiera con el centroide de la misma. Además, se creía que para cada suelo existía una presión específica bajo la cual los asentamientos de las

diferentes zapatas no excederían de valores razonables.

Con el perfeccionamiento de la mecánica de suelos, se hizo evidente que la seguridad o el asentamiento de una zapata dependen de muchos factores, además de la presión ejercida en el subsuelo. Sin embargo, como el concepto de la presión admisible en el suelo es tan cómodo, se ha conservado en la moderna ingeniería de cimentaciones, pero con modificaciones y limitaciones dictadas por los criterios actuales.

2.5. Requisitos Básicos del Diseño [4]

Cualquiera que sea el tipo de cimentación seleccionada, el diseñador debe dimensionar los elementos estructurales que componen a la cimentación, de tal manera que satisfaga los siguientes requisitos básicos:

- Los esfuerzos que transmita la cimentación al terreno de apoyo deben ser compatibles con su resistencia al corte, dentro de un factor de seguridad. Esto implica determinar la capacidad de carga admisible del terreno de apoyo, para la cimentación elegida.
- Las deformaciones que sufran el terreno y la estructura por la aplicación de estos esfuerzos deben ser tolerables para la estructura misma y para las estructuras o instalaciones municipales colindantes. Esto requiere determinar los asentamientos que sufrirá el suelo, o la roca, en que se apoye la cimentación.

En los suelos de alta resistencia y baja compresibilidad, o en rocas inalteradas (sanas), la cimentación sobre zapatas aisladas o continuas es adecuada, aún para cargas de gran magnitud.

2.6. Capacidad de Carga [4]

Los factores que intervienen en la capacidad de carga de una cimentación somera se comprenden fácilmente a través de la ecuación desarrollada por K. Terzaghi para el equilibrio límite de una zapata de longitud infinita y ancho B , ver figura 2.1.

La máxima presión media q_{ult} aplicada en la base de la zapata produce la falla del mecanismo, el cual está formado por las zonas I, II y III, con las siguientes características:

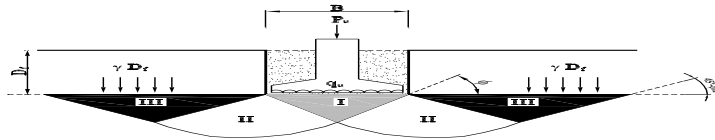


Figura 2.1: Mecanismo de falla para una zapata de longitud infinita

Zona I: Es una cuña de suelo que desciende junto con la zapata, en donde el suelo se encuentra en *equilibrio elástico* y su deformación volumétrica es pequeña; su inclinación está dada por el ángulo ϕ .

Zona II: Es una zona de *equilibrio plástico radial*, donde las superficies de falla curvas son espirales logarítmicas y las planas son radios de la espiral que pasa por el punto 0.

Zona III: En la que las superficies de *falla plástica* son planas y forman un ángulo de $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ con la horizontal.

El suelo que se encuentra a los lados de la zapata, sobre su plano de apoyo, ejerce una presión confinante $p_0 = \gamma D_f$ sobre la zona III, siendo γ el peso volumétrico del suelo confinante.

El equilibrio límite de este mecanismo se alcanza cuando el desplazamiento vertical de la zapata ρ es suficientemente grande para desarrollar la deformación plástica del suelo en las zonas III y III. Considerando que dentro de estas zonas plásticas el suelo es homogéneo y su resistencia al corte está dada por la expresión general de Coulomb (2.1):

$$s = c + \sigma \tan(\phi) \quad (2.1)$$

Terzaghi obtuvo la siguiente expresión general de la capacidad de carga última del suelo bajo una zapata de longitud infinita y ancho B (2.2):

$$q_{ult} = cN_c + \frac{1}{2}\gamma_1BN_\gamma + \gamma_2D_fN_q \quad (2.2)$$

en la que:

q_{ult} : Capacidad de carga última del suelo en ton/m^2 .

γ_1 y γ_2 : Peso volumétrico del suelo bajo la zapata y sobre el nivel de desplante, respectivamente, en ton/m^3 .

c : Ordenada al origen de la envolvente de resistencia al corte del suelo (cohesión), en ton/m^2 .

N_c , N_γ y N_q : Factores de capacidad de carga, que son función del ángulo de fricción interna del suelo.

B : Ancho de la zapata en m .

D_f : Profundidad de desplante de la zapata en m .

De la ecuación (2.2) puede concluirse que la capacidad de carga última de una zapata depende de los siguientes factores:

- Peso volumétrico γ , y resistencia al corte del suelo c y ϕ .
- Ancho de la zapata B .
- Profundidad de desplante D_f .

2.7. Ecuaciones para el Cálculo de la Capacidad de Carga

Diversos autores han propuesto ecuaciones para el cálculo de la capacidad de carga última del suelo, y si bien todos ellos parten de la ecuación original propuesta por Terzaghi (ver ecuación (2.2)), sus aportaciones expresan su propia experiencia en este tema.

A continuación se hará una breve presentación de las ecuaciones y ayudas de cálculo que el lector puede encontrar en las diversas referencias presentadas al final de este documento. El objetivo de esta presentación no es el de generar confusión en el usuario de estas notas, sino el de ampliar su panorama de estudio.

2.7.1. Foundation Analysis and Design [1]

Terzaghi (1943)

$$q_{ult} = cN_c s_c + \gamma D_f N_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma \quad (2.3)$$

donde

$$N_q = \frac{\exp\left(2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan(\phi)\right)}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (2.4)$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot(\phi) \quad (2.5)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan(\phi)}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2(\phi)} - 1 \right) \quad (2.6)$$

Forma de la zapata	Rectangular	Circular	Cuadrada
s_c	1.0	1.3	1.3
s_γ	1.0	0.6	0.8

El término $K_{p\gamma}$ es un coeficiente de presión pasiva cuya forma de obtención nunca fue completamente explicada por Terzaghi. Los diferentes autores han realizado sus propios cálculos de $K_{p\gamma}$ para calcular los valores de N_γ que presentan en sus libros. No pierda de vista el lector que en las ecuaciones (2.4), (2.5) y (2.6) el ángulo ϕ debe estar en radianes.

En los cuadros 2.1¹, 2.2 y 2.3 se muestran los valores de N_c , N_γ y N_q en función del ángulo de fricción interna ϕ calculados en [1] y [2].

Meyerhof (1963)

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + \gamma D_f s_q d_q N_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad (2.7)$$

donde

¹Según Terzaghi para $\phi = 0^\circ$, $N_c = 1.5\pi + 1$

ϕ	N_c	N_q	N_γ	$K_{p\gamma}$
0°	5.7	1.0	0.0	10.8
5°	7.3	1.6	0.5	12.2
10°	9.6	2.7	1.2	14.7
15°	12.9	4.4	2.5	18.6
20°	17.7	7.4	5.0	25.0
25°	25.1	12.7	9.7	35.0
30°	37.2	22.5	19.7	52.0
34°	52.6	36.5	36.0	
35°	57.8	41.4	42.4	82.0
40°	95.7	81.3	100.4	141.0
45°	172.3	173.3	297.5	298.0
48°	258.3	287.9	780.1	
50°	347.5	415.1	1153.2	800.0

Cuadro 2.1: Factores de capacidad de carga para la ecuación de Terzaghi [1].

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0°	5.70	1.00	0.00	26°	27.09	14.21	9.84
1°	6.00	1.10	0.01	27°	29.24	15.90	11.60
2°	6.30	1.22	0.04	28°	31.61	17.81	13.70
3°	6.62	1.35	0.06	29°	34.24	19.98	16.18
4°	6.97	1.49	0.10	30°	37.16	22.46	19.13
5°	7.34	1.64	0.14	31°	40.41	25.28	22.65
6°	7.73	1.81	0.20	32°	44.04	28.52	26.87
7°	8.15	2.00	0.27	33°	48.09	32.23	31.94
8°	8.60	2.21	0.35	34°	52.64	36.50	38.04
9°	9.09	2.44	0.44	35°	57.75	41.11	45.41
10°	9.61	2.69	0.56	36°	63.53	47.16	54.36
11°	10.16	2.98	0.69	37°	70.071	53.80	65.27
12°	10.76	3.29	0.85	38°	77.50	61.55	78.61

Cuadro 2.2: Factores de capacidad de carga para la ecuación de Terzaghi [2].

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
13°	11.41	3.63	1.04	39°	85.97	70.61	95.03
14°	12.11	4.02	1.26	40°	95.66	81.27	115.31
15°	12.86	4.45	1.52	41°	106.81	93.85	140.51
16°	13.68	4.92	1.82	42°	119.67	108.75	171.99
17°	14.60	5.45	2.18	43°	134.58	126.50	211.56
18°	15.12	6.04	2.59	44°	151.95	147.74	261.60
19°	16.56	6.70	3.07	45°	172.28	173.28	325.34
20°	17.69	7.44	3.64	46°	196.22	204.19	407.11
21°	18.92	8.26	4.31	47°	224.55	241.80	512.84
22°	20.27	9.19	5.09	48°	258.28	287.85	650.67
23°	21.75	10.23	6.00	49°	298.71	344.63	831.99
24°	23.26	11.40	7.08	50°	347.50	415.14	1072.80
25°	25.13	12.72	8.34				

Cuadro 2.3: Factores de capacidad de carga para la ecuación de Terzaghi. Continuación [2].

$$N_q = \exp(\pi \tan(\phi)) \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.8)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\phi) \quad (2.9)$$

$$N_c = \pi + 2 \quad \text{para } \phi = 0^\circ \quad (2.10)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) \quad (2.11)$$

$$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L} \quad \text{para cualquier } \phi \quad (2.12)$$

$$s_q = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L} \quad \text{para } \phi > 10^\circ \quad (2.13)$$

$$s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L} \quad \text{para } \phi > 10^\circ \quad (2.14)$$

$$s_c = 1 \quad \text{para } \phi = 0^\circ \quad (2.15)$$

$$s_\gamma = 1 \quad \text{para } \phi = 0^\circ \quad (2.16)$$

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D_f}{B} \quad \text{para cualquier } \phi \quad (2.17)$$

$$d_q = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D_f}{B} \quad \text{para } \phi > 10^\circ \quad (2.18)$$

$$d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D_f}{B} \quad \text{para } \phi > 10^\circ \quad (2.19)$$

$$d_c = 1 \quad \text{para } \phi = 0^\circ \quad (2.20)$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{para } \phi = 0^\circ \quad (2.21)$$

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.22)$$

En las ecuaciones (2.8), (2.9) y (2.11) el ángulo ϕ debe estar en radianes, mientras que en la ecuación (2.22) el ángulo debe estar en grados.

Hansen (1970)

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + \gamma D_f s_q d_q N_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad (2.23)$$

donde

$$N_q = \exp(\pi \tan(\phi)) \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.24)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\phi) \quad (2.25)$$

$$N_c = \pi + 2 \quad \text{para } \phi = 0^\circ \quad (2.26)$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan(\phi) \quad (2.27)$$

$$s_c = 0.2 \frac{B'}{L'} \quad \text{para } \phi = 0^\circ \quad (2.28)$$

$$s_c = 1.0 + \frac{N_q B'}{N_c L'} \quad \text{para } \phi \neq 0^\circ \quad (2.29)$$

$$s_q = 1 + 0.1 \frac{B'}{L'} \sin(\phi) \quad \text{para cualquier } \phi \quad (2.30)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6 \quad \text{para cualquier } \phi \quad (2.31)$$

$$d_c = 0.4k \quad \text{para } \phi = 0^\circ \quad (2.32)$$

$$d_c = 1.0 + 0.4k \quad \text{para } \phi \neq 0^\circ \quad (2.33)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan(\phi) (1 - \sin(\phi))^2 k \quad \text{para cualquier } \phi \quad (2.34)$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{para cualquier } \phi \quad (2.35)$$

$$k = \frac{D_f}{B} \quad \text{si } \frac{D_f}{B} \leq 1 \quad (2.36)$$

$$k = \arctan\left(\frac{D_f}{B}\right) \quad \text{si } \frac{D_f}{B} > 1 \quad (2.37)$$

En las ecuaciones (2.24), (2.25) y (2.27) el ángulo ϕ debe estar en radianes, mientras que en las ecuaciones (2.30) y (2.34) el ángulo debe estar en grados. Por otro lado, cuando se emplee la ecuación (2.37) la calculadora deberá estar en modo para radianes.

Vesic (1973, 1975)

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + \gamma D_f s_q d_q N_q + 0.5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad (2.38)$$

donde

$$N_q = \exp(\pi \tan(\phi)) \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.39)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\phi) \quad (2.40)$$

$$N_c = \pi + 2 \quad \text{para } \phi = 0^\circ \quad (2.41)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi) \quad (2.42)$$

$$s_c = 1.0 + \frac{N_q B}{N_c L} \quad \text{para } \phi \neq 0^\circ \quad (2.43)$$

$$s_q = 1 + 0.1 \frac{B'}{L'} \tan(\phi) \quad \text{para cualquier } \phi \quad (2.44)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.6 \quad \text{para cualquier } \phi \quad (2.45)$$

$$d_c = 0.4k \quad \text{para } \phi = 0^\circ \quad (2.46)$$

$$d_c = 1.0 + 0.4k \quad \text{para } \phi \neq 0^\circ \quad (2.47)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan(\phi) (1 - \sin(\phi))^2 k \quad \text{para cualquier } \phi \quad (2.48)$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{para cualquier } \phi \quad (2.49)$$

$$k = \frac{D_f}{B} \quad \text{si } \frac{D_f}{B} \leq 1 \quad (2.50)$$

$$k = \arctan\left(\frac{D_f}{B}\right) \quad \text{si } \frac{D_f}{B} > 1 \quad (2.51)$$

En las ecuaciones (2.39), (2.40) y (2.42) el ángulo ϕ debe estar en radianes, mientras que en las ecuaciones (2.44) y (2.48) el ángulo debe estar en grados. Por otro lado, cuando se emplee la ecuación (2.51) la calculadora deberá estar en modo para radianes.

2.7.2. Ingeniería de Cimentaciones [4]

Capacidad de Carga Neta

La presión q_{ult} ejercida por la zapata infinita sobre el suelo de apoyo, a la profundidad D_f está formada por las siguientes componentes expresadas como cargas por unidad de longitud:

- Carga máxima aplicada por la estructura sobre la zapata P_{eu} .
- El peso propio de la zapata P_z .
- El peso del relleno de la zanja excavada para construirla P_r .

Por lo tanto la presión para q_{ult} puede expresarse como sigue:

$$q_{ult} = \frac{P_{eu} + P_z + P_r}{B} = p_{eu} + p_z + p_r$$

donde:

p_{eu} : Es la *presión o esfuerzo* ejercido por la estructura sobre el terreno de desplante.

p_z : Es la *presión o esfuerzo* ejercido por el peso propio de la zapata sobre el terreno de desplante.

p_r : Es la *presión o esfuerzo* ejercido por el peso del relleno, de la zanja excavada para construir la zapata, sobre el terreno de desplante.

Usualmente se considera que $p_z + p_r$ es aproximadamente igual a la presión ejercida por la tierra antes de excavar la zanja, es decir $\gamma_2 D_f$, por lo que se tiene que q_{ult} es aproximadamente igual a:

$$q_{ult} = p_{eu} + \gamma_2 D_f$$

Sustituyendo esta expresión en la ecuación (2.2) se obtiene:

$$p_{eu} + \gamma_2 D_f = cN_c + 0.5\gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$$

de donde

$$p_{eu} = cN_c + 0.5\gamma_1 N_\gamma + \gamma_2 D_f (N_q - 1)$$

La presión (esfuerzo) máxima p_{eu} que puede permitirse que aplique la estructura sobre la zapata, *sin incluir su peso propio ni el del relleno de tierra*, se denomina *capacidad de carga neta última* q_{nu} ; por tanto se le expresa como:

$$q_{nu} = cN_c + 0.5\gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f (N_q - 1) \quad (2.52)$$

Zapatas en Arcilla Saturada

La figura 2.2 muestra el mecanismo de falla plástica de una zapata continua desplantada sobre arcilla saturada, con el nivel freático a la misma profundidad que el desplante de la zapata.

En un punto cualquiera P dentro de las zonas plásticas II o III, el estado de esfuerzos se representa por el círculo de Mohr también mostrado en la

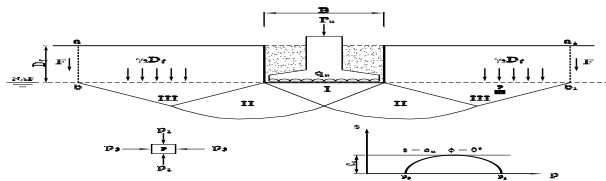


Figura 2.2: Mecanismo de falla de zapatas en arcilla saturada

figura. Este círculo es tangente a la envolvente de resistencia dada por la recta horizontal, cuya ordenada al origen es c_u , e inclinación dada por el ángulo $\phi = 0^\circ$. Por tanto, su resistencia al corte se expresa por la ecuación:

$$s = c_u$$

Esta envolvente corresponde a una prueba triaxial no drenada (UU), en la que la carga de ruptura se aplica a la probeta de suelo en corto tiempo y sin drenaje. En el campo, la baja permeabilidad de la arcilla no permite la disipación rápida de las presiones desarrolladas en el agua de los poros, por lo que se considera que las condiciones de carga y de drenaje de las probetas de laboratorio son semejantes a las que ocurren en el suelo que está bajo la zapata.

En los cuadros 2.1 y 2.2 puede verse que, para $\phi = 0^\circ$, los factores de capacidad de carga para una zapata continua son:

$$N_c = 5.14, \quad N_q = 1 \quad y \quad N_\gamma = 0$$

La ecuación general (2.2) se convierte en:

$$q_{ult} = c_u N_c + \gamma D_f$$

Sustituyendo $N_c = 5.14$ en la ecuación anterior se obtiene:

$$q_{ult} = 5.14c_u + \gamma D_f \quad (2.53)$$

Influencia de la Profundidad de Desplante

La ecuación (2.53) muestra que la capacidad de carga límite de una zapata en arcilla saturada es independiente del peso volumétrico del suelo bajo la zapata, así como del ancho B de ésta. Sin embargo, las investigaciones basadas en estudios teórico-experimentales realizadas por Skempton indican que el valor de N_c aumenta con la relación D_f/B , a causa de la resistencia F que se desarrolla en los planos verticales ab y a_1b_1 . Para tomar en cuenta este efecto Skempton propuso la siguiente expresión simplificada para N_c , en el caso de una zapata de longitud infinita:

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) \quad (2.54)$$

Esta ecuación es válida hasta $D_f/B < 2.5$, permaneciendo constante después de este valor. De aquí se puede concluir que para una zapata continua, cuya profundidad de desplante D_f varía de 0 a 2.5 veces B , o mayor, el valor de N_c varía de 5.70 a 8.55.

Zapatas Rectangulares

Para el caso de una zapata rectangular de longitud L y ancho B , Skempton propuso, en 1951, la siguiente expresión, que permite interpolar, aproximadamente entre dos curvas extremas correspondientes a zapatas continuas y zapatas cuadradas o circulares.

$$N_{cr} = 5.14 \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \quad (2.55)$$

Sustituyendo la ecuación (2.55) en la ecuación (2.2) se obtiene la ecuación para la capacidad de carga de una zapata rectangular en arcilla saturada:

$$q_{ult} = 5.14 \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) c_u + \gamma D_f \quad (2.56)$$

donde $D_f/B \leq 2.5$.

Zapata Cuadrada o Circular

En este caso $B = L$, por lo que la ecuación (2.56) adquiere la siguiente forma:

$$q_{ult} = 6.84 \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) \quad (2.57)$$

Zapatas en Arena

En arenas secas o en arenas saturadas, carentes de cohesión entre sus partículas, la resistencia al corte s es solamente el resultado de la fricción entre los granos y es una función lineal de la presión intergranular efectiva p'_n , normal al plano de falla.

La envolvente de resistencia típica de las arenas, es representada por una línea recta cuya ecuación es:

$$s = p'_n \tan(\phi)$$

Esta envolvente se obtiene mediante pruebas triaxiales del tipo consolidada drenada (CD), en especímenes de arenas saturadas, o pruebas del tipo no drenada (UU) en arenas secas.

La ordenada al origen es $c = 0$. Sustituyendo este valor en la ecuación (2.2) se obtiene la *capacidad de carga última* q_{ult} , para una zapata infinita apoyada en arena, desplantada a la profundidad D_f , que *incluye el peso propio de la zapata y del relleno*.

$$q_{ult} = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q \quad (2.58)$$

Para una zapata cuadrada, esta ecuación es ligeramente diferente, y prácticamente la diferencia es poco significativa:

$$q_{ult} = 0.4 \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q \quad (2.59)$$

Debe recordarse que, si se ignora el peso del cimiento y del relleno, se debe sustituir N_q por $(N_q - 1)$ en ambas ecuaciones anteriores, según la ecuación (2.52), para obtener la capacidad de carga neta última q_{nu} , que la estructura puede aplicar en el plano superior de la zapata.

Influencia del Nivel Freático

Cuando el nivel freático se encuentra a la profundidad de la zapata o muy próximo a ella, el peso del suelo disminuye hasta el valor del peso volumétrico sumergido, $\gamma' = \gamma_{sat} - 1$, y la ecuación (2.58) cambia a:

$$q_{ult} = \frac{1}{2}\gamma'_1 B N_\gamma + \gamma'_2 D_f N_q \quad (2.60)$$

Si el suelo que está arriba del desplante se encuentra también sumergido bajo el nivel freático:

$$q_{ult} = \frac{1}{2}\gamma'_1 B N_\gamma + \gamma'_2 D_f N_q \quad (2.61)$$

El ángulo de fricción interna ϕ_e de la arena saturada es sensiblemente el mismo que el de la arena seca; en cambio, el peso sumergido se reduce, a la mitad del peso saturado aproximadamente; de aquí que la *sumergencia total de la zapata reduzca la capacidad de carga, prácticamente, a la mitad del valor correspondiente a la misma arena con humedad natural; es decir, cuando se encuentra sobre el nivel freático.*

Una dificultad práctica para la aplicación de las ecuaciones (2.58) a (2.61), consiste en la determinación confiable del ángulo ϕ_e , debido a la gran dificultad práctica para obtener y manejar muestras inalteradas de arena sin cohesión. Para determinar el valor de ϕ_e se recurre entonces a cualquiera de los dos procedimientos indirectos que emplean las pruebas de penetración dinámica o el penetrómetro de cono estático.

2.8. Capacidad de Carga Admisibile

La capacidad de carga admisible q_{adm} para diseño, se obtiene afectando a la capacidad límite q_{ult} por un factor de seguridad, usualmente $FS = 3$, según la expresión:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} = \frac{q_{ult}}{3} \quad (2.62)$$

2.9. Zapatas con Carga Excéntrica o Carga Inclinada

Una zapata puede estar cargada excéntricamente debido a una columna excéntrica que le transmite carga axial y momentos alrededor de uno o

ambos ejes. La excentricidad también puede deberse a una columna que de origen no se encuentra centrada sobre la zapata, o bien, que originalmente se encontraba centrada y llegó a estar posteriormente fuera del centro de la zapata por trabajos de remodelación o refuerzo en la estructura.

2.9.1. Zapatas con Excentricidad

Diversas investigaciones han mostrado que las dimensiones *efectivas* obtenidas de la ecuación (2.63) son útiles para calcular la capacidad de carga de zapatas con excentricidad.

$$L' = L - 2e_L \quad B' = B - 2e_B \quad (2.63)$$

donde e_L es la excentricidad en la zapata paralela a la dimensión L y e_B es la excentricidad en la zapata paralela a la dimensión B (ver figura 2.3).

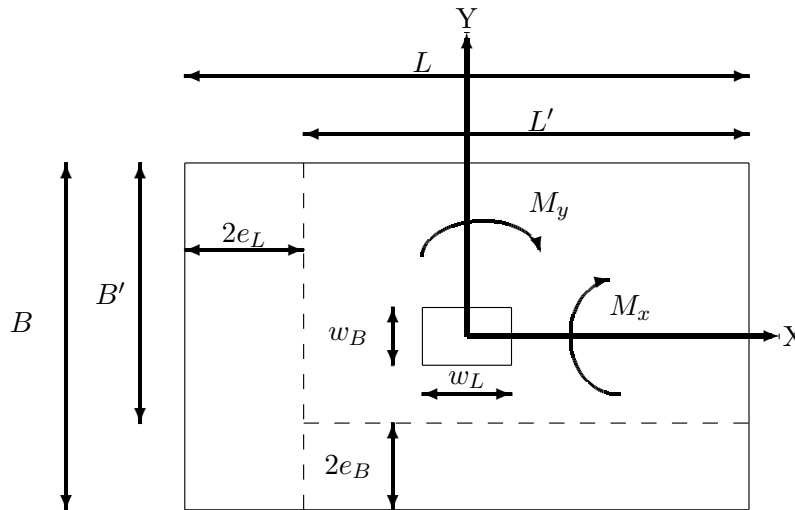


Figura 2.3: Dimensiones efectivas en zapata con carga excéntrica

Es importante hacer notar que si B' resulta ser mayor que L' , deberá intercambiarse la nomenclatura de tal forma que siempre se cumpla que $L' \geq B'$

El área efectiva de la zapata se obtiene a partir de estas dimensiones y es igual a (ecuación (2.64)):

$$A_f = B'L' \quad (2.64)$$

Existen algunas recomendaciones en cuanto a las dimensiones mínimas que deben tener las zapatas a partir de las excentricidades que se presentarán ellas (ver ecuación (2.65)), por lo que para efectos de diseño, se deberán considerar como puntos de partida. Las dimensiones finales podrán ser mayores si así se requiere.

$$\begin{aligned} B_{mín} &= 4e_B + w_B \\ L_{mín} &= 4e_L + w_L \\ B' &= 2e_B + w_B \\ L' &= 2e_L + w_L \end{aligned} \quad (2.65)$$

donde w_L es la dimensión de la columna paralela a la dimensión L y w_B es la dimensión de la columna paralela a la dimensión B .

Existen dos métodos para calcular la capacidad de carga en zapatas con excentricidad, los cuales se mencionan a continuación.

Método 1

En este método se pueden utilizar tanto las ecuaciones propuestas por Hansen, como las propuestas por Vesic, haciendo los siguientes ajustes:

1. Utilizar B' en el término γBN_γ .
2. Utilizar B' y L' en el cálculo de los factores de forma (s_c , s_q y s_γ).
3. Utilizar las dimensiones reales B y L en el cálculo de los factores de profundidad (d_c , d_q y d_γ).

La capacidad de carga última calculada (q_{ult}) se podrá reducir por el factor de carga correspondiente para obtener la capacidad de carga admisible (q_{adm}); ésta deberá compararse con la capacidad de carga de diseño que se calculará según la ecuación (2.66):

$$q_{Diseño} = \frac{P_{estructura} + P_{zapata} + P_{relleno}}{B'L'} \quad (2.66)$$

Método 2

Este método consiste en utilizar las ecuaciones propuestas por Hansen y corregirlas por un factor de excentricidad (ecuación (2.68)).

$$q_{ult,exc} = q_{ult} \times R_{e_B} \times R_{e_L} \quad (2.67)$$

donde

$$R_{e_B} = 1 - \frac{2e_B}{B}; \quad \text{para suelos cohesivos}$$

$$R_{e_L} = 1 - \frac{2e_L}{L}; \quad \text{para suelos cohesivos}$$

$$R_{e_B} = 1 - \sqrt{\frac{e_B}{B}}; \quad \text{para suelos no cohesivos y para } 0 < \frac{e_B}{B} < 0.3$$

$$R_{e_L} = 1 - \sqrt{\frac{e_L}{L}}; \quad \text{para suelos no cohesivos y para } 0 < \frac{e_L}{L} < 0.3$$

En la práctica las relaciones $\frac{e_B}{B}$ y $\frac{e_L}{L}$ son casi siempre mayores que 0.2 y usualmente se limitan a $e_B \leq \frac{B}{6}$ y $e_L \leq \frac{L}{6}$ respectivamente.

Como una alternativa, uno puede usar directamente las ecuaciones de Meyerhof utilizando a B' y L' para calcular los factores de forma y profundidad, y utilizando B' en el término $0.5\gamma B'N_\gamma$.

También en este caso la capacidad de carga última calculada (q_{ult}) se podrá reducir por el factor de carga correspondiente para obtener la capacidad de carga admisible (q_{adm}); ésta deberá compararse con la capacidad de carga de diseño que se calculará según la ecuación (2.68):

$$q_{Diseño} = \frac{P_{estructura} + P_{zapata} + P_{relleno}}{BL} \quad (2.68)$$

Bibliografía

- [1] Bowles J., 1996, *Foundation Analysis and Design*, Fifth Edition, McGraw-Hill
- [2] Das B., 1998, *Principles of Foundation Engineering*, Fourth Edition, Prentice Hall
- [3] Peck R., Hanson W. y Thornburn T., 2003, *Ingeniería de Cimentaciones*, Limusa
- [4] Tamez E., 2001, *Ingeniería de Cimentaciones. Conceptos Básicos de la Práctica*, TGC