

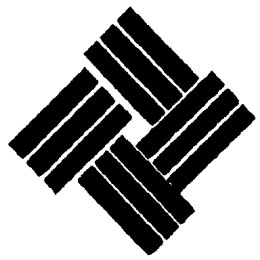
881215

1
20j

UNIVERSIDAD ANAHUAC

ESCUELA DE INGENIERIA,

CON ESTUDIOS INCORPORADOS A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS Y SU APLICACION PRACTICA EN CIMENTACIONES

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTA

EDGAR DAVID GAMBOA HERNANDEZ

MEXICO, D. F.

1987

FALLA DE ORIGEN



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 está 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.

I N D I C E

INTRODUCCION	1
CAPITULO I METODOS PRACTICOS PARA EL CALCULO DE - CAPACIDAD DE CARGA.	4
I.1 Definiciones	5
I.2 Pruebas de carga in-situ	7
I.3 Determinación de los modos de falla en un suelo	17
I.4 Problemas de aplicación	26
CAPITULO II METODOS ANALITICOS PARA EL CALCULO DE- CAPACIDAD DE CARGA	28
II.1 Teoría de la elasticidad	29
II.2 Teoría clásica de presión en suelos ..	35
II.3 Teorías de la plasticidad	43
II.3.1 Teoría de Terzaghi	44
II.3.2 Contribuciones de Vesić	58
II.3.3 Teoría de Meyerhof	72
II.3.4 Teoría de Skempton	80
II.3.5 Recomendaciones generales	84
II.4 Problemas de aplicación	86

CAPITULO III	REGLAMENTOS OFICIALES Y CODIGOS DE - CONSTRUCCION PARA LA OBTENCION DE LA - CAPACIDAD DE CARGA.	99
III.1	Reglamentos oficiales	100
III.2	Códigos de construcción y manuales de- ingeniería	103
CAPITULO IV	APLICACION DE LAS TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS EN CIMENTACIONES PO CO PROFUNDAS.	111
IV.1	Factores que determinan el tipo de ci- mentación	112
IV.2	Cimentaciones en arenas y gravas	113
IV.3	Cimentaciones en arcillas homogéneas .	120
IV.4	Cimentaciones en arcillas fisuradas...	125
IV.5	Cimentaciones en limos y loess	126
IV.6	Cimentaciones en suelos estratificados	129
IV.7	Cimentaciones en roca	131
APENDICE		136
CONCLUSIONES		150
BIBLIOGRAFIA		156

I N T R O D U C C I O N

La finalidad de este trabajo es presentar un material que proporcione a los estudiantes y profesionales de la Ingeniería Civil, los métodos más generales y principales -- que se han desarrollado hasta hoy para resolver el problema fundamental de determinar la Capacidad de Carga de los suelos para fines de ingeniería.

En la actualidad, algunos de los métodos teóricos para el cálculo de la Capacidad de Carga se fundamentan en las Matemáticas Aplicadas y en la Mecánica del Medio Continuo, por lo que están afectados por todas las hipótesis y limitaciones frecuentes en aquellos campos y, por lo tanto, son de difícil aplicación directa a la realidad de las obras de ingeniería. Es así, que algunos otros métodos, especialmente los que corresponden a esfuerzos recientes, la observación y el empirismo juegan un papel mucho más importante.

Sin embargo, la Mecánica de Suelos ha podido seleccionar convenientemente y desarrollar sus propias teorías -- con vistas a resolver su problema específico. Es por ello, que la construcción de cimentaciones (principal aplicación de las Teorías de Capacidad de Carga), se basa en las recomendaciones y prácticas que el sentido común y la experiencia han desarrollado a través de los años.

Se pretende lograr que una vez establecidas las diferentes Teorías de Capacidad de Carga, se proporcione una idea al lector de como fijar una teoría para considerarla adecuada en la resolución de un problema específico, ya que cada una de las mismas es propia para cada caso en particular, con respecto al tipo de suelo que se esté analizando.

En general, conviene reducir el problema a dos casos particulares: La Capacidad de Carga en suelos puramente "cohesivos" ($c \neq 0, \phi = 0$) y la de suelos puramente "friccionantes" ($c = 0, \phi \neq 0$). Algunas de las teorías más usadas actualmente, se presentan para el caso más amplio de suelos con "cohesión" y "fricción".

El presente trabajo se encuentra conformado por cuatro capítulos; el primero de ellos establece los métodos prácticos para el cálculo de la Capacidad de Carga basados en pruebas de carga in-situ, en el segundo capítulo se desarrollan los métodos analíticos para el cálculo de la Capacidad de Carga, basándose cada uno de ellos en la solución de Prandtl para la indentación de un sólido rígido en un medio continuo, semi-infinito, homogéneo e isótropo bajo condiciones de deformación plana, esta solución desarrollada en el marco de la Teoría de la Plasticidad, supone el medio rígido plástico perfecto.

Cada uno de los capítulos antes mencionados, presenta algunos ejemplos de aplicación para la mejor comprensión de los distintos métodos de cálculo.

En el desarrollo del tercer capítulo, se utilizan manuales de ingeniería y códigos de construcción para la obtención de la Capacidad de Carga y la obtención de los factores de seguridad adecuados en cada una de las estructuras analizadas. Por último, en el cuarto capítulo, se establecen algunas consideraciones prácticas para la aplicación de las Teorías de Capacidad de Carga en Suelos en cimentaciones poco profundas, en función del tipo de suelo analizado.

Se cuenta al final del trabajo con un apéndice para aclaración de algunas definiciones y desarrollo de algunos conceptos.

Es objetivo fundamental del presente trabajo de tesis, ser una guía sencilla, rápida y accesible para la aplicación de soluciones a los problemas de Capacidad de Carga.

CAPITULO I

METODOS PRACTICOS PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

I.1 DEFINICIONES

CLASIFICACION DE LOS SUELOS

Cualquier suelo que vaya a soportar una cimentación, es clasificado en función de su "capacidad" para soportar las cargas impuestas, sin sufrir fallas o deformaciones considerables dentro de la masa de suelo. La clasificación está dada en términos de CAPACIDAD DE CARGA.

DEFINICIONES:

El AREA DE CARGA, es el área de contacto entre el suelo y la base de la cimentación en la cual descansan las cargas impuestas.

CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA de un suelo, q_u , es el valor último del esfuerzo, o del promedio de la presión de contacto, que es transmitida por la base de la cimentación al suelo, hasta el instante en que el suelo presenta una falla o ruptura.

Naturalmente, el ingeniero debe considerar una seguridad adecuada para evitar fallas en la Capacidad de Carga del suelo (por cortante y/o asentamiento).

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE de un suelo, q_{adm} , es la relación de la Capacidad de Carga última entre un FACTOR DE SEGURIDAD adecuado (F.S.).

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F.S.}$$

Dependiendo de la importancia y del tipo de estructura, se determina el Factor de Seguridad. Ver el Inciso - III.2.

En algunas ocasiones, cuando el asentamiento es el factor que gobierna la estabilidad en la estructura, entendemos como Capacidad de Carga última, el máximo valor del esfuerzo aplicado en el suelo, que no causará asentamientos - mas allá de los permisibles, previamente fijados.

Es importante indicar que el desarrollo de este - trabajo, se encarga de establecer los parámetros para el - - cálculo de la Capacidad de Carga, sin considerar los asentamientos que se produzcan en el suelo, producidos por la estructura analizada.

El límite impuesto al valor del total del asentamiento de una cimentación, es conocido con el nombre de ASENTAMIENTO TOLERABLE O MAXIMO PERMISIBLE. Es conveniente que una vez diseñada una cimentación, en función de la Capacidad de Carga del terreno, se analicen los asentamientos que producirá la misma y se comparen con los asentamientos máximos-permisibles. En el caso de que los asentamientos sean mayores, se deberá proceder a realizar un nuevo diseño para la cimentación.

I.2 PRUEBAS DE CARGA IN-SITU.

La prueba de carga in-situ, también es conocida como prueba de carga con placa. Para efectuar dicha prueba, - para fines de cálculo de cimentaciones poco profundas, la -- placa deberá colocarse centrada en el fondo de una excavación cuyo ancho sea del orden de cuatro veces el diámetro o lado de la placa y cuya profundidad sea la del nivel a que se desea calcular la Capacidad de Carga.

La razón de la especificación sobre el ancho de la excavación es eliminar el término que se refiere a la sobrecarga (γD_f) de la ecuación empleada por Terzaghi, ver el - Inciso II.3, para lo cual es preciso que quede excavada a los lados de la placa una zona suficiente para abarcar las zonas de falla que se desarrollen.

Las dimensiones de la placa dependen fundamentalmente del espaciamiento de las fisuras en el suelo, del tamaño del cimiento y del grado de uniformidad del suelo en lo - referente a resistencia, esta prueba es aconsejable principalmente en el caso de arcillas fisuradas y suelos blandos - en general. Sin embargo, la experiencia ha comprobado que - una placa de 50 cm. de lado o diámetro, según sea cuadrada o circular, satisface la mayoría de nuestras necesidades.

La placa deberá tener sobre el suelo un apoyo - --

completo, por lo que es recomendable colocar entre la placa y el suelo una pequeña cama de arena del mínimo espesor suficiente para rellenar las irregularidades del fondo de la excavación.

El dispositivo de carga puede ser de dos tipos. - Uno, muy simple y económico, que consiste en una pequeña estructura de madera o acero colocada sobre la placa, con una plataforma en la que se colocará la carga como lastre.

El segundo, en el cual se dá la carga con un gato hidráulico, que reacciona contra una viga metálica o una pequeña estructura, las que se anclan en el terreno o se lastran suficientemente.

En la figura I.1 se muestran esquemas de estos dispositivos.

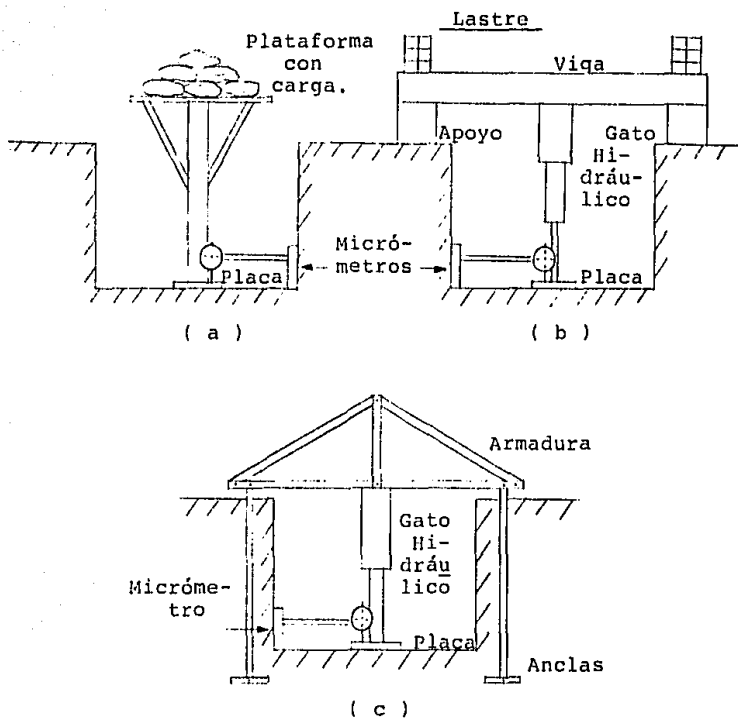


Figura I.1 Esquemas de dispositivos para pruebas de carga de placa.

- a).- Con plataforma.
- b).- Con viga lastrada.
- c).- Con estructura anclada.

El uso del gato hidráulico permite controlar la velocidad de la prueba y el proceso de carga de un modo muy - efectivo, pero requiere de la presencia constante de un ope-rador; la plataforma con carga muerta no tiene esta desventa-ja, pero es más burda.

Durante la prueba deberán medirse las deformaciones que la placa vaya sufriendo. Esto puede lograrse con un ni-vel fijo o, más precisamente, con un micrómetro montado so-bre una estructura independiente apoyada a suficiente distan-cia de la zona afectada por la prueba.

Los incrementos de carga que se vayan aplicando de-berán de ser del orden de un décimo de la falla de carga es-timada o del orden de un quinto de la carga de trabajo pro-puesta. La prueba deberá continuar hasta obtener la falla -completa de la placa o hasta el triple de la carga de traba-jo, lo anterior nos garantiza un factor de seguridad de 3.0. Cada incremento deberá mantenerse constante hasta que la ve-locidad de asentamiento de la placa sea menor de 0.005 cm/hr. debiéndose hacer lecturas de la deformación a intervalos cre-cientes tales como 1, 2, 5, 10, 30 min., 1, 2 hr. Al final de la acción del incremento se dibujará una gráfica como se-muestra en la figura I.2. Posteriormente se dibujará una -gráfica que relacione los asentamientos finales de cada - -

incremento de carga con el valor de éstos; en esta gráfica, - por lo general, puede distinguirse la carga de falla, señalada como un quiebre brusco entre dos ramas rectas prácticamente, que constituyen la curva. Ver la figura I.3.

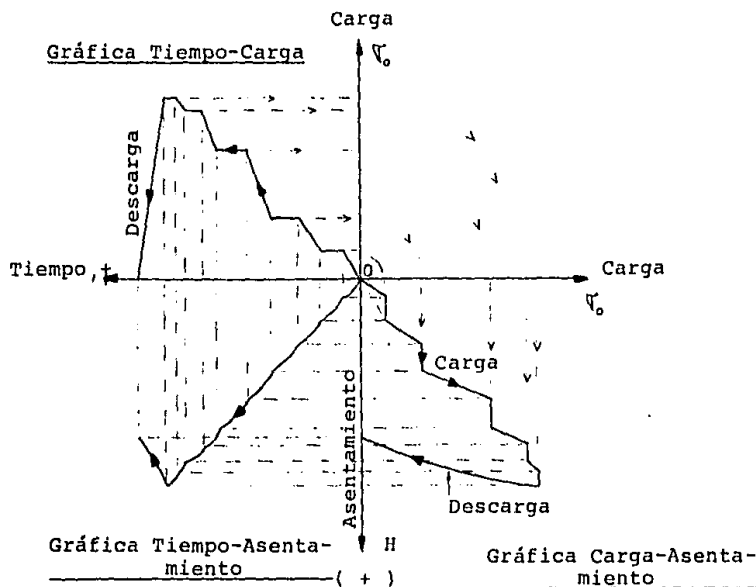


Figura I.2 Gráficas para pruebas de campo. (Ref. 7).

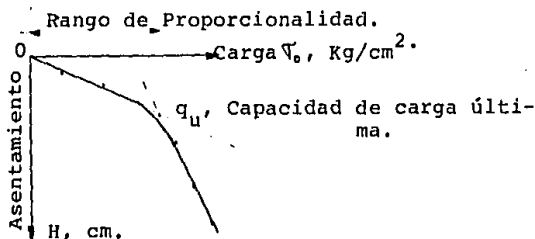


Figura I.3 Curva carga-asentamiento en una prueba de carga con placa. (Ref. 7).

Es importante tener en consideración los siguientes comentarios:

Los resultados de una prueba de carga no representan las condiciones a largo plazo de un cimiento real bajo carga; la prueba es demasiado corta para ello, por lo que la prueba de carga no dice absolutamente nada de cuáles vayan a ser los asentamientos totales por consolidación que sufrirá la zapata real.

El valor de estas pruebas se limita al cálculo de la Capacidad de Carga última de los suelos; como método en este campo su valor es menos exacto que un análisis completo basado en exploración, muestreo y pruebas de resistencia al corte.

Los resultados de la prueba deben interpretarse cuidadosamente, relacionando los resultados con una exploración completa del terreno para evitar por ejemplo, que los efectos de la placa de prueba pudieran no llegar a considerar o afectar un estrato de arcilla blanda que se encontrara por debajo del estrato en estudio, en cuyo caso sería conveniente repetir la prueba en diversos niveles (generalmente de metro en metro), dentro de la profundidad significativa de la cimentación real. Por último, una prueba de carga in-situ, siempre es un gran apoyo para cualquiera de las Teorías de Capacidad de Carga.

METODO DE HOUSEL PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA

Basados en la prueba de carga con placa para determinar la Capacidad de Carga, Housel propone determinar la Capacidad de Carga en suelos arcillosos principalmente utilizando para ello dos pruebas de placa que sirven para hacer una representación a escala de la cimentación real.

Una de las placas será de menor dimensión que la otra, por ejemplo de 25 cm. por lado. La mayor podrá ser de 50, 75 o 100 cm. por lado. Al efectuar ambas pruebas, deberemos aplicar la carga necesaria en ambos casos para provocar un asentamiento máximo tolerable, digamos de 5 cm.

El método es conocido como "Relación Perímetro- -- Area".

La expresión que determina la carga total admisible, W , en kg., aplicada sobre el área de carga del suelo y que produce el asentamiento previamente establecido, está dada por:

$$W = q A + m L = A q_u \quad (1.1)$$

donde:

q = presión de contacto desarrollada por debajo del área de carga, en kg/cm^2 .

A = área de carga, en cm^2 .

m = constante empírica dada en kg/cm . para ser -
consistentes con la expresión 1.1. Cortante-
perimetral.

L = longitud del perímetro del área de carga en -
cm y

q_u = presión última en kg/cm^2 , necesaria para pro-
ducir la magnitud del asentamiento.

Se asume que q_u y m, son constantes para cada placa
cargada hasta lograr el asentamiento predeterminado.

Si dividimos la expresión 1.1, entre el área A, en-
tonces:

$$q_u = q + m \frac{L}{A} \quad (1.2)$$

Donde L/A es igual a la relación perímetro-área en-
 cm^{-1} . De acuerdo a Housel, la cantidad $m L/A$ en la expresión
1.2, representa una presión equivalente, que añadida a la pre-
sión de contacto desarrollada, q, nos da como resultado la -
presión última, q_u , con la cual puede ser cargada el área de
carga para obtener el asentamiento máximo admisible.

Las dos cantidades, q y m, son desconocidas; por lo
tanto, se necesitan dos ecuaciones. Las dos ecuaciones se ob-
tienen experimentalmente con las dos pruebas de carga realiza-
das al mismo suelo pero con dos diferentes áreas de carga - -

y para las que en cada una de ellas, se producirá el mismo asentamiento.

$$\left. \begin{aligned} q_{u1} &= q + m \frac{L_1}{A_1} \\ q_{u2} &= q + m \frac{L_2}{A_2} \end{aligned} \right\} \quad (1.3)$$

La solución del sistema de ecuaciones, nos da los valores de q y m .

Si la relación perímetro-área de la cimentación modelo es L_3/A_3 , entonces la Capacidad de Carga del suelo, por debajo de la cimentación será calculada por:

$$q_{u3} = q + m \frac{L_3}{A_3}$$

Debe notarse que la determinación de W_3 , es una extrapolación de los valores de W_1 y W_2 ó q_{u1} y q_{u2} , respectivamente. Ver el ejemplo 1.

Es importante indicar que el Método de la Relación Perímetro-Area, presenta importantes limitaciones en el caso de la distribución de esfuerzos de cimientos largos, ya que en dichos cimientos, la zona de esfuerzos activos en el suelo es mayor que la zona producida por las pequeñas placas de

y para las que en cada una de ellas, se producirá el mismo -
 asentamiento.

$$\left. \begin{aligned} q_{u1} &= q + m \frac{L_1}{A_1} \\ q_{u2} &= q + m \frac{L_2}{A_2} \end{aligned} \right\} \quad (1.3)$$

La solución del sistema de ecuaciones, nos da los-
 valores de q y m.

Si la relación perímetro-área de la cimentación mo-
 delo es L_3/A_3 , entonces la Capacidad de Carga del suelo, por
 debajo de la cimentación será calculada por:

$$q_{u3} = q + m \frac{L_3}{A_3}$$

Debe notarse que la determinación de W_3 , es una ex
 trapolación de los valores de W_1 y W_2 ó q_{u1} y q_{u2} , respec-
 tivamente. Ver el ejemplo 1.

Es importante indicar que el Método de la Relación
 Perímetro-Area, presenta importantes limitaciones en el caso
 de la distribución de esfuerzos de cimientos largos, ya que-
 en dichos cimientos, la zona de esfuerzos activos en el sue-
 lo es mayor que la zona producida por las pequeñas placas de

carga. La utilización del método es adecuada en el caso de zapatas aisladas de pequeñas dimensiones.

Además, como ya se mencionó antes, es importante establecer una correlación entre los resultados de una Prueba de Carga, los resultados teóricos y el comportamiento real de las zapatas aisladas que se construyan en una área determinada, para así establecer los parámetros adecuados que nos faciliten el cálculo de la Capacidad de Carga.

Una vez realizada una Prueba de Carga, podremos saber con seguridad el valor de la Capacidad de Carga para dicha zona, consultando nuestras correlaciones.

I.3 DETERMINACION DE LOS MODOS DE FALLA EN UN SUELO.

Para el estudio de los problemas de Capacidad de Carga en un suelo, es necesario conocer las diferentes formas de falla o superficies de ruptura que se producen en el suelo con el objeto de aplicar correctamente las Teorías que posteriormente se analizarán.

Experimentalmente, se han podido obtener con la utilización de modelos a escala en el laboratorio, las diferentes formas en que falla un suelo. Se conoce en base a la observación, que usualmente las fallas por Capacidad de Carga - en el caso de las cimentaciones, se deben a fallas por cortante en el suelo que soporta la cimentación.

Existen principalmente tres tipos de fallas por cortante, que son: Falla General por Cortante, Falla Local por Cortante y Falla por Penetración.

La FALLA GENERAL POR CORTANTE, se caracteriza por la existencia de una superficie de falla bien definida y que consiste en un deslizamiento de la superficie desde un extremo de la cimentación hasta la superficie del terreno natural. En condiciones de esfuerzos estables, bajo las cuales la mayoría de las cimentaciones trabajan, la falla en las mismas, ocurre de una manera repentina y catastrófica.

Es común que la falla en la cimentación, esté acompañada de una inclinación en la estructura, tal como se muestra en la figura I.4.

Es importante indicar que este tipo de falla produce un abultamiento en la superficie del terreno natural, hacia ambos lados de la cimentación, aunque la falla final ocurre de un sólo lado.



Figura I.4 Falla general por cortante, en la cimentación de un silo de almacenamiento.

En contraste con el modo de falla antes mencionado, la FALLA POR PENETRACION se caracteriza porque la superficie de falla no es fácil de observar. A medida que la carga que se aplica a la cimentación incrementa, el movimiento vertical de la cimentación es acompañado de una compresión en el suelo por debajo de la misma. Si continúa la penetración, es posible que se presente una falla por cortante vertical alrededor del perímetro de la cimentación. El suelo que se encuentra fuera del área de carga, permanece relativamente sin ser afectado y prácticamente no hay movimiento del suelo a los lados de la cimentación.

Tanto el equilibrio vertical como el horizontal de la estructura, se mantienen.

Finalmente, la FALLA LOCAL POR CORTANTE se caracteriza por tener una superficie de falla que solamente está bien definida por debajo de la cimentación. Dicha superficie de deslizamiento, comienza en uno de los extremos de la cimentación, al igual que en el caso de la falla general por cortante. Existe una clara tendencia a que el suelo se levante a los lados de la cimentación. Sin embargo, existe una compresión del suelo por debajo de la cimentación que es importante y las superficies de deslizamiento se "escondan" en la masa de suelo. Sólo en el caso de tener desplazamientos - - -

verticales considerables (digamos de la mitad del ancho o diámetro de la cimentación), las superficies de falla aparecerán en la superficie del terreno natural.

Para este tipo de falla, no existe un colapso repentino o una inclinación de la estructura, entonces, la falla local por cortante, muestra algunas características de la falla general por cortante y de la falla por penetración. Representa una transición entre ambos modos.

Las figuras I5, I.6 y I.7, muestran los tres diferentes modos de falla, son modelos preparados especialmente utilizando arena seca con diferentes compacidades relativas y aplicando cargas con cimentaciones rectangulares fabricadas a escala.

Se puede decir en general, que el modo de falla depende de la compacidad relativa D_r del suelo y de las condiciones particulares de geometría y carga de la cimentación.

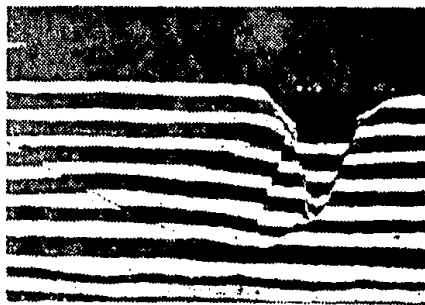


Figura I.5 Falla general por cortante, en un cimiento rectangular, desplantado en arena muy compacta. ($D_r = 100\%$).



Figura I.6 Falla local por cortante, en un cimiento rectangular, desplantado en arena medianamente compacta. ($D_r = 47\%$).

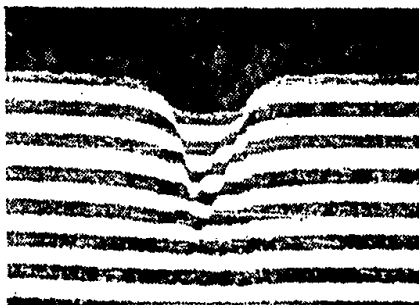


Figura I.7 Falla por penetración, en un cimiento rectangular, desplantado en arena suelta ($D_r = 15\%$).

Si el suelo es prácticamente incompresible, podemos esperar que se presente una falla general, pero por otra parte, si el suelo al que aplicamos la fuerza es muy compresible, se presentará una falla por penetración. Es por ello, como se muestra en la figura I.5, que la cimentación sufrió una falla general, mientras que la misma cimentación sufrió una falla por penetración, en la figura I.7. Sin embargo, es importante entender que el tipo de suelo por sí solo no determina el modo de falla.

Por ejemplo, la cimentación desplantada en arena muy compacta, puede también sufrir una falla por penetración si la cimentación es desplantada a una mayor profundidad o se la aplica una carga dinámica en lugar de una carga estática.

Similarmente, puede sufrir una falla por penetración si por debajo de la capa de arena muy compacta, existe un estrato compresible de arena suelta o de arcilla suave, por ejemplo.

También, una cimentación desplantada en una arcilla saturada y normalmente consolidada, podrá sufrir una falla general por cortante, en el caso de que al ser cargada no pueda existir un cambio de volumen en el suelo; mientras que una falla por penetración puede ocurrir, si la carga se aplica tan lentamente que pueda existir un cambio de volumen en el suelo cargado.

La siguiente figura, muestra los modos de falla para cimentaciones desplantadas en arena a cualquier profundidad

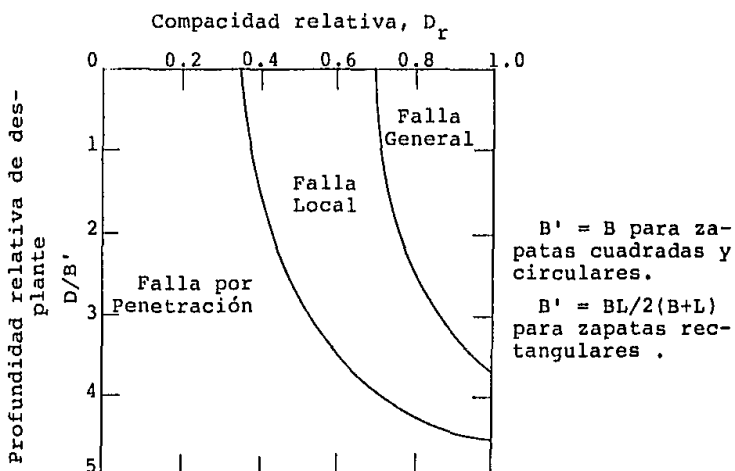


Figura I.8 Modos de falla en el caso de arenas. (Ref. 2).

A pesar de las diferencias que existen entre los modos de falla y que éstas se entienden perfectamente, actualmente no existe un criterio numérico que pueda ser usado para la predicción del modo de falla que se presentará para cada cimentación en particular. El único parámetro racional para la evaluación de la compresibilidad relativa de un suelo bajo carga, está dado por el Índice de Rigidez, I_r , definido por:

$$I_r = \frac{G}{(c + q \tan \phi)} \quad (1.4)$$

donde G es el módulo de rigidez o módulo de corte del suelo y c , ϕ son los parámetros de esfuerzo del suelo.

Además, es conveniente que el valor de I_r , se reduzca a:

$$I_{rr} = E_v I_r \quad (1.5)$$

donde $E_v = \frac{1}{1 + I_r \Delta}$ (1.6)

y Δ , es el valor del esfuerzo volumétrico en la zona plástica.

Es conocido que el índice de rigidez, varía con el nivel de esfuerzos y las características de carga.

Un valor alto de I_{rr} , por ejemplo 250, implica que la masa - de suelo es relativamente incompresible, pero un valor bajo, por ejemplo 10, implica que la masa de suelo es muy compresible.

Sin embargo, a pesar de la ausencia de una solución teórica para determinar los modos de falla, el uso del índice de rigidez, I_r , como método semiempírico, es muy aconsejable.

1.4 PROBLEMAS DE APLICACION

Ejemplo 1.

Demostrar la utilización del método de la "Relación Perímetro-Area", para resolver el siguiente problema:

DATOS:

Dimensión de las áreas de carga, sobre una arcilla:

$$A_1 = 0.0625 \text{ m}^2. ; \quad L_1 = 1.00 \text{ m.}$$

$$A_2 = 0.5625 \text{ m}^2. ; \quad L_2 = 3.00 \text{ m.}$$

Cargas aplicadas a dichas áreas:

$$W_1 = 3200 \text{ Kg.}$$

$$W_2 = 12500 \text{ Kg. y}$$

dichas cargas provocaron un asentamiento en el suelo de 5 cm.

INCOGNITA:

Calcular el tamaño de una cimentación, de forma - cuadrada, si se requiere que soporte una carga de: - - - - - 120,000 kg. Además el asentamiento que provoque deberá ser de 5 cm.

SOLUCION:

De la ecuación 1.1, obtenemos las ecuaciones para determinar las constantes del sistema:

$$3200 = (625) q + (100) m \quad (1)$$

$$12500 = (5625) q + (300) m \quad (2)$$

de donde, resolviendo el sistema:

$$q = 0.7733 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = 27.1666 \text{ kg/cm.}$$

Aplicando de nuevo la ecuación 1.1, pero utilizando las constantes determinadas y $W = 120,000 \text{ kg}$. Podemos calcular el tamaño de la cimentación. Por ser cuadrada fijaremos que cada uno de sus lados es igual a "x".

$$120,000 = (0.7733) x^2 + (27.1666) (4x)$$

de donde, resolviendo la ecuación:

$$x = 330 \text{ cm.} = 3.3 \text{ m.}$$

Además, la presión última, q_u , es igual a:

$$q_u = \frac{W}{A} = \frac{120,000}{(330)^2} = 1.10 \text{ kg/cm}^2 = 11.0 \text{ T/m}^2$$

CAPITULO II

METODOS ANALITICOS PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

II.1 TEORIA DE LA ELASTICIDAD

El análisis basado en la Teoría de la Elasticidad, supone que la Solución de Boussinesq, para la distribución de esfuerzos verticales en un medio elástico e isotrópico es válida, así como que se cumple la Ley de Hooke.

Conceptos de la Solución de Boussinesq:

- El suelo no tiene peso.
- El suelo no ha sido sometido a un esfuerzo previo.
- La superposición de esfuerzos es válida.
- Existe continuidad de esfuerzos.
- La distribución de esfuerzos es independiente del medio.
- La distribución de esfuerzos es simétrica a la línea de acción de la carga.

La siguiente expresión determina los asentamientos elásticos, H_e , producidos por esfuerzos verticales, provocados por una carga uniformemente distribuida, directamente por debajo de la carga:

$$H_e = \frac{W q_0 \sqrt{A}}{E} \frac{m^2 - 1}{m^2} \quad (2.1)$$

donde w = coeficientes de forma, los coeficientes dependen del grado de rigidez de la losa de carga, de la forma del área de carga, del modo de distribución de la carga total, P , y de la posición del punto en donde el asentamiento se desea calcular.

q_0 = presión de contacto entre la losa de cimentación y el suelo.

A = área de carga.

E = módulo de elasticidad del suelo, y

$\mu = E_{\text{long}}/E_{\text{lat}} = 0.5$ = módulo de Poisson donde --
 E_{long} es la deformación unitaria en el sentido longitudinal.

$m = 1/\mu$.

Nótese que los asentamientos no tienen la misma magnitud en todos los puntos por debajo de la losa de cimentación. Haciendo la siguiente sustitución en la expresión 2.1, tenemos:

$$E \frac{m^2}{m^2-1} = \frac{E}{1-\mu^2} = C$$

sustituyendo

$$H_e = \frac{w q_0 \sqrt{A}}{C} \quad (2.2)$$

El coeficiente, w , es diferente para áreas circulares y rectangulares.

El máximo asentamiento ocurre en el centro de las losas de cimentación, circulares o rectangulares. El mínimo asentamiento ocurre en el perímetro de una cimentación de tipo circular y en las esquinas de una cimentación rectangular. Estos asentamientos ocurren cuando el suelo por debajo del área de carga y en su vecindad es uniforme.

A continuación se lista una tabla que muestra el valor de los coeficientes de forma, propuestos por Schleicher.

TABLA II.1 COEFICIENTES DE FORMA. (REF. 7)

Forma del área de carga	Relación a/b	Punto Central M $w_{\text{máx}} = w_M$	Punto de la esquina A $w_{\text{mín}} = w_A$	Punto medio lado corto B. w_B	Punto medio lado largo C. w_C	Promedio w
1	2	3	4	5	6	7
Círculo		1.13	0.72	0.72	0.72	0.96
Cuadrada	1.0	1.12	0.56	0.76	0.76	0.95
Rectangular	1.5	1.11	0.55	0.73	0.79	0.94
"	2	1.08	0.54	0.69	0.79	0.92
"	3	1.03	0.51	0.64	0.78	0.88
"	5	0.94	0.47	0.57	0.75	0.82
"	10	0.80	0.40	0.47	0.67	0.71
"	100	0.40	0.20	0.22	0.36	0.37
"	1000	0.173	0.087	0.093	0.159	0.163
"	10000	0.069	0.035	0.037	0.065	0.066

En la ecuación 2.2 para determinar el asentamiento elástico, existen algunos términos que son conocidos:

El asentamiento tolerable o permitido, H_e

El factor o coeficiente de forma, w

El tamaño, A , del área de carga, y

Las propiedades del suelo C ,

Entonces de la ecuación 2.2, la Capacidad de Carga $q_o = q_u$, puede calcularse con:

$$q_o = q_u = \frac{H_e C}{w \sqrt{A}} \quad (2.3)$$

La ecuación del asentamiento elástico, también permite establecer la siguiente regla: la proporción de asentamiento, H_{e1}/H_{e2} , que se obtiene de dos áreas de carga de forma similar pero diferentes tamaños, A_1 y A_2 , respectivamente, cuando la presión de contacto es igual, q_o , es:

$$\frac{H_{e1}}{H_{e2}} = \frac{w q_o \sqrt{A_1}}{w q_o \sqrt{A_2}} = \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \quad (2.4)$$

Esta proporción, es útil para el cálculo del asentamiento de una cimentación prototipo, llamado H_{e1} , si con un modelo previo (como sería una prueba de carga in-situ, se

vió en el Inciso 1.2), se determina el asentamiento para la misma presión de contacto, q_0 , llamado He_2 . Por lo que esta proporción ayuda a verificar las limitaciones de los métodos de Capacidad de Carga in-situ.

II.2 TEORIA CLASICA DE PRESION DE SUELOS

La teoría clásica de presión en suelos, asume que los esfuerzos, que se encuentran o desarrollan por encima de las superficies de falla en la masa de suelo, deber ser considerados como la Capacidad de Carga Ultima del suelo.

Una de las principales teorías clásicas de Capacidad de Carga, es la desarrollada por Pauker (Método de Pauker) la cual se basa principalmente en la Teoría de Coulomb para presión en suelos.

La Teoría de Pauker es apropiada para suelos arenos principalmente, pero no lo es para suelos arcillosos, - aunque el efecto de cohesión también puede ser considerado.

El principio de la Teoría de Pauker es lograr el equilibrio de un punto, llamado punto A, dentro de la masa del suelo. Ver la figura II.1.

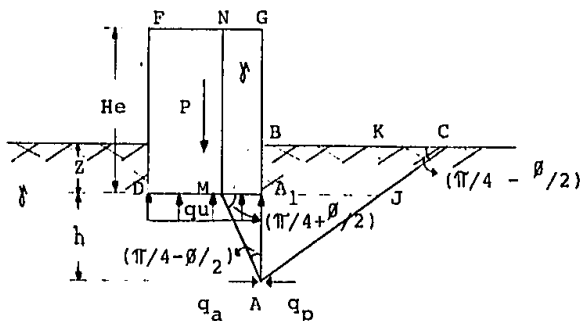


Figura II.1 Expulsión del suelo por debajo de la cimentación. (Ref. 4).

La superficie horizontal, A_1D , de la masa de suelo, por debajo de la base de la cimentación, a una profundidad z por debajo de la superficie del terreno natural, está cargada con una carga uniformemente distribuida, normal a la superficie, cuyo valor es la presión de contacto última, q_u , - a lo largo de una zapata corrida de longitud infinita.

La fórmula de Pauker se deriva en base a las siguientes consideraciones:

1) El suelo no es cohesivo. La resistencia al cortante en la masa de suelo, se debe únicamente a las fuerzas de fricción internas.

2) El peso de la carga estructural o la presión de contacto última, q_u , en A_1D es reemplazada por una altura equivalente, H_e , de suelo cuyo peso específico, γ , es el mismo al del suelo en el cual descansa la cimentación:

$$H_e = \frac{q_u}{\gamma} ,$$

donde H_e = altura equivalente del suelo, en m.

q_u = presión crítica o última de contacto en el suelo, en T/m^2 , y

γ = peso específico del suelo, en T/m^3 .

3) Se considera que actuará, la Capacidad de Carga última por debajo de la zapata y que los asentamientos máximos no serán sobrepasados. Entonces, el estrato equivalente A_1MNG , se separará de A_1DFG con la línea MN y por lo tanto - éste estrato equivalente descenderá por sí solo, independientemente de la sección N MDF, que se mantendrá en su posición original.

4) Suponiendo una sección vertical imaginaria, $-A_1A$, por debajo de la base de la zapata. Bajo la influencia del peso del estrato equivalente, cuya altura es H_e , las partículas del suelo a la izquierda de la sección imaginaria, $-A_1A$, tienden a desplazarse hacia la derecha, induciendo en $-A_1A$ un esfuerzo activo q_a .

5) Las partículas de suelo que se encuentran a la derecha de la sección imaginaria A_1A , inducen hacia la izquierda una resistencia o esfuerzo pasivo, q_p , en contra del esfuerzo activo, antes mencionado.

6) La condición de equilibrio del punto A, que se localiza a una profundidad h abajo de la cimentación, está determinada por el equilibrio entre los prismas sólidos de suelo AMA_1 y $ABKJ$. El ángulo de fricción interna del suelo ϕ , en la sección imaginaria AA_1 , se considera cero. Entonces, los esfuerzos actuantes de la izquierda y de la derecha

son normales a dicha sección.

7) De acuerdo a Pauker, la expresión analítica para una condición de estabilidad lateral en el punto A, debe lograr que:

$$q_p \geq q_a$$

De las teorías de esfuerzos:

$$q_p = \gamma (z + h) \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (2.5)$$

$$q_a = \gamma (H_e + h) \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \quad (2.6)$$

donde ϕ = ángulo de fricción interna del suelo.

Substituyendo en $q_p \geq q_a$ las ecuaciones anteriores:

$$\frac{z + h}{H_e + h} \geq \frac{\tan^2 (45^\circ - \phi/2)}{\tan^2 (45^\circ + \phi/2)} \geq \tan^4 (45^\circ - \phi/2) \quad (2.7)$$

Por otra parte, la condición de equilibrio, más -- desfavorable, se presenta cuando el punto A, de la sección -- AA₁, se encuentra en h=0, es decir, el valor de la sección -- es mínimo. Entonces, el punto donde la expulsión lateral -- por debajo de la base de la zapata es más crítico, está loca -- lizado en A₁ (h=0), que corresponde justamente a la base -- de la cimentación.

De la ecuación 2.7, tenemos:

$$\frac{z}{H_e} \geq \tan^4 (45^\circ - \phi/2) \quad (2.8)$$

por lo que la profundidad de desplante necesaria para que exista el equilibrio es:

$$z = H_e \tan^4 (45^\circ - \phi/2) \quad (2.9)$$

sustituyendo $H_e = \frac{q_u}{\gamma}$ en 2.9, tenemos:

$$z = \frac{q_u}{\gamma} \tan^4 (45^\circ - \phi/2) \quad (2.10)$$

Es evidente que con la fórmula de Pauker, además de conocer la profundidad de desplante de la cimentación, z , podemos obtener la Capacidad de Carga Ultima, q_u , en base a la misma ecuación. El peso específico del suelo, γ , y el ángulo de fricción interna, ϕ , del suelo, son datos conocidos.

La Capacidad de Carga Ultima es:

$$q_u = \gamma z \tan^4 (45^\circ + \phi/2) \quad (2.11)$$

y se incrementa linealmente con la profundidad, z .

La fórmula de Pauker es muy sencilla, pero tiene algunas limitaciones que es conveniente enunciar: si $z=0$

(si nos encontramos en la superficie del terreno), entonces la capacidad de carga última del terreno, q_u , sería igual a cero, cosa que es contradictoria con la realidad, porque el suelo en la superficie del terreno, presenta cierto valor en la Capacidad de Carga. La fórmula de Pauker sólo es válida para $z > 0$.

Cuando $\phi = 0$, entonces $q_u = \gamma z$.

También, la fórmula de Pauker no toma en cuenta el ancho de la cimentación, entonces, las dos superficies de ruptura en la arena, se considera que son planos que cambian su dirección en una forma discontinua (MA y AC).

El ángulo de fricción interna en el plano vertical AA_1 , no es tomado en cuenta.

Debido a las deficiencias antes mencionadas, siempre es importante considerar un factor de seguridad, con el propósito de obtener una Capacidad de Carga Admisible. Ver el inciso III.2. Se considera que para un suelo granular, se pueden utilizar factores de seguridad entre 1.5 y 3.0.

ECUACION DE BELL

La fórmula obtenida por Pauker, como ya se mencionó, sólo es aplicable en suelos arenosos y no considera el efecto de la cohesión, por lo que Bell modificó la fórmula para su aplicación en suelos friccionantes y en suelos cohesivos.

Su ecuación, también se basa en la Teoría Clásica de Presión en Suelos, llegando a determinar que la Capacidad de Carga Última o esfuerzo crítico en un suelo cohesivo, en el cual se desplanta una cimentación, para el caso de esfuerzos en estado activo está dada por:

$$q_u = \gamma z \tan^4 (45^\circ + \phi/2) + 2c \left(\tan^3 (45^\circ + \phi/2) + \tan (45^\circ + \phi/2) \right) \quad (2.12).$$

Bell considera el equilibrio entre dos prismas de suelo adyacentes, uno de ellos justo en la orilla por debajo de la zapata corrida y el otro a un lado de la zapata, a la profundidad z , por debajo de la superficie del terreno natural. Figura II.2.

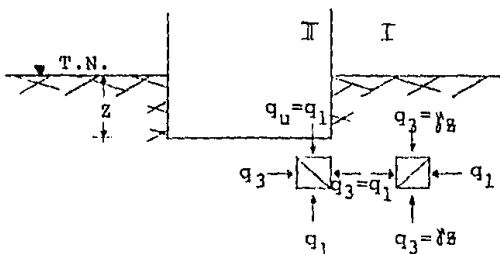


Figura II.2 Sistema de Bell. (Ref. 7).

De acuerdo a la teoría clásica de presión en suelos cohesivos, la presión de contacto q_1 ($=q_u$ = capacidad de carga última) induce sobre el prisma de suelo II, un esfuerzo activo lateral, q_3 , que tiende a provocar en dicho prisma una ruptura por cortante:

$$q_3 = q_1 \tan^2 (45^\circ - \phi/2) - 2c \tan (45^\circ - \phi/2) \quad (2.13).$$

Esta presión lateral, q_3 , actuando del prisma II hacia el prisma I, debe ser resistida por un esfuerzo pasivo q_1 :

$$q_1 = q_3 \tan^2 (45^\circ + \phi/2) + 2c \tan (45^\circ + \phi/2) \quad (2.14).$$

donde $q_3 = \gamma z$. Si la presión lateral q_1 , es apenas suficiente para fallar el prisma I, entonces el esfuerzo activo, q_3 , es igual al esfuerzo pasivo, q_1 .

Haciendo $q_3 = q_1$, obtenemos la ecuación de Bell para determinar la Capacidad de Carga Última de un suelo cohesivo-friccionante ($\phi - c$), $q_1 = q_3$:

$$q_u = \gamma z \tan^4 (45^\circ + \phi/2) + 2c \tan (45^\circ + \phi/2) (\tan^2 (45^\circ + \phi/2) + 1) \quad (2.15)$$

Cuando $c = 0$, entonces

$$q_u = \gamma z \tan^4 (45^\circ + \phi/2) \quad (2.11)$$

que como ya se vió, es la fórmula de Pauker, para determinar la Capacidad de Carga en un suelo friccionante.

Cuando $\phi = 0$, entonces la ecuación 2.15 queda:

$$q_u = \gamma z + 4c \quad (2.16)$$

Cuando $\phi = 0$ y $z = 0$, entonces:

$$q_u = 4c , \quad (2.17)$$

que es la ecuación de Bell para suelos puramente cohesivos.

II.3 TEORIAS DE LA PLASTICIDAD

II. 3.1 TEORIA DE TERZAGHI.

La teoría de Terzaghi es uno de los primeros esfuerzos por lograr adaptar a la Mecánica de Suelos los resultados de la Mecánica del Medio Continuo.

La Teoría cubre el caso más general de suelos con "cohesión y fricción" y su impacto en la Mecánica de Suelos es de tal importancia que posiblemente es la teoría más usada para el cálculo de capacidad de carga en los proyectos prácticos, especialmente en el caso de cimientos poco profundos.

La expresión "cimiento poco profundo" se aplica a aquél en el que el ancho B es igual o mayor que la distancia vertical entre el terreno natural y la base del cimiento (profundidad de desplante, D_f). En estas condiciones Terzaghi despreció la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante del cimiento, considerándola sólo de dicho nivel hacia abajo. El terreno sobre la base del cimiento se supone que sólo produce un efecto que puede representarse por una sobrecarga, $q = \gamma D_f$, actuante precisamente en un plano horizontal que pase por la base del cimiento, en donde γ es el peso específico del suelo. (Figura II.3).

La zona I es una cuña que se mueve como cuerpo rígido con el cimiento, verticalmente hacia abajo. La Zona II es de deformación tangencial radial; la frontera AC de ésta zona forma con la horizontal el ángulo ϕ , cuando la base del cimiento es rugosa; si fuera idealmente lisa, dicho ángulo - sería $45^\circ + \phi / 2$. La frontera AD forma un ángulo $45^\circ - \phi / 2$ con la horizontal, en cualquiera de los dos casos.

La zona III es una zona de estado plástico pasivo-de Rankine. La zona I se encuentra en un estado plástico activo de Rankine.

La penetración del cimiento en el terreno sólo es posible si se vencen las fuerzas resistentes que se oponen a dicha penetración; éstas comprenden al efecto de la cohesión en las superficies AC y la resistencia pasiva del suelo desplazado; actuante en dichas superficies, por tratarse de un caso de falla incipiente, estos empujes formarán un ángulo ϕ con las superficies, es decir, serán verticales en cada una de ellas.

Despreciando el peso de la cuña I y considerando - el equilibrio de fuerzas verticales, se tiene que

$$q_u B = 2 P_p + 2C_a \text{sen } \phi \quad (2.18)$$

donde

q_u = carga de falla en el cimiento, por unidad de longitud -
del mismo.

P_p = empuje pasivo actuante en la superficie AC

C_a = fuerza de cohesión actuante en la superficie AC

Como $C_a = cB/2\cos\phi$ (Figura II.4), se tiene que

$$q_u = \frac{1}{B} (2 P_p + cB \tan \phi) \quad \text{Ec 2.19}$$

El problema se reduce entonces a calcular P_p , que es la incógnita de la ec. 2.19.

La fuerza P_p se puede descomponer en tres partes, -
 P_{pc} , P_{pq} y $P_{p\gamma}$. P_{pc} es la componente de P_p debida a la cohesión actuante a lo largo de la superficie CDE. P_{pq} es la componente de P_p debida a la sobrecarga $q = \gamma D_f$ que actúa -
en la superficie AE. $P_{p\gamma}$ es la componente de P_p debida a -
los efectos normales y de fricción a lo largo de la superficie de deslizamiento CDE, causados por el peso de la masa de suelo en las zonas II y III. De lo anterior, tenemos que:

$$q_u = \frac{2}{B} (P_{pc} + P_{pq} + P_{p\gamma} + \frac{1}{2} cB \tan \phi) \quad (2.20)$$

Observando la figura II.4, puede verse que la componente P_{pc} es proporcional a B y a c . En efecto, si B se duplica, también lo hace la longitud de la superficie de deslizamiento CDE , puesto que duplicar B equivale a una nueva figura a escala doble. Evidentemente P_{pc} será doble si el valor de c se duplica, por ello, podrá escribirse que:

$$P_{pc} = K_c B c$$

donde K_c es una constante ($= 2 \sqrt{N\phi} = 2 \tan (45^\circ + \phi/2)$)

Análogamente puede observarse que al duplicarse B se duplica la superficie donde actúa la sobrecarga $q = \gamma D_f$, por lo que P_{pq} resulta proporcional al propio valor de q .

$$P_{pq} = K_q B \gamma D_f$$

donde K_q es una constante ($= N\phi = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$).

Por último, al duplicarse B , se cuadriplica el área de las zonas II y III y con ella el peso del material de dichas zonas. Esto se puede expresar matemáticamente diciendo que $P_{p\gamma}$ es proporcional a B^2 . Por otra parte, es evidente que $P_{p\gamma}$ debe ser proporcional a γ . Entonces:

$$P_{p\gamma} = K_\gamma \gamma B^2$$

donde K_f es igual a K_q .

Utilizando las expresiones anteriores y sustituyendo en la ec. 20, tenemos:

$$q_u = \frac{2}{B} (K_c B c + K_q B \gamma D_f + K_f \gamma B^2 + \frac{1}{2} B c \tan \phi)$$

$$q_u = ((2K_c + \tan \phi) c + (2K_q) \gamma D_f + (2K_f) B \gamma)$$

Si llamamos a los términos entre paréntesis N_c , N_q y $\frac{1}{2} N_f$ respectivamente, obtenemos la ecuación 2.21, que se conoce como la Ecuación General de la Teoría de Terzaghi:

$$q_u = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_f \quad (2.21)$$

Donde q_u es la expresión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud, sin provocar su falla; o sea, representa la Capacidad de Carga última del cimiento.

Se expresa en unidades de presión. N_c , N_q y N_f son coeficientes adimensionales que dependen sólo del valor de ϕ , ángulo de fricción interna del suelo y se denominan "Factores de capacidad de carga" debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo, respectivamente.

Para la ecuación anterior tenemos que:

$$N_c = \frac{2 Ppc}{B c} + \tan \phi \quad (2.22)$$

$$N_q = \frac{2 P_{pq}}{B \gamma D_f} \quad (2.23)$$

$$N_\gamma = \frac{4 P_{p\gamma}}{B^2 \gamma} \quad (2.23')$$

Si en las expresiones anteriores se colocan los valores obtenidos por el cálculo para P_{pc} , P_{pq} y $P_{p\gamma}$ se hace evidente que los Factores son sólo función del ángulo ϕ , como ya se mencionó.

La ec.2.21 es la fundamental de la Teoría de Terzaghi y permite calcular en principio la capacidad de carga última de un cimiento poco profundo de longitud infinita. La condición para la aplicación de la fórmula a un problema específico es el conocer los valores de N_c , N_q y N_γ en ese problema. Estos factores, como ya sabemos, sólo son función de ϕ y - Terzaghi los representa en forma gráfica, figura II.5

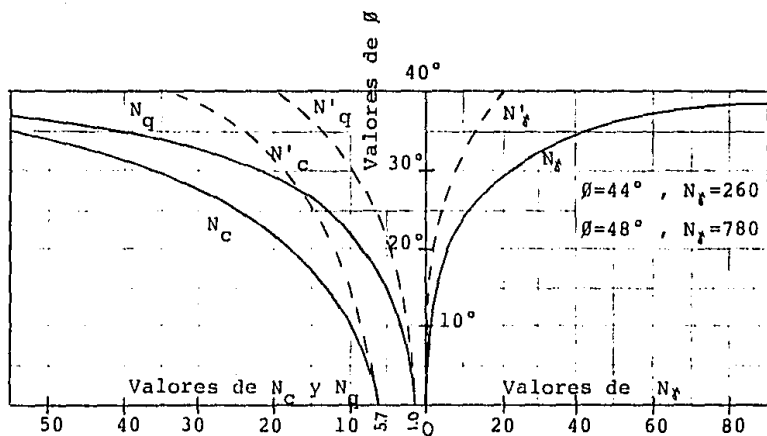


Figura II.5 Factores de capacidad de carga para la aplicación de la teoría de Terzaghi. (Ref. 4).

Debe notarse que en la figura aparecen tres curvas que dan los valores de N_c , N_q y N_γ en función del ángulo ϕ y aparecen también otras tres curvas que dan los valores modificados de esos factores, N'_c , N'_q y N'_γ (líneas discontinuas de la figura). La razón de ser de éstas últimas tres curvas es la siguiente: el mecanismo de falla mostrado en la figura II.6, supone que al ir penetrando el cimiento en el suelo se va produciendo cierto desplazamiento lateral de modo que los estados plásticos desarrollados incipientemente bajo la carga se amplían hasta los puntos E y E', en tal forma que, en el instante de la falla, toda la longitud de la superficie de falla trabaja al esfuerzo límite. Sin embargo en materiales arenosos sueltos o arcillosos blandos, con curva esfuerzo-deformación como la C_2 de la figura II.6, en la cual la deformación crece mucho para cargas próximas a la de falla Terzaghi considera que al penetrar el cimiento no logra desarrollarse el estado plástico hasta puntos tan lejanos como los E y E', sino que la falla ocurre antes, a carga menor, por haberse alcanzado un nivel de asentamiento en el cimiento que, para fines prácticos, equivale a la falla del mismo. Este último tipo de falla es denominada como "local" en contraposición de la falla en desarrollo completo del mecanismo atrás expuesto, a la que se conoce como falla "general".

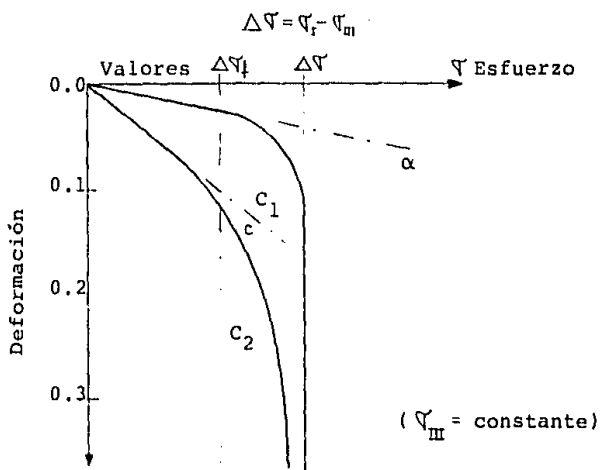


Figura II.6 Curvas de esfuerzo-deformación típicas para mecanismo de falla general (1) y local (2). (Ref. 4).

Para obtener la capacidad de carga última con respecto a falla local de un modo razonablemente aproximado para fines prácticos, Terzaghi corrigió su teoría de un modo sencillo introduciendo nuevos valores de "c" y "φ" para efectos de cálculo, entonces:

$$c' = \frac{2}{3} c$$

$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi \quad (2.24)$$

O sea, se asigna al suelo una resistencia de las -
 dos terceras partes de la real. Dado un ángulo ϕ , en un sug
 lo en que la falla local sea probable, puede calcularse el -
 valor de ϕ' y así entrar a las curvas llenas de la figura -
 II.5 para obtener los factores N, iguales a los que se ob-
 tienen usando el ϕ original en las curvas discontinuas, para
 los factores N'.

En definitiva, la capacidad de carga última respec
 to a falla local queda dada por la expresión:

$$q_u = \frac{2}{3} c N' c + \gamma D_f N' q + \frac{1}{2} \gamma B N' \gamma \quad \text{Ec 2.25}$$

Toda la teoría expuesta hasta el momento se refie-
 re únicamente a cimientos continuos, es decir, de longitud -
 infinita normal al plano del papel. Para cimientos cuadra--
 dos o redondos (tan frecuentes en la práctica, por otra par-
 te), no existe ninguna teoría, ni aun aproximada. Las si - -
 guientes ecuaciones han sido propuestas por el propio - - -
 Terzaghi y son modificaciones de la expresión fundamental ba
 sadas en resultados "experimentales".

Zapata cuadrada

$$q_u = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad \text{Ec 2.26}$$

Zapata circular

$$q_u = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma \quad \text{Ec 2.27}$$

En las ecuaciones anteriores, los factores de capacidad de carga se obtienen en la figura II.5 , sean los correspondientes a la falla general o la local, cuando ésta última sea de tener. En la ec.27, R es el radio de cimiento.

También debe notarse que todas las fórmulas anteriores son válidas sólo para cimientos sujetos a carga vertical y sin ninguna excentricidad.

APLICACION DE LA TEORIA DE TERZAGHI A SUELOS

PURAMENTE COHESIVOS.

En el caso de un suelo puramente cohesivo y en el caso de un cimiento de base rugosa, los factores de capacidad de carga resultan

$$N_c = 5.7$$

$$N_q = 1.0$$

$$N_\gamma = 0$$

Con estos valores la ec.21 se convierte en

$$q_u = 5.7 c + \gamma Df \quad \text{EC. 228}$$

La ecuación anterior es válida para cimientos de longitud infinita. Su equivalente para un cimiento cuadrado y circular se obtiene de inmediato a partir de la ecs 26 y 27 y vale

$$q_u = 1.3 \times 5.7 c + \gamma Df \quad (2.29)$$

En la práctica es frecuente utilizar la siguiente fórmula aproximada:

$$q_u = 5.7 c \left(1 + 0.3 \frac{B}{L} \right) + \gamma Df \quad (2.30)$$

En efecto, para el cimiento infinitamente largo - $B/L = 0$ y resulta la ec.28 y para cimiento cuadrado $B/L = 1$, resultando la ec. 29. En rigor, la aproximación de la ecuación anterior consiste en establecer una interpolación lineal entre ambos casos extremos, para cimientos largos, pero de longitud finita.

II. 3.2. CONTRIBUCIONES DE VESIC.

Es importante señalar, que la teoría de Terzaghi, ofrece una solución al cálculo de la Capacidad de Carga en zapatas de una longitud infinita. Sin embargo, existe una modificación de dicha fórmula para su aplicación en zapatas cuadradas y en zapatas aisladas como ya se mencionó anteriormente en el inciso II.3.1.

Por otra parte, la solución propuesta basada en el concepto de que el suelo se comporta en completa plasticidad y algunas otras hipótesis, han provocado que con el paso del tiempo otros investigadores busquen la forma de reducir al menor número posible, las incertidumbres que existen en el comportamiento del suelo. Tal es el caso de Aleksandar S. - Vesic, cuyas contribuciones, se basan en el estudio de varios ingenieros y se muestran a continuación:

EFFECTOS PRODUCIDOS EN BASE A LA FORMA DEL CIMIENTO

Para cimentaciones cuya forma es distinta a la de un rectángulo de longitud infinita, las dificultades matemáticas para la obtención de resultados en la Capacidad de Carga, son considerables. Sin embargo, en base a una evaluación ingenieril del efecto producido por la forma de la base

del cimiento, y utilizando métodos semiempíricos, se ha logrado una modificación a la ecuación 2.21, para incluir en el análisis de la Capacidad de Carga de una cimentación la forma del cimiento:

$$q_u = c N_c E_c + q N_q E_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma E_\gamma \quad (2.31)$$

En la expresión anterior N_c , N_q y N_γ son los factores de Capacidad de Carga para un cimiento de longitud infinita y E_c , E_q y E_γ , son los parámetros adimensionales conocidos como "factores de forma".

Los factores de forma también dependen del ángulo de fricción interna del material (ϕ) y son tomados como constantes o simples funciones de la forma geométrica de la cimentación.

El valor numérico de los factores de forma está integrado en la siguiente tabla:

TABLA II.2 FACTORES DE FORMA PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES. (REF. 2).

Forma de la base	E_c	E_q	E_γ
De longitud infinita (continua)	1.00	1.00	1.00
Rectangular o $L/B \leq 5$.	$1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B}{L} (\tan \phi)$	$1 - 0.4 \frac{B}{L}$
Circular o cuadrada	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0.60

Se debe recordar que B es el ancho del cimiento y L es la longitud del mismo.

EFECTOS PRODUCIDOS POR LA APLICACION DE UNA CARGA INCLINADA O UNA CARGA EXCÉNTRICA.

Los análisis anteriores, se refieren a cargas aplicadas en el centro de la cimentación y que son verticales.

Si la carga que se aplica en la cimentación es inclinada o excéntrica, lo que ocurre con frecuencia, el problema del cálculo de la Capacidad de Carga se vuelve más complicado por la presencia de una componente horizontal P en la reacción de la cimentación. La falla en la cimentación, puede ocurrir por el deslizamiento a lo largo de la base AB , o por una falla general del cortante, por debajo de la zapata. Ver la figura II.7.

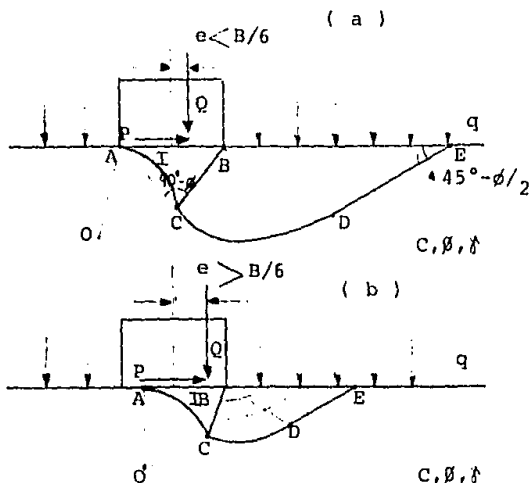


Figura II.7 Modelos teóricos de deslizamiento bajo cargas - excéntricas o inclinadas. (Ref. 2).

Sin considerar el deslizamiento, el valor de la componente horizontal P con respecto a la componente vertical Q de la reacción de la zapata, se puede calcular con la expresión:

$$P_{\text{máx}} = Q \tan \phi + A' c_a \quad (2.32)$$

donde A' es el área efectiva de carga en la cimentación (A' = B'L'), como se verá más adelante y c_a , ϕ representan la adhesión y el ángulo de fricción entre el suelo y la zapata, respectivamente.

Para encontrar el valor de la componente vertical Q_u que provocará la falla general por cortante, se debe hacer un análisis similar al realizado con cargas verticales aplicadas en el centro. Con la novedad, de que el tamaño de las tres zonas por debajo de la zapata, se va reduciendo a medida que se incremente la inclinación o excentricidad de la carga, ver las figuras II.7 a y b.

La zona I, es una cuña que se comporta elásticamente, de forma triangular y tan grande como excéntrica sea la carga aplicada. Para cargas excéntricas, el lado AC de la cuña se va haciendo más pequeño a medida que la excentricidad aumenta, por lo que se tiene una menor superficie de falla CB y disminuye el valor de la resistencia al corte. Ver la figura II.7b.

Es por ello, que por razones obvias, no es aconsejable tener excentricidades muy grandes en nuestra zapata.

Para tener un margen de seguridad adecuado y evitar los levantamientos de la zapata, es recomendable que las excentricidades (e), no sean mayores a B/6.

Investigaciones teóricas y experimentales muestran que es conveniente cuando se tienen cargas excéntricas, considerar un ancho efectivo de la zapata $B' = B - 2e$, en lugar de considerar el ancho real de la zapata.

Al mismo tiempo, se deben introducir unos "factores de inclinación" que multipliquen los términos individuales de la ecuación 2.21. Estos términos, se conocen como E_{ci} , E_{qi} y $E_{\gamma i}$. Por lo tanto la nueva ecuación para el cálculo de la Capacidad de Carga en suelos, será:

$$q_u = \frac{Q_u}{B'L'} = c N_c N_c E_c E_{ci} + q N_q E_q E_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_{\gamma} E_{\gamma} E_{\gamma i} \quad (2.33)$$

donde, $L' = L - 2e_L$ es la longitud efectiva de la zapata, considerando que pueda existir una excentricidad e_L , de la carga, en el sentido longitudinal.

Basados en rigurosos análisis de los planos de esfuerzos, Hansen propone las siguientes expresiones para calcular los factores de inclinación:

$$E_{qi} = \left[1 - \frac{P}{Q + B'L'c \cot\phi} \right]^2 \quad (2.34)$$

$$E_{ci} = E_{qi} - \frac{1 - E_{qi}}{Nc \tan\phi} \quad (2.35)$$

Donde para $\phi = 0$, Vesic propone:

$$E_{ci} = 1 - \frac{2P}{B'L'c Nc} \quad (2.36)$$

Por último, el factor de inclinación $E_{\phi i}$, es:

$$E_{\phi i} = \left[1 - \frac{P}{Q + B'L'c \cot\phi} \right]^3 \quad (2.37)$$

Las expresiones anteriores, desde 2.34 hasta 2.37, han sido derivadas de los análisis de los planos de esfuerzos, pero sólo deben aplicarse en el caso de cimentaciones muy largas en las cuales actúa una carga inclinada en la dirección del lado corto B de la cimentación.

Sin embargo, para el caso de cargas inclinadas en la dirección del lado largo L, de la cimentación, se ha encontrado que los efectos producidos por la carga inclinada son diferentes. Entonces, en función de la dirección de la carga inclinada y de la relación entre el lado largo y el lado corto de la cimentación L/B, se proponen las siguientes expresiones para calcular los factores de inclinación:

$$E_{qi} = \left[1 - \frac{P}{Q + B'L'c \cot\phi} \right]^m \quad (2.34a)$$

$$E \cdot \gamma_i = \left[1 - \frac{P}{Q + B'L' c \cot \phi} \right]^{m+1} \quad (2.37a)$$

donde el exponente m es igual a

$$m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad (2.38a)$$

siempre y cuando la inclinación de la carga sea en la dirección del lado corto B , de la cimentación. En el caso contrario, cuando la carga inclinada se encuentra a lo largo de la dirección L , el exponente de las expresiones - 2.34a y 2.37a, será:

$$m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \quad (2.38b)$$

En base a la ecuación 2.34a, la expresión 2.36, para $\phi = 0$, resulta:

$$E_{ci} = 1 - \frac{mP}{B'L' c N_c} \quad (2.36a)$$

Los valores de E_{ci} , para cualquier valor de ϕ se pueden encontrar con la ecuación 2.35.

Si la carga inclinada, se encuentra en la dirección n , formando un ángulo θ_n a partir del lado largo de la cimentación L , se recomienda utilizar el siguiente exponente, para el cálculo de las expresiones 2.34a y 2.37a.

$$m_n = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta_n \quad (2.38c)$$

Para formas diferentes a la de un rectángulo, el área efectiva de cimentación, debe ser determinada como el rectángulo equivalente, construido de tal forma que el centro geométrico del rectángulo, coincida con el punto en donde está aplicada la carga vertical Q . Por ejemplo, se tiene la figura II.8.

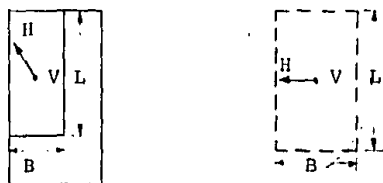


Figura II.8 Áreas efectivas y equivalentes de cimentación.
(Ref. 2)

EFFECTOS PRODUCIDOS POR INCLINACION EN LA BASE O POR UNA PEN-
DIENTE EN EL TERRENO NATURAL.

Existen situaciones en la práctica de la ingeniería, en las cuales la cimentación debe ser inclinada para facilitar la transmisión de las cargas horizontales a lo largo del terreno. También, muy frecuentemente, la superficie del terreno natural en donde será desplantada la cimentación superficial, presenta una inclinación con respecto a la horizontal. Ambas situaciones se presentan en la figura II.9, donde el ángulo de la base inclinada se denota con la letra α y la inclinación del terreno natural, con la letra ω .

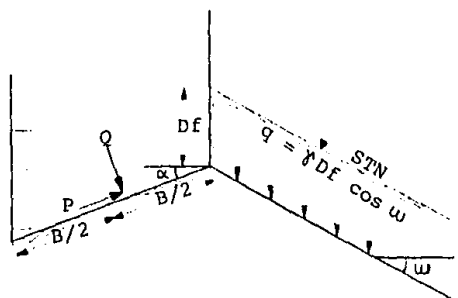


Figura II.9 Cimentación con una base inclinada o con una pendiente en el terreno natural. (Ref. 2).

En el caso de cargas inclinadas, es conveniente introducir estos dos efectos, multiplicando los términos individuales de la ecuación para el cálculo de la Capacidad de

Carga (2.31) con los "factores para bases inclinadas E_t y/o los factores para pendientes en el terreno natural E_g ". Además de los factores para cargas inclinadas, E_i .

Vesic' propone las siguientes expresiones para calcular los factores de bases inclinadas:

$$E_{it} = E_{\delta t} = (1 - \alpha \tan \phi)^2 \quad (2.39)$$

para encontrar E_{ct} , utilizamos:

$$E_{ct} = 1 - (2\alpha / (\pi + 2)) \quad (2.40)$$

donde α es expresado en radianes.

Para calcular los factores en el caso de pendientes en el terreno natural, Hansen señala que E_{gq} varía en la misma forma que el factor para cargas inclinadas E_{qi} , ya que $(\tan \omega)$ es igual a $P/(Q + B'L'c \cot \phi)$. Así es que para efectos prácticos, $E_{\delta g} = E_{gq}$. Donde podemos adoptar:

$$E_{gq} = E_{\delta g} = (1 - \tan \omega)^2 \quad (2.41)$$

El factor de cohesión, E_{cg} , se puede encontrar como antes ya se mencionó, con la expresión 2.35. Para $\phi = 0$ el valor límite de este factor, es:

$$E_{cg} = 1 - (2\omega / (\pi + 2)) \quad (2.42)$$

Se debe hacer notar, sin embargo, que la existencia

de una pendiente en el terreno natural, para el caso de suelos no friccionantes ($\phi = 0$), requiere la adición de un tercer término en la ecuación de Capacidad de Carga. Se puede mostrar que el valor de N_{γ} para éste término es negativo e igual a

$$N_{\gamma} = -2 \text{ sen } \omega \quad (2.43)$$

Todas las expresiones antes mencionadas, pueden ser usadas, teóricamente, para

$$\alpha < 45^{\circ} \text{ y } \omega < 45^{\circ} \quad (2.44)$$

También se requiere que

$$\omega < \phi \quad (2.45)$$

Podemos considerar que para los análisis de pendientes, no es necesario tomar en cuenta el valor de los esfuerzos por cortante, siempre y cuando, $0 < \omega < \phi/2$.

Además, los análisis anteriores, sólo son válidos para zapatas rectangulares, con su eje principal, paralelo a la pendiente en cuestión.

EFECTOS PRODUCIDOS POR EL NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS.

La posición del nivel de aguas freáticas, puede repercutir en forma importante en el valor de la Capacidad de Carga en cimentaciones superficiales. Generalmente, la

presencia de agua en los suelos, causa una disminución en el valor de la cohesión. Al mismo tiempo, el valor del peso específico de los suelos, cuando se encuentran sumergidos, se reduce aproximadamente al 50% de su valor por debajo del nivel de aguas freáticas. Entonces, todos los términos de la ecuación de Capacidad de Carga, se reducen por las condiciones anteriores, considerablemente.

Por esta razón, es importante que los análisis de la Capacidad de Carga, tomen en cuenta el mayor nivel de aguas freáticas, que se puede esperar durante la vida de la estructura en cuestión. Es importante conocer el valor máximo del nivel de aguas freáticas en temporadas de lluvia que generalmente es mayor que su valor en épocas de estiaje.

Si el máximo valor del nivel de aguas freáticas se encuentra dentro de la profundidad $z_w \leq B$ por debajo de la cimentación (Figura II.10), el peso específico efectivo del suelo, abajo de la base de la cimentación, tendrá un valor igual a:

$$\gamma' = \gamma' + (z_w/B) (\gamma_m - \gamma') \quad (2.46)$$

donde γ' es el peso específico sumergido - - - -
 $= \gamma_{sat} - \gamma_w$, y γ_m es el peso específico del suelo.

En el caso de que el nivel de aguas freáticas, se

encuentre permanentemente abajo de $z_w = B$, el valor de δ es igual al valor de δ_m . Para niveles freáticos menores o iguales a D_f , se debe utilizar el peso específico sumergido, δ' .

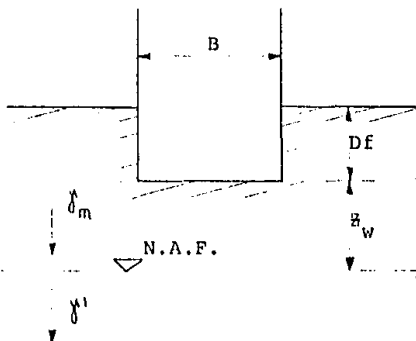


Figura II.10 Influencia del nivel de aguas freáticas.

II.3.2 TEORIA DE MEYERHOF.

En la teoría de Terzaghi, analizada anteriormente, no se toman en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo por arriba del nivel de desplante del cimiento; el suelo arriba del plano de apoyo del cimiento se toma en cuenta solamente como una sobrecarga perfectamente flexible, pero no como un medio a través del cual pueden propagarse su superficies de deslizamiento o en el cual puedan desarrollarse resistencias al esfuerzo cortante. Esta hipótesis es tanto más alejada de la realidad cuanto más profundo sea el cimiento considerado.

La Teoría de Meyerhof, trata de cubrir esta deficiencia, además de involucrar factores de forma, factores de profundidad y factores de inclinación, tal como se mencionó en las Contribuciones de Vesic.

En esta Teoría y para el caso de cimientos largos se supone que la superficie de deslizamiento con la que falla el cimiento tiene la forma que se muestra en al Fig. - - II.11

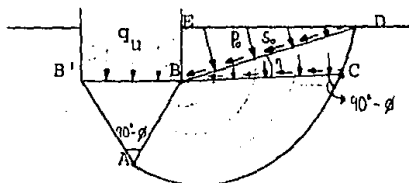


Figura II.11 Mecanismo de falla propuesto por Meyerhof.
(Ref. 4)

Según Meyerhof, la cuña ABB' es una zona de esfuerzos uniformes, a la que se puede considerar en estado activo de Rankine; la cuña ABC, limitada por un arco de espiral logarítmica, es una zona de esfuerzo cortante radial y, finalmente, la cuña BCDE es una zona de transición en que los esfuerzos varían desde los correspondientes al estado de corte radial, hasta los de una zona en estado plástico pasivo. La extensión del estado plástico en esta última zona depende de la profundidad del cimiento y de la rugosidad de la cimentación. La línea BD es llamada por Meyerhof la "superficie libre equivalente" y en ella actúan los esfuerzos normales, p_o y tangenciales, s_o , correspondientes al efecto del material contenido en la cuña BDE.

La expresión a que se llega finalmente al desarrollar la Teoría de Meyerhof es la siguiente:

$$q_u = c N_c + p_o N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \text{Ec. 2.47}$$

En la que el sentido de p_o es el antes indicado y las demás literales tienen el mismo significado que en la Teoría de Terzaghi. Las diferencias estriban en p_o , que ahora no es simplemente igual a $\hat{\gamma} h$ y en los tres factores de capacidad de carga, N_c , N_q y N_γ , que son diferentes en valor numérico, a los que se manejan con la Teoría de Terzaghi.

Los coeficientes N_c , N_q y N_γ para el caso de cimientos superficiales muy largos, se pueden determinar con:

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} N_\phi \quad (2.48)$$

$$\text{y } N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg}(1.4\phi)$$

En la figura II.12, aparecen los valores de los factores de Capacidad de Carga en función del ángulo de fricción interna ϕ . Para el caso de cimientos superficiales largos, cuadrados y cimientos con pilotes. En el caso de cimientos cuadrados, los valores son propuestos por Meyerhof con base en consideraciones teóricas y semiempíricas.

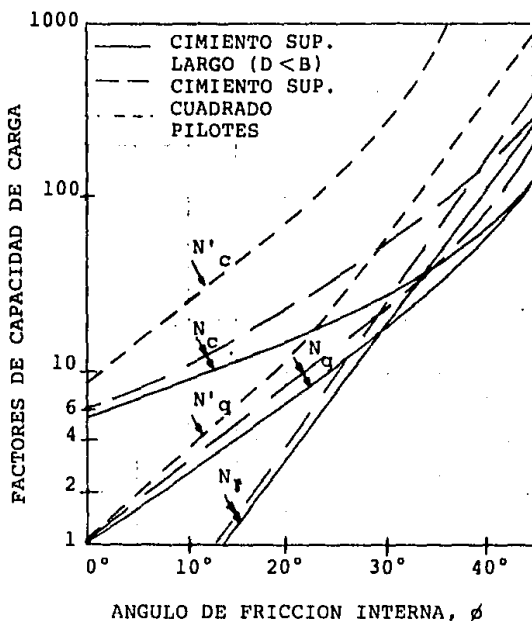


Figura II.12 Factores de capacidad de carga para cimientos superficiales y pilotes. (Ref. 4).

Para el caso de cimientos superficiales rectangulares, con relación ancho a largo igual a B/L no se han obtenido factores de capacidad de carga por métodos teóricos, pero se propone realizar una interpolación de los casos tratados en la figura, (cimientos largos, $B/L=0$ y cuadrados, $B=L$). Alternativamente, dichos factores pueden obtenerse multiplicando los factores de capacidad de carga correspondientes a cimientos superficiales muy largos, obtenidos de la figura anterior, por los denominados factores de forma, de origen empírico, que son respectivamente:

$$s_c = 1 + 0.2 N\phi B/L$$

$$s_q = s_\gamma = 1, \text{ para } \phi = 0 \quad (2.49)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 N\phi B/L, \text{ para } \phi > 10^\circ$$

$$N\phi = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

La siguiente tabla, se puede utilizar para obtener los factores de capacidad de carga de Meyerhof, a partir del ángulo de fricción interna ϕ :

TABLA II.3 FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA DE MEYERHOF.
(REF. 1).

$\phi, ^\circ$	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.0	0
5	6.5	1.6	0.1
10	8.3	2.5	0.4
15	11.0	3.9	1.1
20	14.8	6.4	2.9
25	20.7	10.7	6.8
30	30.1	18.4	15.7
35	46.1	33.3	37.1
40	75.3	64.2	93.7
45	133.9	134.9	262.7
50	266.9	319.0	873.7

Es importante indicar que el valor de ϕ_r deberá utilizarse para determinar los factores de capacidad de carga en cimientos rectangulares superficiales:

$$\phi_r = (1.1 - 0.1 B/L) \phi_t \quad (2.50)$$

en donde ϕ_r es el ángulo de fricción interna en un cimiento rectangular con relación de dimensiones B/L y ϕ_t es el ángulo obtenido en una prueba triaxial estándar de compresión, (prueba rápida).

Lo anterior se debe, a que la aplicación de la última de las expresiones 2.49, conduce a que el factor N_γ para cimientos muy largos, sea menor que el factor correspondiente a cimientos superficiales circulares o cuadrados, -

lo que en la realidad, para suelos friccionantes, con alto -
valor de ϕ ($\phi > 30^\circ$) no es cierto.

FACTORES DE PROFUNDIDAD.

En cimientos superficiales, en que $D_f < B$, el incremento en la capacidad de carga, puede afinarse con los -
llamados factores de profundidad, por los que hay que multiplicar los respectivos factores de capacidad de carga, para-
obtener los valores corregidos que toman en cuenta la resistencia del suelo al esfuerzo cortante, arriba del nivel de -
desplante. Por lo tanto, la capacidad de un cimiento real,-
desplantado bajo la superficie, será algo mayor que la capacidad del mismo cimiento desplantado sobre el terreno natu-
ral.

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{N\phi^1} \quad D/B$$

$$d_q = d_\gamma = 1.0, \text{ para } \phi = 0 \quad (2.51)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{N\phi^1} \quad D/B, \text{ para } \phi > 10^\circ$$

FACTORES DE INCLINACION

En aquellos casos en que la resultante de las cargas aplicadas a cimientos superficiales no esté centrada y -
vertical, o sea, que dicha resultante sea excéntrica y/o inclinada, ambas condiciones tienden a disminuir substancialmente la Capacidad de Carga de las cimentaciones.

Para el caso de cimientos superficiales que han de soportar cargas inclinadas un ángulo α con la vertical, se propone estimar la componente vertical de la capacidad de carga con base en los siguientes factores, denominados de inclinación y dados por:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \quad (2.52)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\beta}\right)^2$$

En resumen, la componente vertical de la Capacidad de Carga de un cimiento superficial puede escribirse en el caso general, de cargas inclinadas y excéntricas, como:

$$q_u = \frac{Q}{B' L'} = d_c i_c c N_c + d_q i_q \gamma D_f N_q + d_\gamma i_\gamma \gamma B' N_\gamma$$

ECUACION GENERAL DE LA TEORIA DE MEYERHOF 2.53

Recordar que:

$$B' = B - 2e \quad \text{y} \quad L' = L - 2e$$

B' , ancho reducido; e , excentricidad.

La capacidad de Carga por punta de un pilote aislado es expresada por Meyerhof por medio de la fórmula:

$$q_u = c N'_c + \gamma D N'_q \quad (2.54)$$

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

Valor que multiplicado por el área de la sección transversal de la base del pilote aislado de su capacidad portante total por punta, a la falla.

c y ϕ tienen los sentidos usuales, D es la profundidad a la que está el estrato resistente de apoyo; adicionalmente, el pilote deberá penetrar en dicho estrato una cantidad D' :

$$D' = 4 B \tan (45^\circ + \phi/2) \quad (2.55)$$

Los factores de capacidad de carga N'_c y N'_q , son semiempíricos y toman en cuenta el efecto de profundidad; corresponden a pilotes hincados al golpe, sección cuadrada o circular. Se obtienen de la figura II.12.

Cuando el pilote no penetra en el estrato resistente el valor dado por la expresión 2.55, sino uno menor, se recomienda interpolar linealmente los factores de capacidad entre los N'_c y N'_q de la figura II.12 y los correspondientes a las cimentaciones superficiales de la misma figura, que deben regir si $D'=0$.

II.3.4. TEORIA DE SKEMPTON.

El desarrollo de la Teoría de Skempton, tiene como finalidad analizar los suelos puramente cohesivos, indicando que durante el desarrollo de la Teoría de Terzaghi aplicada a suelos puramente cohesivos, no se toma en cuenta para fijar el valor de N_c , la profundidad de desplante del cimiento en el estrato de apoyo, D . Así, si observamos la figura II.13, los dos cimientos tendrían la misma capacidad de carga en lo referente a la influencia de la cohesión, es decir, el valor de N_c .

Si bien es cierto, que según Terzaghi, la Capacidad de Carga no sería la misma en los dos cimientos de la figura II.13, a causa del diferente valor del término γD_f , que interviene en la expresión 2.28 o en sus similares; también puede considerarse una cuestión de sentimiento que el valor N_c , que Terzaghi no diferencia, podría ser distinto en ambos casos.



Figura II.13 Influencia de la profundidad de desplante en el valor de N_c , en suelos puramente cohesivos.

En efecto si se piensa en términos de superficie - de falla, el cimiento más profundo tendría una superficie de mayor desarrollo, en la cual la cohesión trabajará más, a lo que deberá corresponder un mayor valor de N_c .

Skempton encontró que el valor de N_c no es independiente de la profundidad de desplante; y que su valor crece al aumentar dicha profundidad, aunque este crecimiento no es ilimitado, de manera que N_c permanece ya constante de una cierta profundidad de desplante en adelante.

La expresión adoptada para el cálculo de la Capacidad de Carga en suelos puramente cohesivos de acuerdo a la Teoría de Skempton es:

$$q_u = c N_c + \gamma D_f \quad (2.56)$$

La diferencia estriba en que ahora N_c ya no tiene un valor fijo de 5.7, sino que varía con la relación D/B , en que D es la profundidad de entrada del cimiento en el suelo - resistente y B es el ancho del mismo elemento.

En la figura II.14 aparecen los valores obtenidos por Skempton para N_c , en el caso de cimientos largos y de cimientos cuadrados o circulares. Por otra parte, en los casos de suelos heterogéneos estratificados debe manejarse con cuidado el término γD_f , que representa la presión del suelo al nivel de desplante y que, por lo tanto deberá calcularse-

tomando en cuenta los diferentes espesores de los estratos con sus respectivos pesos específicos, en la condición de suelo de que se trate, más cualquier sobrecarga distribuida en la superficie del suelo. Lo anterior es válido por supuesto, para la Teoría de Terzaghi y para la Teoría de Meyerhof. Ver la Figura II.15.

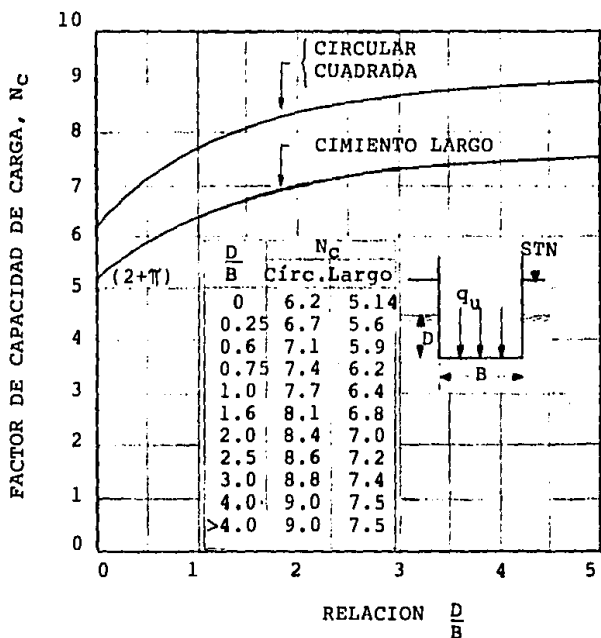


Figura II.14 Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos. (Ref. 4).

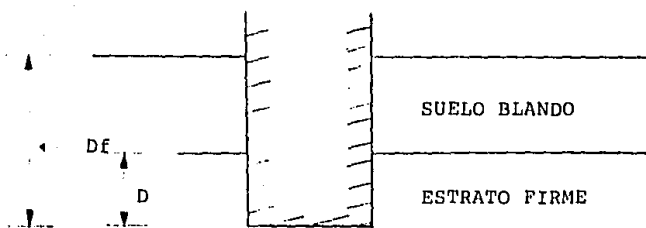


Figura II.15 Distinción entre D y D_f para aplicar la Teoría de Skempton.

II.3.5 RECOMENDACIONES GENERALES.

Es importante indicar que para señalar a cualquier Teoría como apropiada para un caso determinado, debe existir una correlación adecuada en cuanto a la sencillez de aplicación de la Teoría y la confiabilidad con los resultados de sus aplicaciones prácticas.

Debido a lo anterior, a continuación se presentan algunos puntos que se deben tomar siempre en cuenta:

1) La Teoría de Terzaghi es recomendable para toda clase de cimentaciones superficiales en cualquier suelo, pudiéndose aplicar con gran confiabilidad hasta el límite --
 $D_f \leq B$.

Además, siempre que sea posible se deben aplicar a dicha teoría los factores antes mencionados, en las Contribuciones de Vesic.

2) La Teoría de Skempton es apropiada para cimentaciones en suelos cohesivos ($\phi=0$), sean superficiales o profundas, incluyendo el cálculo de Capacidad de Carga por punta, en pilas o pilotes.

3) Puede usarse la Teoría de Meyerhof para determinar la Capacidad de Carga en cimientos superficiales o profundos en arenas y gravas, incluyendo el caso de pilas o pilotes.

4) En el caso particular de suelos cohesivos, se debe tener especial atención con el término de cohesión - - ($c N_c$), en las ecuaciones de Capacidad de Carga, por ser - el más importante.

5) Para el caso de suelos sin cohesión (arenas y gravas), el término que predomina es el de sobrecarga - - - ($\gamma D_f N_q$), en las ecuaciones de Capacidad de Carga.

6) Cuando se presenta un suelo friccionante, sin importar sus características, el ancho de la cimentación provoca un incremento directo en el valor de la Capacidad de - Carga ($\frac{1}{2} \gamma B N_f$). En el caso de que $B < 3$ ó 4 m, este - término, puede ser despreciado con un pequeño margen de error.

7) No es recomendable desplantar una cimentación al nivel del terreno natural, en el caso de suelos sin cohesión.

8) Cuando una cimentación se desplanta en un suelo estratificado, se deben tomar en cuenta cada una de éstas estratificaciones para el cálculo de la Capacidad de Carga.

En el caso de que las estratificaciones se presenten por arriba del nivel de desplante D_f , sólo se debe tener especial cuidado en el cálculo del término de sobrecarga, pero cuando existan por debajo del nivel de desplante, es

aconsejable utilizar "promedios pesados", hasta una profundidad aproximadamente igual al ancho de la cimentación B, por debajo del nivel de desplante, para encontrar el valor promedio de c , ϕ y de δ representativos del suelo, para evaluar la Capacidad de Carga.

9) La influencia del nivel de aguas freáticas - - N.A.F., es muy importante y debe ser perfectamente bien identificado, se debe tener especial atención con las variaciones de dicho nivel, en el caso de que sean muy altas.

II.4 PROBLEMAS DE APLICACION

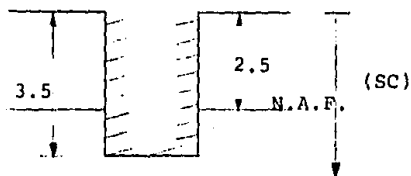
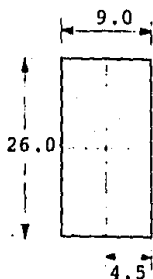
Ejemplo 1.

Una cimentación rectangular de 9.0m de ancho y - 26.0m de largo, será desplantada a una profundidad de 3.5m - en un estrato de arena-arcillosa (SC), saturada y compactada cuyo peso específico es de $1.7T/m^3$. El nivel de aguas freáticas se encuentra en 2.5m de profundidad por debajo de la - superficie del terreno natural.

Considerando, que la velocidad de aplicación de la carga es lo suficientemente lenta que no permite un aumento en la presión hidrostática, tenemos que, para una prueba - - triaxial consolidada-drenada, $c_d = 0.4T/m^2$ y $\phi_d = 23^\circ$.

Determinar la Capacidad de Carga última que es capaz de resistir el suelo.

DIAGRAMAS:



CORTE

DATOS

$$B = 9.0 \text{ m}$$

$$L = 26.0 \text{ m}$$

$$D_f = 3.5 \text{ m}$$

$$NAF = 2.5 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 1.7 \text{ T/m}^3$$

$$c_d = 0.4 \text{ T/m}^2$$

$$\phi_d = 23^\circ$$

INCOGNITA

$$q_u = ?$$

SOLUCION

Aplicando la Teoría de Terzaghi para cimientos superficiales ($D_f < B$) y apoyados en las Contribuciones de - Vesic y Hansen. De la ecuación 2.31, tenemos que:

$$q_u = c N_c E_c + q N_q E_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma E_\gamma \quad (1)$$

Para determinar los factores de Capacidad de Carga N_c , N_q y N_γ , utilizamos la figura II.5, para un ángulo de fricción interna $\phi_d = 23^\circ$, donde:

$$N_c = 22.5$$

$$N_q = 10.0$$

$$N_\gamma = 8.0$$

Además, para determinar los factores de Forma, según Vesic, encontramos que:

$$\frac{L}{B} = \frac{26.0}{9.0} = 2.89 < 5$$

por lo que la cimentación es rectangular. De la -
Tabla II.2, calculamos los factores de Forma:

$$E_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_c}{N_c} = 1 + \frac{9.0}{26.0} \frac{10.0}{22.5} = 1.15$$

$$E_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1 + \frac{9.0}{26.0} \tan 23^\circ = 1.15$$

$$E_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 1 - 0.4 \frac{9.0}{26.0} = 0.86$$

Por último, regresando a la ecuación (1); la Capacidad de Carga última será:

$$q_u = 0.4 (22.5) (1.15) + [2.5 (1.7) + 1.0 (1.7-1.0)] (10.0) \cdot (1.15) + \frac{1}{2} (0.7) (9.0) (8.0) (0.86) =$$

$$q_u = 10.35 + 56.93 + 21.67 = 88.95 \text{ Ton/m}^2$$

=====

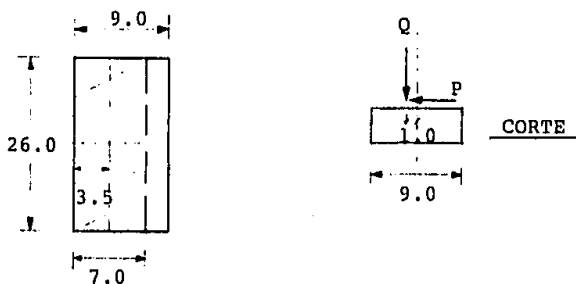
Ejemplo 1a.

Para el caso del problema anterior, encontrar la -
Capacidad de Carga última, que es capaz de resistir el suelo

si se aplica una carga inclinada que provoca una excentricidad de 1.0m en la dirección del lado corto B ($e_B = 1.0\text{m}$).

Asumir que la componente horizontal de la carga inclinada es igual a la mitad del valor dado en la expresión 2.32.

DIAGRAMAS



DATOS

$$e_B = 1.0\text{m}$$

Mismos del problema anterior.

INCOGNITA

$$q_u = ?$$

SOLUCION

Ancho efectivo de la cimentación:

$$B' = B - 2 e_B = 9.0 - 2 (1.0) = 7.0 \text{ m}$$

Area efectiva de la cimentación:

$$A' = B' L = 7.0 (26.0) = 182.0 \text{ m}^2$$

De la expresión 2.32, tenemos que:

$$P_{\text{máx}} = Q \tan \phi + A' c_a$$

y considerando la mitad del valor de $P_{\text{máx}}$, por indicaciones del problema; y además $c_a = 0$, tenemos que:

$$P = 0.5 P_{\text{máx}} = 0.5 Q \tan \phi$$

$$P = 0.5 (\tan 23^\circ) Q = 0.21 Q$$

Cálculo del exponente m_B utilizando la expresión - 2.38a:

$$m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} = \frac{2 + 9.0/26.0}{1 + 9.0/26.0} = 1.74 = m$$

A continuación se calculan los factores de Inclinación E_{qi} , $E_{\gamma i}$ y E_{ci} , utilizando las expresiones 2.34a, - - 2.37a y 2.35:

$$E_{qi} = \left[1 - \frac{P}{Q + B'L c \cot \phi} \right]^m = \left[1 - \frac{0.21 Q}{Q} \right]^{1.74} = 0.66$$

$$E_{\gamma i} = \left[1 - \frac{P}{Q + B'L c \cot \phi} \right]^{m+1} = \left[1 - 0.21 \right]^{2.74} = 0.52$$

$$E_{ci} = E_{qi} - \frac{1 - E_{qi}}{Nc \tan \phi} = 0.66 - \frac{1 - 0.66}{22.5 \tan 23^\circ} = 0.62$$

Por último, usando la ecuación 2.33, podemos calcular la Capacidad de Carga última del problema:

$$q_u = \frac{Q_u}{B'L} = c N_c E_c E_{ci} + q N_q E_q E_{qi} + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma E_\gamma E_{\gamma i}$$

$$q_u = 10.35 (0.62) + 56.93 (0.66) + 21.67 (0.52) =$$

$$q_u = \underline{\underline{55.26 \text{ Ton/m}^2}}$$

CONCLUSIONES.

Al establecer una comparación entre los resultados de ambos problemas, podemos determinar que la Capacidad de Carga última que es capaz de resistir el suelo, se ve reducida considerablemente por el efecto de la excentricidad provocada por la acción de la carga inclinada.

Para ambos casos, es conveniente que la Capacidad de Carga última, sea disminuída con un Factor de Seguridad (F.S.), para obtener la Capacidad de Carga admisible o de diseño, (q_{adm}), que debe ser comparada en cualquier caso, con respecto al esfuerzo que la estructura transmite al suelo por medio de la cimentación. Lo anterior, garantiza la estabilidad de la estructura.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F.S.}$$

$$q_{adm} > \text{Esfuerzo provocado.}$$

El Factor de Seguridad (F.S.), debe ser - - - -

seleccionado en función del tipo de suelo (de la zona en que esté ubicada la construcción), en función del tipo de estructura y en función del uso que se va a asignar a la construcción. Ver el Capítulo III.

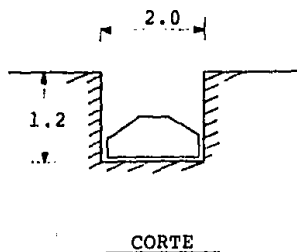
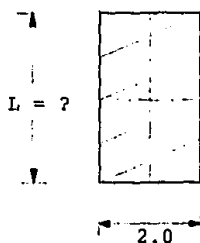
Ejemplo 2.

Dimensionar una zapata aislada, para que el suelo sea capaz de resistir una carga vertical $Q = 225$ Ton.

Se requiere por causas especiales que el lado corto de la cimentación $B = 2.0\text{m}$, con el objeto de que la carga vertical se aplique en el centro de la cimentación.

Utilizar la Teoría de Meyerhof, para cimientos superficiales rectangulares. Usar un factor de seguridad -- F.S. = 2.0.

DIAGRAMAS.



DATOS

$$B = 2.0 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 1.6 \text{ T/m}^3$$

$$D_f = 1.2 \text{ m}$$

$$\phi_t = 28^\circ$$

$$FS = 2.0$$

$$c = 0.6 \text{ T/m}^2$$

INCOGNITA

$$L = ?$$

SOLUCION

De la Teoría de Meyerhof, tenemos que para cimientos superficiales ($D_f < B$). Usando la ecuación 2.53, para el caso de cargas verticales, sabemos:

$$q_u = dc c N_c + d_q q N_q + d_f \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (1)$$

De donde, para determinar el valor de los factores de Capacidad de Carga, N_c , N_q y N_γ , utilizamos la figura II.12 para $\phi = 28^\circ$, en el caso de cimientos superficiales largos:

$$N_c = 28.0$$

$$N_q = 17.0$$

$$N_\gamma = 15.0$$

Dichos valores, deben multiplicarse por los factores de Forma para cimientos superficiales rectangulares y así obtener los factores de Capacidad de Carga corregidos; a continuación, se propone un valor para el lado largo de la cimentación y así poder obtener los factores de Forma para hacer el análisis completo de la cimentación.

Para L = 3.0 m

De la expresión 2.50, obtenemos ϕ_r , que es el ángulo de fricción int. en un cimiento rectangular de dimensiones B/L:

$$\phi_r = (1.1 - 0.1 B/L) \phi_t = (1.1 - 0.1 (2.0/3.0)) \\ 28^\circ = \phi_r = 28.93^\circ \approx 29^\circ.$$

y
$$N\phi = \tan^2 (45^\circ + \phi/2) = \tan^2 (45^\circ + 29^\circ/2) = 2.88$$

usando las expresiones 2.49, obtenemos los factores de Forma:

$$s_c = 1 + 0.2 N\phi B/L = 1 + 0.2 (2.88) (2.0/3.0) = 1.38$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 N\phi B/L = 1 + 0.1 (2.88) (2.0/3.0) = 1.19$$

que multiplicados por los factores de Capacidad de Carga, nos dan los valores corregidos:

$$N_c = 1.38 (28.0) = 38.64$$

$$N_q = 1.19 (17.0) = 20.23$$

$$N_\gamma = 1.19 (15.0) = 17.85$$

Cálculo de los factores de Profundidad, usando las expresiones 2.51:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{N\phi} D/B = 1 + 0.2 \sqrt{2.88} (1.2/2.0) = 1.20$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{N\phi} D/B = 1 + 0.1 \sqrt{2.88} (1.2/2.0) = 1.10$$

Por último regresando a la ecuación (1); la Capacidad de Carga última será:

$$q_u = 1.20 (0.6) (38.64) + 1.10 \left[(1.2) (1.6) \right] (20.23) \\ + 1.10 \frac{1}{2} (1.6) (2.0) (17.85) = \\ q_u = 27.82 + 42.73 + 31.42 = \underline{\underline{101.96 \text{ Ton/m}^2}}$$

Sabemos que:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F.S.} = \frac{101.96}{2.0} = \underline{\underline{50.98 \text{ Ton/m}^2}}$$

Para verificar que el lado largo L propuesto, es correcto, tenemos que calcular el esfuerzo (σ) que la cimentación transmite al suelo:

$$\sigma = \frac{Q}{B L} = \frac{225.0}{2.0 (3.0)} = 37.50 \text{ Ton/m}^2$$

Entonces, como:

$q_{adm} >$ Esfuerzo provocado, el resultado es correcto.

Sin embargo, es posible que para un largo menor, el resultado también sea admisible.

Para L = 2.5m.

Realizando los cálculos, para la secuencia antes descrita:

$$\phi_r = (1.1 - 0.1 (2.0/2.5)) 28^\circ = 28.56^\circ \approx 28.5^\circ$$

$$N\phi = \tan^2 (45^\circ + 28.5^\circ/2) = 2.83$$

$$s_c = 1 + 0.2 (2.83) (2.0/2.5) = 1.45$$

$$s_q = s_\phi = 1 + 0.1 (2.83) (2.0/2.5) = 1.23$$

$$N_c = 1.45 (28.0) = 40.60$$

$$N_q = 1.23 (17.0) = 20.91$$

$$N_\gamma = 1.23 (15.0) = 18.45$$

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{2.83} (1.2/2.0) = 1.20$$

$$d_q = d_\phi = 1 + 0.1 \sqrt{2.83} (1.2/2.0) = 1.10$$

$$q_u = 1.20 (0.6) (40.60) + 1.10 (1.2) (1.6) (20.91) + 1.10 \frac{1}{2} (1.6) (2.0) (18.45) = 105.81 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{adm} = \frac{105.81}{2.0} = 52.93 \text{ Ton/m}^2$$

$$q = \frac{225.0}{2.0 (2.5)} = 45.00 \text{ Ton/m}^2$$

Entonces, como:

$q_{adm} >$ Esfuerzo provocado, el resultado es correcto.

Para L = 2.0m

En este caso, la cimentación ya es cuadrada, por -

lo que los factores de Capacidad de Carga, se obtienen directamente de la Figura II.12.

$$N_c = 45.0$$

$$N_q = 21.0$$

$$N_{\delta} = 19.0$$

$$q_u = 1.20 (0.6) (45.0) + 1.10 [(1.2) (1.6)] (21.0) + - \\ + 1.10 \frac{1}{2} (1.6) (2.0) (19.0) = \underline{\underline{110.19 \text{ Ton/m}^2}}$$

$$q_{adm} = \frac{110.19}{2.0} = \underline{\underline{55.10 \text{ Ton/m}^2}}$$

$$q = \frac{225.0}{2.0 (2.0)} = \underline{\underline{56.25 \text{ Ton/m}^2}}$$

Entonces,

$$q_{adm} < \text{Esfuerzo provocado.}$$

CONCLUSIONES.

Analizando el problema, podemos concluir que la cimentación que resuelve el problema es una cimentación superficial cuadrada, ya que los valores de los esfuerzos son muy semejantes y estamos utilizando un factor de seguridad de 2.0, en el caso de que esta solución no sea satisfactoria, por considerar que pudiera existir un riesgo de falla, es aconsejable diseñar la cimentación para un valor de $L=2.25m$,

que es un valor con el cual estamos perfectamente protegidos.

Es importante mencionar que, a pesar de que para mayores valores de L , se tendría una mayor seguridad, esto no se recomienda ya que el costo económico de la cimentación se incrementa en forma considerable como es evidente.

En algunas ocasiones, el incrementar la profundidad de desplante D_f , ayuda por el término de la sobrecarga, a que la cimentación se pueda utilizar con una sección más reducida, sólo se debe recordar que $D_f < B$.

CAPITULO III

REGLAMENTOS OFICIALES Y CODIGOS DE CONSTRUCCION PARA
LA OBTENCION DE LA CAPACIDAD DE CARGA.

III.1 REGLAMENTOS OFICIALES

Es importante señalar que cuando se realiza un estudio de Capacidad de Carga de los Suelos, éste debe apegarse perfectamente a los Reglamentos existentes en la zona donde se efectúa el análisis, es por esto que en el Distrito Federal existe un Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y del cual estudiaremos los siguientes artículos. Mismos que no sufrieron modificaciones con las Normas de Emergencia del 18 de octubre de 1985.

Art. 267.- Resistencias. La seguridad de las cimentaciones contra los estados límite de falla se evaluará en términos de las capacidades de carga netas.

La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales o se basará en pruebas de carga. La capacidad de carga de la base de cualquier cimentación se calculará a partir de la resistencia media del estrato más débil que gobierne el mecanismo de falla más probable.

Además:

I.- La capacidad de carga global de las cimentaciones sobre pilotes o pilas se considerará igual al menor de los siguientes valores:

a).- La suma de las capacidades de carga de los pilotes o pilas individuales.

b).- La capacidad de carga de una pila o zapata de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes o pilas.

c).- La suma de las capacidades de carga de los diversos grupos de pilotes o pilas en que pueda subdividirse la cimentación.

En los casos a) y c) será admisible tomar en cuenta la capacidad de carga del suelo en el contacto con la subestructura, cuando esto sea compatible con las condiciones de trabajo de la cimentación; y

II.- Cuando en el sitio o en su vecindad existan galerías, grietas, cavernas u otras oquedades, vacías o con rellenos sueltos, éstas deberán tratarse apropiadamente, o bien tomarse en cuenta en el análisis de estabilidad de la cimentación.

Art. 268.- Factores de carga y de resistencia. Los factores de carga para el diseño de cimentaciones serán los que se indican en el artículo 220 de este Reglamento.

Los factores de reducción de la capacidad de carga del suelo de cimentación, serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

I. 0.35 para la capacidad de carga de la base de las zapatas de cualquier tipo en la zona I, las zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5m. de profundidad en las zonas II y III y los pilotes o pilas apoyados en estrato resistente; y

II. 0.7 para los otros casos.

En la capacidad de carga de la base de las cimentaciones, los factores de resistencia afectarán sólo a la capacidad de carga neta.

Cualquier análisis dentro del Distrito Federal debe cumplir con los requisitos establecidos en los artículos anteriores. En el caso de encontrarnos en otras localidades debemos recurrir a los reglamentos de la zona y en caso de no contar con los mismos, apoyarse además del Estudio de Mecánica de Suelos, en los códigos de construcción y manuales de ingeniería existentes.

III.2 CODIGOS DE CONSTRUCCION Y MANUALES DE INGENIERIA.

Como se mencionó con anterioridad cualquier construcción que esté contemplada dentro de cualquier código o reglamento debe ajustarse perfectamente a los métodos y disposiciones ahí propuestos. Tal sería el caso de encontrar la profundidad de desplante de un edificio o la Capacidad de Carga del terreno donde se ubicará el mismo.

Sin embargo, en ocasiones los manuales de ingeniería contienen tablas con valores de la Capacidad de Carga en suelos y en rocas que han sido obtenidos en base a observaciones y a la práctica durante muchos años. A continuación se presenta una tabla que muestra la Capacidad de Carga Admisible de algunos materiales, según el Código Nacional de Construcción de los Estados Unidos de América.

VALORES DE LA CAPACIDAD DE CARGA (kg/cm²) (REF.7)

Arcilla suave	1 - 1.5
Arcilla dura, compacta	2 - 2.5
Arcilla rígida	5
Arena fina, suelta	2
Arena-arcillosa, compacta	3
Arena-arcillosa, suelta, saturada	1
Arena con grava, suelta	2
Arena con grava, compacta	3

cuidado con los siguientes aspectos:

- 1) El tipo de estrato seleccionado está dado solo en términos descriptivos y no se proporcionan las propiedades físicas del suelo en cuestión.
- 2) Se considera que los estratos inferiores no - causarán problemas al cálculo de la Capacidad de carga.
- 3) Es muy importante tomar en cuenta el tamaño, - forma y profundidad de desplante de la cimentación, así como la posición del nivel de aguas freáticas que se considera en la tabla, no tiene efectos en la Capacidad de Carga.
- 4) El tipo de estructura que soporta la cimentación y las cargas de diseño, no son tomadas en cuenta para la selección de determinado valor en la Capacidad de Carga.

Es por ello, que los valores obtenidos de los manuales de ingeniería, son un apoyo o una primera idea solamente, de la Capacidad de Carga de un suelo. Es obvio, que la información obtenida por este conducto nunca podrá ser un sustituto de las teorías de Capacidad de Carga que se exponen en este trabajo.

SELECCION DE UN FACTOR DE SEGURIDAD ADECUADO EN FUNCION DEL-
TIPO DE CONSTRUCCION.

Los análisis descritos a lo largo de las diferen--tes teorías y los métodos prácticos para el cálculo de Capacidad de Carga, suponen la estimación de una carga última -- (Qu) o de un esfuerzo último (qu) que sea capaz de resistir--lo el suelo. Sin embargo, la seguridad total de las estruc--turas, es un complejo problema de optimización, tanto de las condiciones de servicio y economía de las mismas, así como - de la probabilidad de que éstas presenten fallas.

De acuerdo a lo anterior los métodos matemáticos - para el análisis de la Capacidad de Carga, no son completa--mente aceptados, debido a la cantidad de hipótesis de compo--rtamiento del suelo que son planteadas, así como de la gran - cantidad de propiedades que intervienen en el cálculo.

Sin embargo, utilizando un Factor de Seguridad - - (fs) podemos establecer una adecuación entre las condiciones--de servicio y economía de las estructuras, y la probabilidad de que presenten fallas. Es así, como obtenemos una carga - admisible (Qadm) o un esfuerzo admisible (q_{adm}), para el di--seño de la cimentación.

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F_s}$$

$$o \quad q_{adm} = \frac{q_u}{F_s}$$

La forma en que seleccionamos determinado Factor de Seguridad dependerá del tiempo de vida que estimamos para la estructura y de las consecuencias que ocasionaría una falla en la misma. Entonces, un Factor de Seguridad bajo puede ser utilizado para construcciones temporales o con un pequeño tiempo de vida. También, un Factor de Seguridad alto se puede seleccionar si las construcciones serán para un tiempo indefinido de vida útil.

Se pueden escoger Factores de Seguridad mayores en el caso de construcciones cuya máxima carga de diseño ocurra regularmente y donde las consecuencias de una falla serían desastrosas, en comparación con otras construcciones donde la carga máxima de diseño rara vez ocurre y donde las consecuencias de una falla no serían tan serias.

Finalmente, otra consideración importante para determinar la magnitud del Factor de Seguridad está basada en el contenido del estudio de Mecánica de Suelos. Aquellos estudios que sean extensos, completos y bien realizados permiten al diseñador que las capacidades últimas obtenidas sean de mayor confianza, reduciendo la probabilidad de falla. A continuación se presenta una tabla que proporciona el valor numérico de los Factores de Seguridad en función de las características antes mencionadas.

La selección de un Factor de Seguridad para diseño no tendría objeto si los parámetros generales, como serían - las cargas de diseño, los esfuerzos y deformaciones de la masa de suelo, etc., no representarían en forma real las características que se presentan en el problema en particular.

TABLA III.1 FACTORES DE SEGURIDAD MINIMOS PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES, SEGUN VESIC. (REF. 2).

CATE- GORIA	TIPO DE ESTRUCTURA	CARACTERISTICAS DE LA CATEGORIA	ESTUDIO DE SUE- LOS	
			COMPLE TO	LIMI TADO
A	Puentes de - ferrocarril	La máxima carga de diseño siem- pre ocurre: las	3.0	4.0
	Almacenes	consecuencias -		
	Altos hornos	de falla serían		
	Obras hidráulicas	desastrosas		
	Muros de Re- tención			
	Silos.			
B	Puentes de - carreteras.	La máxima carga de diseño ocu-- rre ocasional--	2.5	3.5
	Naves Indus- triales.	mente:		
	Edificios Pú- blicos	Las consecuen-- cias de una fa- lla serían se-- rias.		

C	Edificios - Habitaciona <u>l</u> les y edifi <u>ci</u> cios de ofi <u>ci</u> cinas.	La máxima car- ga de diseño - es probalbe - que nunca ocu- rra.	2.0	3.0
---	---	---	-----	-----

NOTAS:

- 1) Para estructuras temporales éstos factores pueden reducirse a un 75% de su valor. Sin embargo, en ningún caso el Factor de Seguridad será menor de 2.0.
- 2) Para estructuras excepcionales, como sería el caso de chimeneas y de torres, los factores anteriores se pueden incrementar entre un 20% y un 50%.
- 3) Es importante analizar la estructura a corto plazo y a largo plazo, y tomar la condición más desfavorable.
- 4) En el caso de estructuras donde en el diseño predomina el asentamiento que sufra la estructura, se deben utilizar Factores de Seguridad mayores.

Actualmente la evaluación de la seguridad, también toma en cuenta la incertidumbre que existe con las diferentes

variables que intervienen en el cálculo de las cargas y de los esfuerzos, es por eso que se introducen otros factores de seguridad, conocidos con el nombre de "Factores de Seguridad Parciales". Dichos factores aumentan el valor de las cargas actuantes y disminuyen el valor de los esfuerzos de cohesión (c) y el ángulo de fricción interna (ϕ).

TABLA III.2 FACTORES DE SEGURIDAD PARCIALES PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES, SEGUN HANSEN. (REF. 2).

FACTORES DE CARGA.		
Cargas muertas	1.00	
Presión del agua, estable	1.00	
Presión del agua, variable	1.20	(1.10)
Cargas vivas (en general)	1.50	(1.25)
Cargas por viento	1.50	(1.25)
FACTORES DE ESFUERZO.		
Cohesión c	2.00	(1.80)
Coefficiente de fricción interna ($\tan\phi$)	1.20	(1.10)

NOTA:

Los números de los paréntesis se refieren a estructuras temporales o con una extraordinaria combinación de cargas, (carga muerta + carga viva + carga del viento).

CAPITULO IV

APLICACION DE LAS TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS EN
CIMENTACIONES POCO PROFUNDAS.

IV.1 FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE CIMENTACION.

En general, los factores que influyen en la correcta selección de una cimentación dada pueden agruparse en - tres clases principales:

1) Los relativos a la superestructura, que engloban su función, cargas que transmite al suelo, materiales - que la constituyen, etc.,

2) Los relativos al suelo, que se refieren a sus propiedades mecánicas, especialmente a su resistencia y compresibilidad, a sus condiciones hidráulicas, etc.

3) Los factores económicos, que deben balancear - el costo de la cimentación en comparación con la importancia y aún el costo de la superestructura.

Puede decirse que un balance meditado de los factores anteriores permite en un análisis preliminar a un proyectista con experiencia, eliminar todos aquellos tipos de cimentación francamente inadecuados para resolver su problema específico, quedando sólo algunos que deberán de ser más cuidadosamente estudiados para elegir entre ellos unas cuantas soluciones que satisfagan todos los requisitos estipulados - desde el punto de vista estructural, de suelos, social, etc, para escoger de entre éstos el proyecto final, generalmente con una apreciación simplemente económica.

A continuación, adoptando un punto de vista estrictamente ingenieril estudiaremos las cimentaciones desplantadas en distintos tipos de suelos, para proyectarlas de tal forma que se sostengan en el suelo disponible sin falla o colapso y que además no tengan durante su vida asentamientos o expansiones que interfieran con la función de la estructura.

IV.2 CIMENTACIONES EN ARENAS Y GRAVAS

El diseño de una cimentación consistirá siempre en considerar dos aspectos; por una parte la Capacidad de Carga para evitar la falla por este concepto y; por otra parte los asentamientos, según los cuales no deben poner en peligro - la función de la estructura o ser mayores que aquellos considerados como tolerables en el proyecto estructural.

Si un cimiento de ancho B está desplantado a una profundidad D_f dentro de un manto de arena o grava, la Capacidad de Carga de ese cimiento podrá estimarse haciendo uso de las fórmulas de la Teoría de Terzaghi. Para el caso de un cimiento muy largo, dicha capacidad a la falla, será por lo tanto:

$$q_u = \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Para los cimientos cuadrados o circulares se usarán las fórmulas correspondientes a la Teoría de Terzaghi, -

tal como se encuentran desarrolladas en el Capítulo II.3.1.

Puede verse que, en esencia, la Capacidad de Carga Última de un cimiento poco profundo en arena o grava depende de los siguientes conceptos:

1) La compacidad relativa de la arena, que se refleja en el valor de ϕ y, por ello, en los valores de los -- factores de capacidad de carga N_q y N_ϕ . De hecho dicha compacidad influye muy poderosamente en la Capacidad de Carga, pues N_ϕ y N_q aumentan muy bruscamente cuando la compacidad llega a valores altos.

El mejor método práctico para determinar la compacidad relativa de un manto de arena es la prueba estándar de penetración, de la que se obtiene una correlación ente N , número de golpes en la prueba, la compacidad relativa y el valor del ángulo ϕ , de fricción interna.

Cuando se trate con arenas muy finas situadas bajo el nivel freático el valor de N dado por la prueba de penetración estándar resulta mayor que el que se tendría con arena seca, debido a la baja permeabilidad de la arena, que impide que el agua emigre a través de los huecos al producirse el impacto. Los valores obtenidos en la prueba en estos casos (N') se corrigen, según la expresión siguiente, propuesta por Peck, Hanson y Thornburn.

$$N = 15 + \frac{1}{2} (N' - 15) = \frac{N' + 15}{2} \quad (4.1)$$

La corrección anterior sólo se hace si $N' > 15$.

Finalmente, es de señalar que en los casos de que existan gravas o boleos en el suelo, los resultados de la prueba no suelen ser representativos de la compacidad de los mantos, pues uno de aquellos elementos puede detener el penetrómetro, aumentando ficticiamente el número de golpes.

2) La posición del nivel de aguas freáticas. En general, el peso específico de cualquier arena no sumergida oscila entre límites muy próximos, sea la arena seca, húmeda y saturada. Pero si la arena está sumergida bajo el nivel freático, el valor de γ se reduce sensiblemente a la mitad, lo cual se refleja de inmediato en la Capacidad de Carga Última obtenida. Así por ejemplo, el valor de la sobrecarga al nivel de desplante γD_f deberá calcularse teniendo en cuenta la condición de ese material, de modo que si está parcial o totalmente sumergido, se adopte el valor γ'_m donde ello ocurra; el valor de γ que figura en el segundo término de la ecuación se refiere al material situado bajo el nivel de desplante del cimiento, que sería movilizado en el caso de falla. Peck, Hanson y Thornburn recomiendan que si el nivel freático está a una profundidad B o mayor bajo el nivel de -

desplante, se considere el peso específico como no sumergido si el nivel freático y el de desplante coinciden o el primero queda encima del segundo, deberá usarse el valor m ; en casos intermedios, una interpolación lineal entre ambos valores de m será razonable.

La posición del nivel de aguas freáticas se refleja además muy acusadamente en los costos de construcción de la cimentación, en el momento en que el nivel de desplante quede bajo dicho nivel freático, pues entonces la zona de cimentación habrá de ser drenada de manera que el nivel del agua se abata y la excavación necesaria se realice en seco.

3) El ancho de la cimentación, según se deduce de la expresión, influye linealmente en la parte de la Capacidad de Carga que se refiere al peso del suelo situado bajo el nivel de desplante; por el contrario, dicho ancho no influye en la parte de Capacidad de Carga que refleja el efecto de la sobrecarga existente sobre el nivel de desplante.

4) Por último, la profundidad de desplante, D_f , también influye en la Capacidad de Carga. No existe ningún criterio fijo para establecer la profundidad de desplante -- que debe utilizarse en un proyecto dado, sin embargo, es posible mencionar algunas consideraciones generales que han de

tenerse presentes para seleccionar una profundidad específica. Por muy bueno que sea un terreno de cimentación, no conviene cimentar demasiado superficialmente, pues ello conduce a estructuras con poca resistencia a fuerzas laterales; un valor del orden de 1.0m debe verse como un mínimo recomendable; este valor pudiera rebajarse a otro del orden de 0.50m. en caso de que el suelo fuera extraordinariamente firme, y - la estructura ligera. Otra regla digna de tenerse en cuenta en la práctica es la de apoyar los cimientos siempre abajo - de la capa de tierra vegetal, pues de otra manera pudieran - presentarse posteriormente problemas de muy difícil solución con plantas en crecimiento, aparte de lo indeseable del suelo con materia orgánica desde el punto de vista de resistencia y compresibilidad. También es preciso considerar siempre la posibilidad de la existencia de cavernas u oquedades en el subsuelo o la presencia de estructuras subterráneas debidas al hombre, como por ejemplo ductos, colectores, etc.

Por otra parte, el diseño de una cimentación poco profunda construída sobre suelos friccionantes es particularmente complicado cuando se atiende al aspecto de asentamientos de la estructura. Para arenas no sumergidas o para casos en que el nivel freático se encuentre a una profundidad B, por debajo del nivel de desplante, Peck, Hanson y Thornburn proporcionan la siguiente gráfica para obtener la - -

presión de contacto correspondiente a un hundimiento de - -
2.5cm, para diferentes anchos de cimiento y distintas compa-
cidades de la arena, obtenidas por la prueba de penetración-
estándar. Ver Figura IV.1.

En ocasiones se usa la gráfica para obtener las -
presiones de contacto correspondientes a otros asentamientos
diferentes a 2.5cm, haciendo la suposición de que el asentam
miento es directamente proporcional a la presión de contacto
así, por ejemplo, los valores de la presión de la gráfica, -
duplicados, corresponderán, para el resto de las condiciones
invariables, a asentamiento bajo la zapata de 5.0cm.

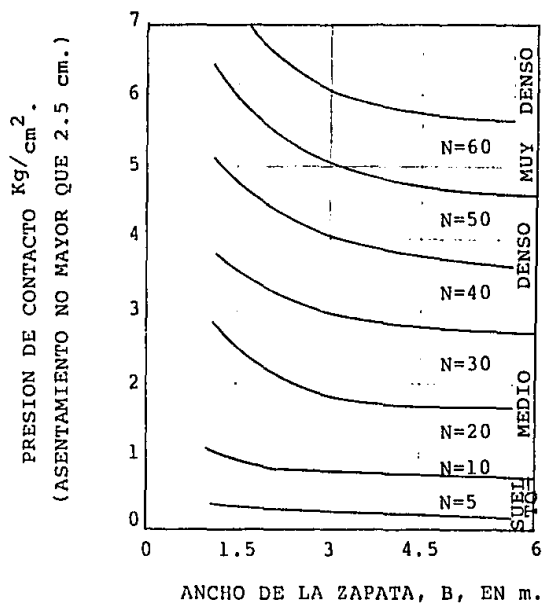


FIGURA IV.1 Presión de contacto correspondiente a asentamientos de 2.5cm para zapatas - en arena. (Ref. 4).

IV.3 CIMENTACIONES EN ARCILLAS HOMOGENEAS.

En lo referente al aspecto de Capacidad de Carga, - las cimentaciones poco profundas en arcillas homogéneas pueden calcularse con las teorías de Terzaghi o de Skempton, - quizá la Teoría de Skempton sea la más completa para la aplicación al caso en estudio.

En cualquiera de los dos casos, la expresión a usar es del tipo:

$$q_u = c N_c + \gamma D_f$$

La Capacidad de Carga Última depende ahora esencialmente de la cohesión del material y de la presión actuante al nivel de desplante (γD_f). El ancho del cimiento no interviene si se aplica la Teoría de Terzaghi y su intervención es indirecta (a través de la relación D/B) en la Teoría de Skempton.

El valor de "c" puede obtenerse de una prueba triaxial rápida, que es la que mejor refleja dentro de un criterio de trabajo con esfuerzos totales, las circunstancias de la cimentación, en que la etapa inicial antes de la consolidación, suele ser la más crítica.

La Capacidad de Carga en arcillas homogéneas de pende de tambié n, según se vió, de la presi ón existente al nivel de desplante. En este caso existe una diferencia importante en el cálculo, según la cimentación sea o no impermeable, cuando el nivel de desplante quede bajo el nivel freático. En el primer caso, al nivel de desplante se habrá aliviado al terreno en una presi ón que es la total correspondiente a esa profundidad; por el contrario, en una cimentación permeable y por ello llena de agua hasta una altura igual a la del nivel freático, la descarga efectuada por la excavación no incluye a la presi ón del agua, por lo que el término $\gamma' D_f$, de be representar únicamente la presi ón efectiva, por lo que de berá usarse el peso específico sumergido en la parte del suelo bajo el nivel freático.

En arcillas homogéneas el que el nivel de desplante quede bajo el nivel freático ya no suele ser un problema tan grande como en el caso de arenas; las arcillas por su im permeabilidad permiten mantener las cepas de excavación en seco con un bombeo moderado y no muy costoso.

Ahora bien, si la excavación es de gran área y profundidad, el bombeo no se podrá emplear desprecupadamente, pues el flujo de agua hacia la excavación, en el fondo de la misma, produce expansiones que posteriormente se traducirán

en asentamientos de la estructura; en estos casos, lo indicado es o bien hacer la excavación en secciones de área menor o bien recurrir a métodos para disminuir el flujo de agua hacia el fondo de la excavación, tales como pozos de captación o similares.

Otro problema de las excavaciones en arcillas especialmente de las relativamente profundas, es el que se refiere a la estabilidad de los taludes de las mismas y a los movimientos verticales y horizontales que se producen en las zonas adyacentes a la excavación propiamente dicha. La estabilidad probablemente ya difícil de por sí, por la baja resistencia común en las arcillas, se ve especialmente comprometida por el flujo lateral del agua hacia la excavación. La disminución de la resistencia al esfuerzo cortante que este flujo produce, así como el efecto de las fuerzas de filtración, son factores que deben considerarse en un análisis de estabilidad a largo plazo.

En regiones muy frías, el suelo se congela cuando la temperatura ambiente es inferior a 0°C. Esto produce expansiones que dependen tanto de factores ambientales como de la naturaleza del suelo. Una cimentación desplantada en este suelo se eleva durante la congelación y desciende bruscamente en el deshielo; para evitar estos efectos perjudiciales, la cimentación deberá desplantarse a suficiente profundidad.

Un aspecto muy importante en las cimentaciones poco profundas en arcillas es el relativo a los cambios volumétricos que ocurren en el suelo al variar su contenido de agua; estas variaciones proceden por lo general de períodos de estiaje y lluvias, aunque a veces son causados por factores más limitados, como riego de ciertas áreas o la existencia de hornos o calderas inadecuadamente aisladas. En regiones áridas, basta la reducción de evaporación que produce una vivienda o un pavimento al cubrir el suelo, para producir humedecimiento en la zona cubierta, con la correspondiente expansión; en las regiones húmedas el efecto es el contrario, cuando por alguna razón el suelo se seca, sobreviene el enjuntamiento y el agrietamiento y cualquier estructura suprayacente se asienta y se daña.

Los cambios volumétricos son máximos en la superficie del suelo y nulos en la profundidad correspondiente al nivel freático; la profundidad de desplante deberá de quedar siempre bajo la zona sujeta a cambios volumétricos, cuando ésta puede ser determinada. Si éste último no es posible, el problema ha de ser resuelto con criterio y experiencia ceñidos a las condiciones locales.

En cimentaciones poco profundas en arcillas homogéneas el problema de asentamientos por consolidación suele ser el factor dominante en su comportamiento, de manera que

la presión admisible desde el punto de vista de la resistencia del suelo suele quedar limitada por el valor que produzca el máximo asentamiento tolerable para la estructura que se desea cimentar.

Los asentamientos por consolidación se calculan recorriendo a la Teoría de la Consolidación Unidimensional con Flujo Vertical. Calculando los asentamientos que corresponden a cada elemento de la cimentación pueden obtenerse los asentamientos diferenciales, que son los que a fin de cuenta suelen interesar al proyectista de la estructura. Debe tenerse en cuenta que al calcular el asentamiento producido bajo una zapata, por ejemplo, deben hacerse intervenir las presiones que transmiten otras zapatas vecinas, situadas a distancias en que su influencia alcance a hacerse notar.

En el cálculo de asentamientos por consolidación solo deben intervenir las cargas muertas y las vivas permanentes, pues las cargas accidentales actúan un tiempo pequeño en comparación al requerido para influenciar un proceso de consolidación.

IV.4 CIMENTACIONES EN ARCILLAS FISURADAS.

Frecuentemente, por procesos sufridos por las arcillas a lo largo de su historia geológica, se presentan en su estructura masiva multitud de fisuras muy próximas, siguiendo una o más direcciones predominantes. En estas condiciones se tiene la dificultad práctica de no poderse labrar los especímenes necesarios para la realización de una prueba de resistencia al esfuerzo cortante. Además, si una muestra pudiera lograrse, las pruebas en sí serían de interpretación insegura, pues la resistencia obtenida sería menor que la real; en una prueba de compresión simple, por la falta de confinamiento lateral, el error sería máximo, pero aún en una prueba rápida las fisuras supondrían planos de debilitamiento que influenciarían los resultados a no ser que la presión hidrostática de confinamiento fuera muy elevada.

Quizá el mejor recurso para valuar la resistencia de una arcilla fisurada para fines de cálculo de una cimentación, sea el realizar Pruebas de Carga con una Placa, directamente sobre el terreno.

Una vez determinado el valor de la resistencia, con las arcillas fisuradas se puede proceder como con las homogéneas, sin embargo, en el caso de los taludes de las excavaciones, la estabilidad de los mismos puede calcularse muy-

difícilmente y el problema suele resolverse con elementos de retención suficientes, cuando, por alguna razón, los taludes de la excavación no pueden tenderse a voluntad.

IV.5 CIMENTACIONES EN LIMOS Y LOESS.

Los limos se distinguen de dos tipos, los plásticos y los no plásticos. El comportamiento mecánico de los -- primeros se asimila al de las arcillas de plasticidad baja o media; el de los segundos se asimila al de las arenas muy finas. Los limos pueden deber su plasticidad a un porcentaje - de partículas de forma laminar o a su contenido de materia - orgánica. El polvo de roca es el típico ejemplo de un limo - no plástico, con índice de plasticidad prácticamente nulo, - en tanto que los limos orgánicos que se encuentran en depósi - tos masivos, fluviales o lacustres suelen presentar caracte - rísticas de plasticidad acentuadas.

La prueba de penetración estándar suele utilizar se para determinar la consistencia de los limos; se conside - ra que si el número de golpes en la prueba es menor que 10, - los limos son sueltos o suaves e inadecuados para soportar - cimientos. Cuando N es mayor que tal límite se considera que el material puede servir para los efectos señalados y, en - tal caso, la cimentación se calcula con los procedimientos -

adecuados para arenas, si el limo es no plástico, o con los procedimientos indicados para arcillas, si el limo es plástico.

En el caso de limos plásticos normalmente consolidados, bajo el nivel freático, los asentamientos constituyen un problema de importancia, comparable al que se presenta en arcillas.

En muchos limos, la resistencia al esfuerzo cortante es debida, además de la fricción entre las partículas, a algo de cohesión producida, por ejemplo, por un cementante.

La mejor manera de determinar esa resistencia al esfuerzo cortante es recurrir a la realización de pruebas triaxiales, que permitan definir claramente la envolvente de resistencia del material.

El LOESS es, un material de depósito eólico, formado por partículas del tamaño del limo o de la arena fina, ligadas por un cementante. La estructuración del material es abierta, de un tipo intermedio entre una estructura simple típica y una panaloide y a ella corresponden relaciones de vacíos relativamente altas.

Una característica fundamental de los depósitos de loess, desde el punto de vista de su capacidad para sostener

una cimentación, es su poca uniformidad; en estos depósitos- la resistencia puede variar grandemente en distancias o profundidades pequeñas. La prueba de penetración estándar es - muy útil para verificar esta uniformidad, pero en cambio puede dar valores bajos de la resistencia, a causa de que la peculiar estructura del material facilita la penetración del - muestreador.

Por sus especiales características el loess es un material en que es particularmente difícil calcular la Capacidad de Carga con métodos teóricos; así, este es otro caso en que las Pruebas de Carga pudieran ser de utilidad, dosificándolas con criterio, de acuerdo con la uniformidad del depósito.

Los loess son generalmente depósitos no saturados, pero cuando se saturan el cementante se ablanda o se disuelve, perdiendo el conjunto su cohesión. En estas condiciones su estructura sufre un colapso, que se traduce en un asentamiento brusco, posiblemente muy perjudicial.

Por lo que las causas comunes de saturación deben evitarse.

IV.6 CIMENTACIONES EN SUELOS ESTRATIFICADOS.

La frecuencia con que en la práctica se presentan cimentaciones poco profundas en suelos estratificados ha obligado, al uso de soluciones aproximadas con las que se espera llegar a resultados razonables. Frecuentemente, las soluciones empleadas para el caso están claramente inspiradas en las obtenidas para materiales homogéneos.

Los casos más frecuentes de estratificación en la práctica son aquellos en que un estrato de arcilla firme se presenta sobre otro de arcilla suave o en que un estrato friccionante sobreyace a otro cohesivo poco resistente.

En estos casos, el efecto de la estratificación es una distorsión en la superficie de falla, que tiende a crecer en el estrato débil y a tener desarrollos mínimos en el más fuerte. Obviamente, para que lo anterior suceda es preciso que la frontera del estrato débil no esté muy lejana del desplante del cimiento; en caso contrario, no se sabe muy bien cual sea el efecto de la presencia del estrato débil, pero su efecto va haciéndose de menor importancia, según la separación aumenta, al grado que cuando la separación es del orden de 2B, el efecto de su presencia es prácticamente depreciable.

Para el caso de la secuencia de dos estratos arcillosos saturados, Button ha propuesto una solución basada en el análisis de superficies cilíndricas de falla; los resultados de su método aparecen en la Figura IV.2, en la que se dan los valores del factor de capacidad de carga N_c , modificado para tomar en cuenta la presencia del estrato inferior, en función de la relación d/B , en que d es el espesor del estrato superior y B el ancho del cimiento y de la relación de las cohesiones de ambos estratos, c_2/c_1 .

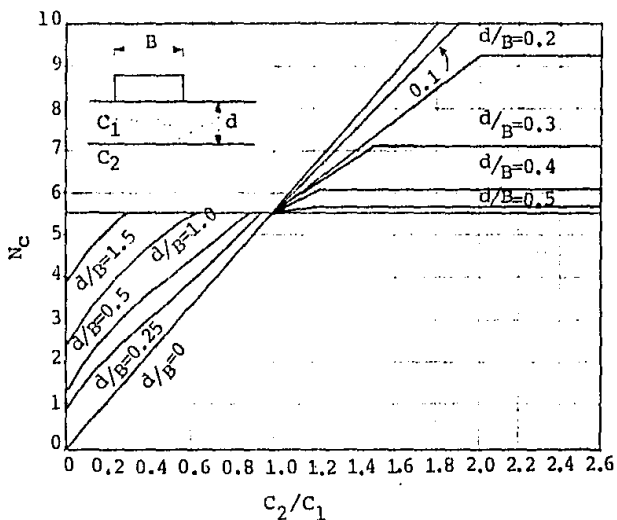


FIGURA IV.2 Solución de Button para un sistema de dos estratos cohesivos. (Ref. 4).

La solución de Button cubre tanto el caso mencionado, en que el estrato más resistente es el superior, como el caso inverso, quizá menos frecuente en la práctica.

Si los estratos no son puramente cohesivos, no existen soluciones del tipo de la de Button, en este caso, la Capacidad de Carga del cimiento puede obtenerse promediando proporcionalmente los valores de los parámetros de resistencia de los dos estratos. Sin embargo, para poder hacer esto es necesario que las características de los dos estratos no sean demasiado diferentes, en cuyo caso el promedio no tiene sentido. Suele considerarse que ya no deben promediarse valores que difieran entre sí más de un 50%, dentro de la profundidad significativa del cimiento.

IV.7 CIMENTACIONES EN ROCA.

El problema de las cimentaciones en roca es bien diferente del que se tiene en las cimentaciones ordinarias sobre suelo; en realidad, corresponde más bien su estudio a la Mecánica de Rocas, nuevo campo de la Ingeniería, en rápida expansión. Sin embargo, en aras de complementar la exposición correspondiente a este capítulo, en lo que sigue se dan algunas ideas sobre cimentaciones construídas sobre roca.

En las cimentaciones sobre roca, el asentamiento - no suele ser una limitación para el diseño, pues dada la rigidez del material, suele ser completamente despreciable.

La resistencia del material al esfuerzo cortante - tampoco suele ser condición crítica en una roca, considerada masiva. Los problemas emanan ahora de dos fuentes; por un lado de los defectos, tales como grietas o fisuras, que la roca pueda tener y por otro, de los altos esfuerzos que soporta la estructura propiamente dicha que constituye la cimentación, emanantes de las altas presiones de contacto que se toleran.

La resistencia de una roca suele obtenerse de una prueba de compresión simple o suele estimarse. También ahora las pruebas de tipo triaxial son más convenientes, pero el equipo y el personal para su realización no están disponibles frecuentemente, por lo que generalmente el dato con el que se ha de trabajar es q_c , resistencia a la compresión simple. Si tal es el caso, es usual suponer $\phi = 0$, lo cual no es realmente correcto, según indican las pruebas triaxiales, y calcular

$$c = \frac{q_c}{2}$$

Con este valor de c , la capacidad de la roca puede

calcularse con alguna de las teorías ya tratadas, utilizando una expresión del tipo $q_u = c Nc$. Una vez calculada la Capacidad de Carga a la falla, puede usarse un factor de seguridad del orden de 3 para obtener la capacidad de trabajo.

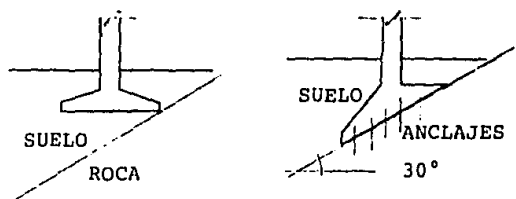
Uno de los problemas prácticos que puede presentar la roca como material de cimentación es que se presente en un manto inclinado, sobre el que haya peligro de que deslice la cimentación. Esto puede ocurrir cuando la inclinación de la roca sea mayor que 30° , hasta cuyo límite puede decirse que las normales precauciones de construcción para lograr una buena adherencia entre la roca y el concreto de los elementos de cimentación, bastan para prevenir el peligro. En inclinaciones mayores debe recurrirse a anclajes, escalonamientos e ideas similares que combatan el riesgo de deslizamiento.

Si la roca sobreyace a suelos blandos, debe tenerse en cuenta que la deformación de éstos puede afectar a - - aquellas; debe evitarse el riesgo de que la capa de roca falle por flexión.

En roca agrietada, fisurada o junteada, han de ser las zonas más débiles las que limiten las cargas de diseño a emplear en un caso dado y, en estos casos, conviene elevar el factor de seguridad que se utilice a valores del orden de 5 o aún mayores.

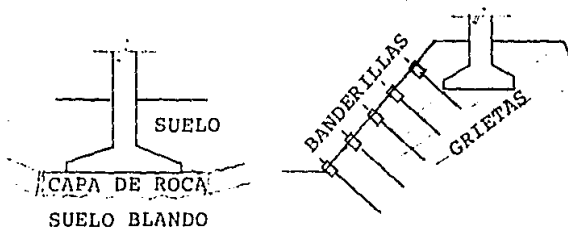
Un riesgo de importancia por su frecuencia en cierto tipo de rocas como calizas por ejemplo, es la presencia de oquedades o cavernas dentro de la profundidad que afecta la cimentación y bajo ella. Siempre deberá explorarse convenientemente el terreno de cimentación para excluir esta posibilidad.

También exige cuidado el colocar un cimiento en un corte o talud de roca, especialmente si las grietas o juntas que ésta pudiera presentar tuviesen un echado hacia el corte o talud. Ahora es de gran importancia la naturaleza del material que puede llenar las grietas, sobre todo en lo referente a su estabilidad ante agua y a su plasticidad. En casos como éstos, el uso de anclaje ha sido de utilidad.



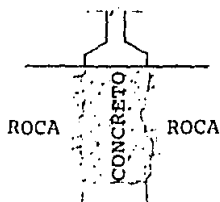
a) Situación conveniente producto de exploración defectuosa.

b) Anclaje para prevenir deslizamiento.

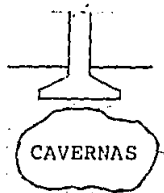


- c) Falla por flexión a causa de la cedencia de un suelo blando subyacente a una capa de roca

- d) Cimentación en talud, con echado desfavorable, ilustrando el uso de banderillas de anclaje



- e) Relleno con concreto de grandes grietas



- f) Presencia de cavernas bajo la cimentación (inadmisible).

FIGURA IV.3 Problemas relacionados con cimentaciones en roca.

A P E N D I C E

RELACIONES DE ESFUERZOS PRINCIPALES.

A continuación se establece la relación entre los esfuerzos principales actuantes en un punto de la masa, su- puesta en estado de falla incipiente.

Dentro de las teorías de falla más importantes en el estado actual de la Mecánica de Suelos, figura la teoría de Coulomb. Según esta hipótesis, las líneas de falla no concurren en el origen de un sistema q-s, sino que cortan el eje vertical formando una cierta ordenada en el origen, c. Matemáticamente puede expresarse:

$$\tau = s = c + q \tan \phi \quad (A.1)$$

En un plano q-s (esf. normales-esf. cortantes), la ecuación anterior queda representada por una recta que forma una cierta ordenada en el origen c, (cohesión) y que forma un ángulo ϕ (ángulo de fricción interna) con el eje horizontal. Esa recta se conoce con el nombre de línea de falla y representa el lugar geométrico de los esfuerzos cortantes de falla, correspondientes a distintos esfuerzos normales.

Si en un punto dado, el círculo de Mohr, representativo de los esfuerzos actuantes en las distintas direcciones, no toca a las líneas de falla, en ese punto no existirá

ninguna sección que esté en falla incipiente o haya fallado. Ver la Figura A.1.

Si el círculo es tangente a las líneas de falla, - como el de la figura A.1, habrá un punto del círculo (Punto D) que representa unos esfuerzos tales que satisfacen la - condición de falla A.1.

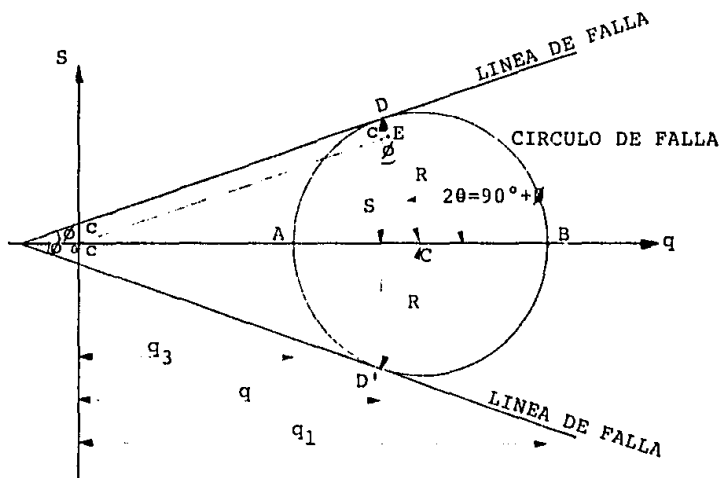


Figura A.1 Líneas de falla en el círculo de Mohr con la hipótesis de falla de Coulomb.

La inclinación del plano en que actúan dichos esfuerzos respecto al plano en que actúa q_1 , el esfuerzo principal mayor, queda medida por el ángulo θ , que ahora vale, - según se ve en la figura A.1.

$$\theta = 45^\circ + \phi/2.$$

En la figura A.1 aparecen las líneas de falla y a partir de ellas es posible obtener la Relación de Esfuerzos-principales, para aplicaciones posteriores.

Se tiene:

$$\overline{CD} = \overline{OC} \operatorname{sen} \phi + c \operatorname{Cos} \phi$$

Pero:

$$\overline{CD} = R = \frac{q_1 - q_3}{2} \quad \text{y} \quad \overline{OC} = \frac{q_1 + q_3}{2}$$

Sustituyendo en la ecuación anterior:

$$\frac{q_1 - q_3}{2} = \frac{q_1 + q_3}{2} \operatorname{sen} \phi + c \operatorname{Cos} \phi$$

Operando:

$$q_1 - q_3 = (q_1 + q_3) \operatorname{sen} \phi + 2c \operatorname{Cos} \phi$$

Agrupando términos:

$$q_1 = q_3 \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} + 2c \frac{\operatorname{cos} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad (\text{A.2})$$

Operando trigonómicamente, se tiene:

$$\begin{aligned} \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} &= \frac{1 + \operatorname{cos} (90 - \phi)}{1 - \operatorname{cos} (90 - \phi)} = \frac{2 \operatorname{cos}^2 (45 - \phi/2)}{2 \operatorname{sen}^2 (45 - \phi/2)} = \\ &= \operatorname{cotan}^2 (45 - \phi/2) = \boxed{\tan^2 (45 + \phi/2) = N_\phi} \end{aligned}$$

El valor N_ϕ , es conocido como Número de Flujo y es importante en la simbología matemática de muchas aplicaciones en Mecánica de Suelos.

$$\begin{aligned}
 y \quad \frac{\cos\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} &= \frac{\sqrt{1 - \operatorname{sen}^2\phi}}{1 - \operatorname{sen}\phi} = \sqrt{\frac{(1 + \operatorname{sen}\phi)(1 - \operatorname{sen}\phi)}{(1 - \operatorname{sen}\phi)^2}} = \\
 &= \sqrt{\frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi}} = \tan(45 + \phi/2) = \sqrt{N_\phi}
 \end{aligned}$$

Sustituyendo estas expresiones en la ecuación A.2, se tiene, finalmente:

$$\begin{aligned}
 q_1 &= q_3 \tan^2(45 + \phi/2) + 2c \tan(45 + \phi/2) \\
 \text{ó} \quad &\boxed{q_1 = q_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi}} \quad (A.3)
 \end{aligned}$$

ESTADOS PLÁSTICOS DE EQUILIBRIO

ACTIVO Y PASIVO.

Considérese un elemento de suelo de altura dz situado a una profundidad z en el interior de un semiespacio de suelo en "reposo" (es decir, sin que se permita ningún desplazamiento a partir de un estado natural); sea el caso de la Figura A.2.

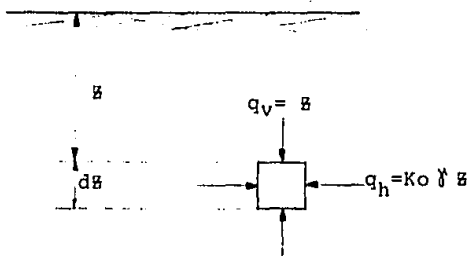


Figura A.2 Esfuerzos actuantes sobre un elemento de suelo - en "reposo".

En tales condiciones la presión vertical efectiva-actuante sobre la estructura del elemento es:

$$q_v = \gamma z$$

donde γ es el peso específico correspondiente al - estado en que se encuentre el medio.

Bajo la presión vertical actuante el elemento de - suelo se presiona lateralmente originándose así un esfuerzo horizontal, q_h , que con base en la experiencia se ha aceptado como directamente proporcional a q_v .

$$q_h = K_o \gamma z$$

La constante de proporcionalidad entre $q_v = \gamma z$ y q_h , se denomina coeficiente de presión de tierra en reposo,- K_o .

Si se representa en el diagrama de Mohr el círculo correspondiente al estado de esfuerzos descrito para el elemento mencionado (Figura A.3) se obtendrá un círculo tal como en el 1, que evidentemente no es de falla.

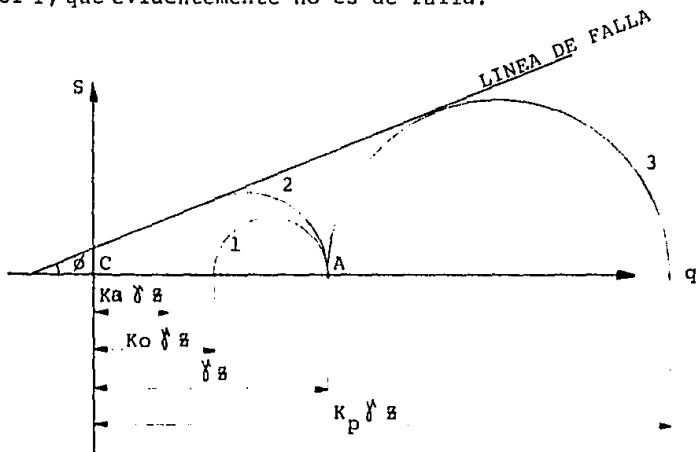


Figura A.3 Estados plásticos en el diagrama de Mohr.

A partir de estas condiciones de esfuerzo en "reposo" se puede llegar a la falla por dos caminos de interés práctico. El primero consistirá en disminuir el esfuerzo horizontal, manteniendo el vertical constante; se llega así al círculo 2 de falla, con un esfuerzo principal menor - - - - $q_3 = K_a \gamma z$, donde K_a se denomina coeficiente de presión activa de tierras; nótese que este esfuerzo q_3 , corresponde en este círculo a la presión horizontal, pues, por hipótesis

el esfuerzo principal mayor correspondiente es γz o presión vertical debida al peso del suelo sobreyacente sobre el elemento.

El segundo camino para llevar a la falla al elemento en estudio consistirá en tomar al esfuerzo γz como el principal menor, aumentando por consiguiente ahora la presión horizontal hasta llegar a un valor $K_p \gamma z$, tal que el círculo resultante sea tangente a la línea de falla. El valor K_p recibe el nombre de coeficiente de presión pasiva de tierras.

De acuerdo con Rankine se dirá que un suelo está en ESTADO PLASTICO cuando se encuentra en estado de falla inminente generalizado. Así, de acuerdo con lo anterior, caben dos estados plásticos prácticos. El que se tiene cuando el esfuerzo horizontal alcanza el valor mínimo $K_a \gamma z$ y el que ocurre cuando dicha presión llega al valor máximo $K_p \gamma z$. Estos estados se denominan respectivamente ACTIVO y PASIVO.

En el estado PLASTICO ACTIVO, de la relación de esfuerzos principales y usando la figura A.3, tenemos:

$$q_1 = q_3 N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi}$$

si además sabemos que, $q_1 = q_v$ y $q_3 = q_h$:

$$q_v = q_h N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi}$$

de donde despejando q_h :

$$q_h = \frac{q_v}{N_\phi} - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}}$$

Se ve entonces que:

$$K_a = \frac{1}{N_\phi} = \tan^2 (45 - \phi/2) \quad (\text{A.4})$$

Finalmente, obtenemos:

$$\boxed{q_h = K_a q_v - 2c\sqrt{K_a}} \quad (\text{A.5})$$

En el estado PLASTICO PASIVO, de la relación de es fuerzos principales y usando la figura A.3, tenemos:

$$q_1 = q_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi}$$

si además sabemos que, $q_1 = q_h$ y $q_3 = q_v$:

$$q_h = q_v N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi}$$

Se ve entonces que:

$$K_p = N_\phi = \tan^2 (45 + \phi/2) \quad (\text{A.6})$$

Finalmente, obtenemos:

$$\boxed{q_h = q_v K_p + 2c\sqrt{K_p}} \quad (\text{A.7})$$

CONSOLIDACION.

Recordando que:

$$\Delta p = \Delta u + \Delta \sigma$$

donde Δp , es el incremento de presión total; Δu , es el incremento de presión del agua o exceso de presión hidrostática y; $\Delta \sigma$, es el incremento de esfuerzo efectivo (o de los sólidos).

Podemos decir que el Proceso de Consolidación es - el siguiente:

Cuando a un suelo fino saturado se le incrementa - en Δp , se genera un exceso de presión hidrostática Δu , que en un $t=0$ es tomada por el agua y a medida que pasa el tiempo el exceso de presión Δp , va siendo tomada por el agua y las partículas sólidas, hasta que en un $t \rightarrow \infty$ el Δp es tomado por el esfuerzo efectivo de los sólidos $\Delta \sigma$.

Durante dicho proceso, el contenido de humedad disminuye, el grado de saturación permanece constante, la oque-
dad inicial disminuye, la resistencia al corte aumenta, el -
volumen disminuye y la permeabilidad disminuye.

COMPACIDAD RELATIVA.

Para el caso de Mecánica de Suelos:

$$Dr = \frac{e_{\text{máx}} - e_{\text{nat}}}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}}$$

donde Dr , es la compacidad relativa y e , es la relación de vacíos u oquedad máxima, mínima y natural, respectivamente.

La compacidad relativa representa el grado de acomodo o de compactación de las partículas sólidas en suelos friccionantes.

ELASTICIDAD.

De un material. Es la propiedad que tienen los materiales para recuperar por completo sus dimensiones originales cuando cesa la fuerza exterior que los había deformado. Algunos materiales elásticos presentan una relación esencialmente lineal entre esfuerzo y deformación, por lo que se conocen como materiales linealmente elásticos.

El esfuerzo en el que ocurre la deformación permanente de un material es el llamado límite de elasticidad.

PLASTICIDAD.

De un material. Es la propiedad que tienen los materiales para presentar una deformación ilimitada o fluencia a esfuerzo constante. Dichos materiales, no recuperan las dimensiones originales cuando cesa la fuerza exterior que los había deformado.

En Mecánica de Suelos puede definirse la Pastici--dad como la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrie--tarse.

HOMOGENEO

Se considera que un suelo es homogéneo, cuando es tá formado por partículas de igual naturaleza. En Mecánica de Suelos un suelo es homogéneo cuando representa un solo es trato a través de toda la masa de suelo.

HETEROGENEO.

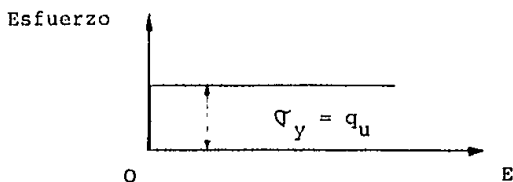
Se considera que un suelo es heterogéneo, cuando - está formado por partículas de diferente naturaleza y por lo tanto, presenta varios estratos a través de la masa de suelo. Se puede decir que cada uno de los estratos es un suelo "homogéneo" en sí mismo.

ISOTROPICO.

Un suelo es isotrópico, cuando posee las mismas - propiedades en todas direcciones. Propiedades tales como p_e so específico, resistencia al corte, permeabilidad, compresibilidad, etc.

MATERIALES RIGIDOS Y PERFECTAMENTE PLASTICOS

Son materiales que presentan una deformación ilimitada o fluencia a esfuerzo constante, que los define como materiales perfectamente plásticos; pero además, no presentan un intervalo elástico o se puede considerar despreciable en comparación con el intervalo plástico, lo que los define como materiales rígidos. Dicho comportamiento se presenta en la siguiente figura.



Deformación unitaria.

Material rígido y perfectamente plástico.

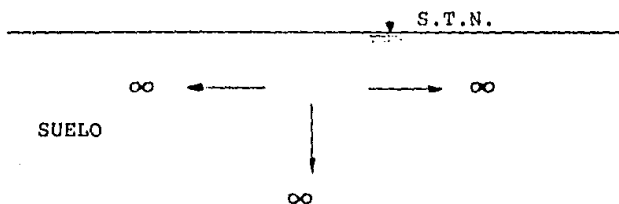
Un suelo se comporta como un material rígido y perfectamente plástico, cuando al aplicarle un esfuerzo no sufre deformación alguna hasta alcanzar un valor de esfuerzo -

para el cual la deformación es ilimitada. El valor del esfuerzo que produce la deformación, puede ser considerado como la Capacidad de Carga Ultima del suelo.

MEDIO SEMI-INFINITO.

Debemos entender por medio semi-infinito, aquella masa de suelo que solo se encuentra limitada por el semiespacio horizontal encima de la superficie del terreno natural.

Sup. del terreno natural.



CONCLUSIONES

De acuerdo a lo expuesto durante el desarrollo de la tesis, se hace evidente que existen tres formas diferentes y principales para determinar la Capacidad de Carga Última en Suelos, y que cada una de ellas es objeto de conclusiones particulares como se indica a continuación:

La forma más sencilla para determinar la Capacidad de Carga Última en Suelos es, sin duda alguna, utilizar los Reglamentos de Construcción y los Manuales de Ingeniería para fijar los valores de la Capacidad de Carga.

Sin embargo, debemos tener en cuenta que dichos valores sólo son un apoyo o una primera idea del esfuerzo que es capaz de resistir el suelo, y que obviamente la información obtenida por este conducto nunca podrá ser un sustituto de las Teorías de Capacidad de Carga que se exponen en este trabajo.

Siempre debemos tener en cuenta los siguientes aspectos: el tipo de estrato seleccionado está dado sólo en términos descriptivos y no se proporcionan las propiedades físicas del suelo en cuestión, se considera que los estratos inferiores no causarán problemas; el tamaño, forma y profundidad de desplante de la cimentación, así como la posición -

del nivel de aguas freáticas, no tienen efectos en el valor del esfuerzo último y el tipo de estructura que soporta la cimentación no es tomada en cuenta para la selección de determinado valor en la Capacidad de Carga.

El establecer comparaciones con estructuras ya existentes cercanas al lugar donde se desplantará la nueva cimentación, es una buena idea de la Capacidad de Carga que puede resistir el suelo.

Por otra parte, las Pruebas de Campo o Pruebas de Carga in-situ, son la forma práctica de determinar la Capacidad de Carga en Suelos. Es importante indicar que los resultados de una Prueba de Carga, si bien proporcionan resultados experimentales, dichos resultados indican evidentemente el comportamiento real del suelo ante la aplicación de la carga.

Teniendo siempre en consideración que los resultados no representan las condiciones a largo plazo de un cimiento real bajo carga, las Pruebas de Carga no dicen absolutamente nada de cuáles vayan a ser los asentamientos totales por consolidación de la cimentación, además, los efectos de la prueba pudieran no llegar a considerar los efectos de algún estrato por debajo del estrato de estudio.

El Método de la Relación Perímetro-Area, es adecuado en el caso de zapatas aisladas de pequeñas dimensiones, - ya que no toma en cuenta la distribución de esfuerzos para - el caso de cimientos largos, ya que en dichos cimientos, la zona de esfuerzos activos en el suelo es mayor que la zona - producida por las pequeñas placas de carga.

Por último, una Prueba de Carga in-situ, siempre - es un gran apoyo para cualquiera de las Teorías de Capacidad de Carga y deberá realizarse cuando las posibilidades económicas de la empresa así lo permitan.

Finalmente, la tercera forma para determinar la Capacidad de Carga Última, está dada por las Teorías de Capacidad de Carga en Suelos:

Las Teorías de Capacidad de Carga en Suelos, apoyadas en Pruebas de Laboratorio, son el método más seguro y - confiable para determinar la Capacidad de Carga en Suelos. Sus resultados se basan en un análisis completo del suelo, - utilizando para ello pruebas de exploración, muestreo y pruebas de resistencia al corte.

Dichas teorías abarcan los diferentes tipos de suelos, así como sus propiedades e involucran toda una serie de factores con el propósito de no dejar de considerar algún parámetro en particular.

Se toman en cuenta las propiedades de cohesión y - de fricción de los suelos, la profundidad de desplante de la cimentación, la localización del nivel de aguas freáticas, - la posibilidad de que existan varios estratos en la estructura del suelo, así como se incluyen factores de forma de la - cimentación, factores de inclinación de las cargas, factores por inclinación en la base de la cimentación o por pendien--tes en el terreno natural y factores de profundidad.

Es por ello, que la utilización de alguna de las - Teorías de Capacidad de Carga en Suelos es imprescindible si se quiere lograr el diseño adecuado de una cimentación, que es la principal aplicación de las Teorías de Capacidad de - Carga en Suelos.

La selección de alguna teoría como apropiada para un caso determinado, se debe basar en una correlación adecuada en cuanto a la sencillez de aplicación de la teoría y la confiabilidad con los resultados de sus aplicaciones prácticas. Es recomendable consultar el Capítulo II.

Los análisis descritos a lo largo de las diferen--tes teorías y los métodos prácticos para el cálculo de Capacidad de Carga, suponen la estimación de una carga última - (Q_u) o de un esfuerzo último (q_u) que sea capaz de resistir--lo el suelo. Sin embargo, la seguridad total de las - - -

estructuras, es un complejo problema de optimización, tanto de las condiciones de servicio y economía de las mismas, así como de la probabilidad de que éstas presenten fallas. Es por ello, que utilizando un Factor de Seguridad (Fs) adecuado, podemos obtener una carga admisible (Q_{adm}) o un esfuerzo admisible (q_{adm}), para el diseño de la cimentación.

Dicho Factor de Seguridad, deberá tomar en cuenta las siguientes condiciones: tiempo de vida de la estructura probabilidad de que ocurra la máxima carga de diseño, contenido del estudio de Mecánica de Suelos y consecuencias que ocasionaría una falla en la estructura.

Por último, se puede concluir que los pasos a seguir para determinar la Capacidad de Carga en un Suelo son:

- Recopilación de información de las experiencias previas en general y observación de las soluciones dadas a las construcciones existentes, en la zona de interés.

- Identificación de los suelos y de sus propiedades por medio de Pruebas de Laboratorio e "in-situ".

- Consulta de los Manuales de Ingeniería para obtener una primera idea en el valor de la Capacidad de Carga.

- Estimación de la Capacidad de Carga Última del Suelo, de acuerdo a la Teoría que haya sido seleccionada como la adecuada.

- Selección de un Factor de Seguridad adecuado, en base al tipo de estructura y tipo de suelo.

- Cálculo de la Capacidad de Carga Admisible del Suelo, para el diseño de la cimentación.

- Efectuar una Prueba de Carga "in-situ", cuando sea posible y comparar este resultado con el análisis teórico para establecer un criterio adecuado.

- Finalmente, tener en cuenta que para el diseño de una cimentación, además de la Capacidad de Carga del Suelo, se necesita realizar un análisis de los asentamientos que sufrirá la misma.

Considero que el presente trabajo es una guía sencilla, rápida y accesible para la aplicación de soluciones a los problemas de Capacidad de Carga, que proporciona a los estudiantes y profesionales de la Ingeniería Civil los métodos principales y más recientes para el cálculo de la Capacidad de Carga.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN.- Joseph E. Bowles. - Editorial Mc Graw Hill.- 1984.
- 2.- FOUNDATION ENGINEERING HANDBOOK.- Hans F. Winterkom y Hsai-Yang Fang.- Editorial Van Nostrand Reinhold Company.
- 3.- MECANICA DE SUELOS. Fundamentos.- Juárez Badillo y Rico Rodríguez.- Editorial Limusa.- Tomo I.- México.- 1984.
- 4.- MECANICA DE SUELOS. Teoría y Aplicaciones.- Juárez - Badillo y Rico Rodríguez.- Editorial Limusa.- Tomo II México.- 1984.
- 5.- MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA.- Karl - Terzaghi y Ralph B. Peck. Editorial El Ateneo. - Buenos Aires.- 1958.
- 6.- REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D. F.- Leyes y - Códigos de México.- Editorial Porrúa.- México.- 1985
- 7.- SOIL MECHANICS.- A. R. Jumikis.- Editorial Van Nostrand Reinhold Company.- Princeton, New Jersey.-1968.
- 8.- THE NEW WORLD SPANISH-ENGLISH AND ENGLISH-SPANISH DICTIONARY.- The New American Library.- New York.-1969.
- 9.- INGENIERIA DE CIMENTACIONES.- Ralph B. Peck, Walter-E. Hanson y Thomas H. Thornburn.- Editorial Limusa. - México.- 1983.