

**ESTUDIO DE SUELOS Y RECOMENDACIONES
DE CIMENTACIÓN**

MUNICIPIO DE PEREIRA

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA, SECTOR EL GALPON

**RENE RESTREPO BARRERO
INGENIERO CIVIL**

OCTUBRE DEL 2016

CONTENIDO

1. INTRODUCCION
2. INVESTIGACION EFECTUADA
3. GEOLOGIA GENERAL
4. CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO
5. NIVEL FREATICO
6. FUNDACION RECOMENDADA
7. REGISTRO FOTOGRAFICO
8. PERFIL ESTRATIGRAFICO
9. LOCALIZACION
10. ANEXOS DE LABORATORIO

1. INTRODUCCION

Atendiendo la amable invitación de los Señores, Universidad Tecnológica, hemos efectuado el presente estudio de suelos para un lote ubicado dentro de la instalaciones de la Universidad, Sector El Galpón , contiguo parqueadero, del Municipio de Pereira, sitio donde se construirá Proyecto, Modulo de estudio, Plazoleta Central UTP de un pisos.

El estudio se acometió con el propósito de evaluar las características geotécnicas del subsuelo y de establecer el tipo de fundación mas adecuada para el proyecto.

2. INVESTIGACION EFECTUADA

La metodología de todo estudio de suelos implica necesariamente una investigación previa, que en nuestro caso se desarrollo de la siguiente manera:

2.1 En los sitios señalados en el croquis de la figura N-1 se efectuaron tres sondeos, denominados, P1, P2, P3, de 1.00 a 6 metros de profundidad, se tomaron muestras del subsuelo (alteradas e inalteradas), se describió la estratigrafía encontrada y se determino la presencia o no del nivel freático dentro de la profundidad investigada.

2.2 Las muestras representativas obtenidas de los sondeos, se les sometió en el laboratorio de suelos de mi propiedad, a un programa de ensayos que contó con pruebas de humedad natural, límites de Atterberg (limite liquido, limite plástico, índice de plasticidad), compresión inconfiada.

3. GEOLOGIA GENERAL

El perfil estratigráfico del subsuelo se muestra en la figura N-2, anexo, trazado mediante la interpolación de la información proporcionada por los sondeos y ensayos efectuados, se observa en ella la siguiente secuencia con la profundidad.

ESTRATO 1

En el lote como primera capa encontramos un material así:

Sondeo 1	0.00 a 2.00 mt limo arenoarcilloso color grisaseo
Sondeo 2	0.00 a 2.70 mt limo arenoarcilloso, grisaseo
	2.70 a 4.50 mt limo arcilloarenoso, gris oscuro con vetas rojas
Sondeo 3	0.00 a 2.20 mt arenoarcilloso color grisaseo
	2.20 a 3.00 mt limo arcilloarenoso, gris oscuro con vetas rojas
	3.00 a 6.00 mt limo arenoarcilloso, gris

Se trata de un suelo de consistencia media. Los resultados de los ensayos de compresión inconfiada efectuados sobre muestras tomadas en tubo Shelby, arrojaron los siguientes resultados

1	2	3	4
Sondeo	Prof-mts	kg/cm2	kg/cm2
P-1-1	1.00	0.95	0.48
P-1-2	2.00	1.03	0.52
P-2-1	3.00	1.24	0.62
P-2-2	4.00	1.35	0.68
P-3-1	5.00	1.28	0.64
P-3-2	6.00	1.42	0.71

- (1) ver localización en figura
- (2) medida a partir del nivel actual del terreno
- (3) resistencia a la compresión inconfiada
- (4) cohesión

4. CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO

El subsuelo en el área investigada esta conformada por gruesos depósitos de material de origen sedimentario (eólico), conformados por cenizas volcánicas y algunos mantos de derrubio de media ladera.

Los suelos de origen volcánico son livianos, con características de plasticidad y humedad bastantes aptas por los minerales que posee.

5. NIVEL FREATICO

El nivel freático no se detectó hasta la profundidad explorada

6. FUNDACION RECOMENDADA

Se recomienda fundar la estructura por las condiciones que se encontraron con las raíces superficiales de la flora con micropilotes, para ello se anexa tabla con diferentes diámetros y profundidad,

Por efectos sísmicos los dados de los pilotes deben amarrarse en ambos sentidos con vigas diseñadas como mínimo a tracción y compresión con el 12 % de la carga que les llegue por las columnas que une.

Para el diseño de estructuras utilizar los siguientes parámetros del suelo:

Parametros a utilizar en el diseño de estructuras		
Peso equivalente del terreno	1.685	TN/M ³
Presion maxima aplicable (Qa)	13.40	TN/M ²

ESPECTRO DE RESPUESTA SISMICA , ZONA 3

ZONA	Fa	Fv	To	Tc	Tl
3	1.44	2.40	0.17	0.80	5.80

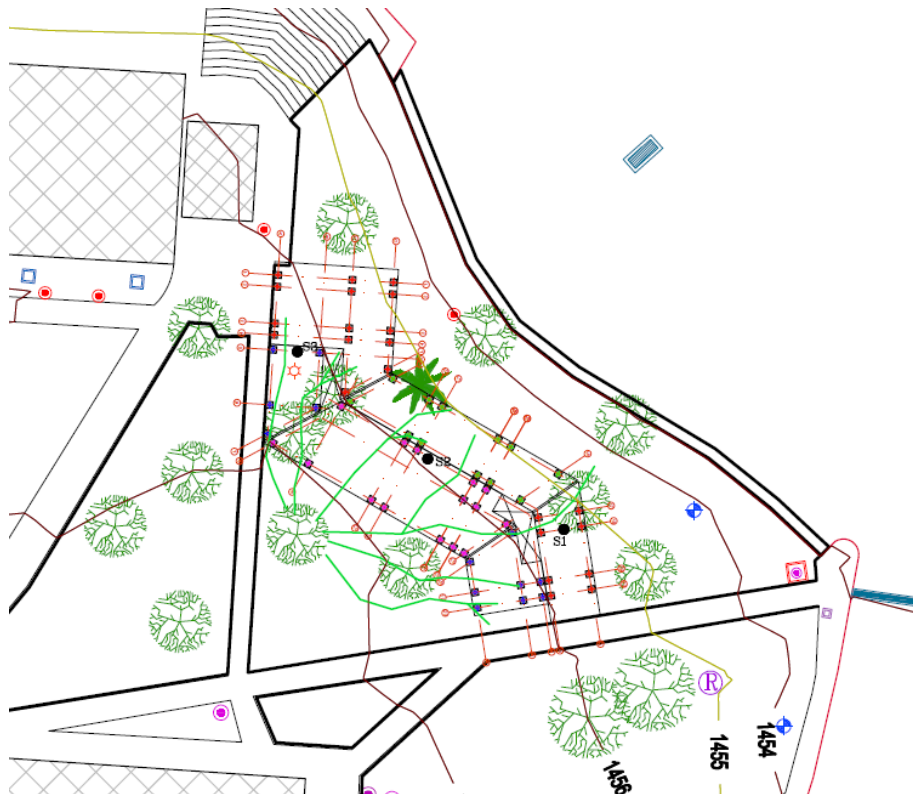
RECOMENDACIONES DE CAPACIDAD ADMISIBLE DE LOS PILOTES					
longitud pilote	Diametro del pilote				
		0.25	0.3		
3		6.10	7.37		
4		9.04	10.90		
5		11.97	14.42		
6		14.91	17.95		

7-REGISTRO FOTOGRAFICO

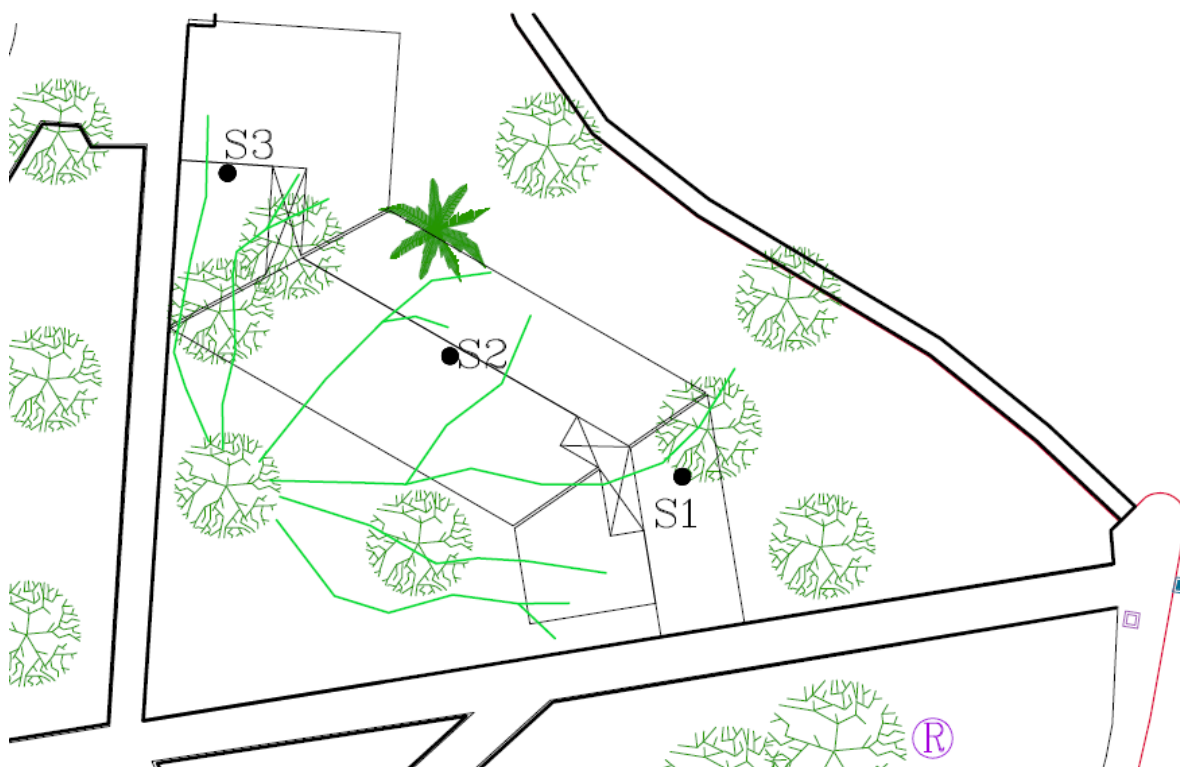
	
1	2
	
3	4
	
5	6
	
7	8

FIGURA-1
LOCALIZACION SONDEOS

PLANO GENERAL DE LOCALIZACION

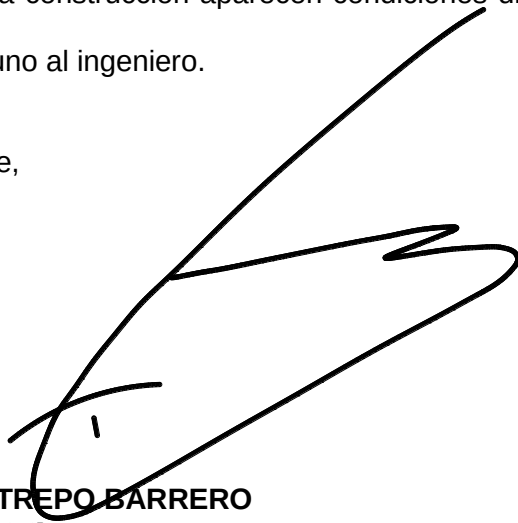


PLANO DETALLE LOCALIZACION SONDEOS



Si durante la construcción aparecen condiciones diferentes a las aquí expuestas se ruega dar aviso oportuno al ingeniero.

Atentamente,



RENE RESTREPO BARRERO
Ingeniero Civil
MAT. 17202-03678 de Caldas



MODULO DE ESTUDIO PLAZOLETA CENTRAL UTP

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA Y ASIENTOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

CARGA ÚLTIMA DE CIMENTACIONES SOBRE TERRENO

La carga última de una cimentación superficial se puede definir como el valor máximo de la carga con el cual en ningún punto del subsuelo se alcanza la condición de rotura (método de Frolich), o también refiriéndose al valor de la carga, mayor del anterior, para el cual el fenómeno de rotura se extiende a un amplio volumen del suelo (método de Prandtl e sucesores).

Prandtl ha estudiado el problema de la rotura de un semiespacio elástico como efecto de una carga aplicada sobre su superficie con referencia al acero, caracterizando la resistencia a la rotura con una ley de tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{válida también para los suelos.}$$

Las hipótesis y las condiciones dictadas por Prandtl son las siguientes:

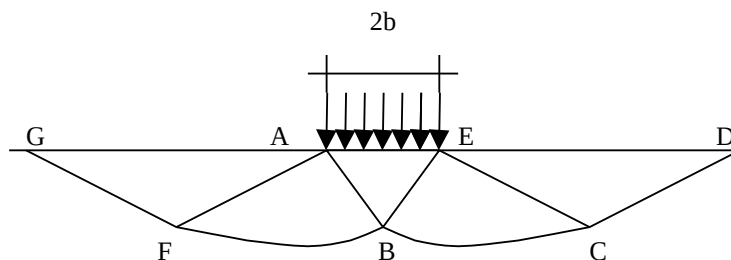
- Material carente de peso y por lo tanto $\gamma=0$
- Comportamiento rígido - plástico
- Resistencia a la rotura del material expresada con la relación $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carga uniforme, vertical y aplicada en una franja de longitud infinita y de ancho $2b$ (estado de deformación plana)
- Tensiones tangenciales nulas al contacto entre la franja de carga y la superficie límite del semiespacio.

En el acto de la rotura se verifica la plasticidad del material contenido entre la superficie límite del semiespacio y la superficie $GFBCD$.

En el triángulo AEB la rotura se da según dos familias de segmentos rectilíneos e inclinados en $45^\circ + \varphi/2$ con respecto al horizontal.

En las zonas ABF y EBC la rotura se produce a lo largo de dos familias de líneas, una constituida por segmentos rectilíneos que pasan respectivamente por los puntos A y E y la otra por arcos de familias de espirales logarítmicas.

Los polos de éstas son los puntos A y E . En los triángulos AFG y ECD la rotura se da en segmentos inclinados en $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ con respecto a la vertical.



Individuado así el volumen de terreno llevado a rotura por la carga límite, éste se puede calcular escribiendo la condición de equilibrio entre las fuerzas que actúan en cualquier volumen de terreno delimitado debajo de cualquiera de las superficies de deslizamiento.

Se llega por lo tanto a una ecuación $q = B \times c$, donde el coeficiente B depende solo del ángulo de rozamiento φ del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\frac{\pi g \varphi}{tg (45^\circ + \varphi / 2)} - 1} \right]$$

Para $\varphi = 0$ el coeficiente B es igual a 5.14, por lo tanto $q = 5.14 \times c$.

En el otro caso particular de terreno sin cohesión ($c=0$, $\gamma \neq 0$) resulta $q=0$. Según la teoría de **Prandtl**, no sería entonces posible aplicar ninguna carga en la superficie límite de un terreno incoherente.

En esta teoría, si bien no se puede aplicar prácticamente, se han basado todas las investigaciones y los métodos de cálculo sucesivos.

En efecto **Caquot** se puso en las mismas condiciones de Prandtl, a excepción del hecho que la franja de carga no se aplica sobre la superficie límite del semiespacio, sino a una profundidad h, con $h \leq 2b$; el terreno comprendido entre la superficie y la profundidad h tiene las siguientes características: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c = 0$ es decir un medio dotado de peso pero sin resistencia.

Resolviendo las ecuaciones de equilibrio se llega a la expresión:

$$q = A \times \gamma_1 + B \times c$$

que de seguro es un paso adelante con respecto a Prandtl, pero que todavía no refleja la realidad.

Método de Terzaghi (1955)

Terzaghi, prosiguiendo el estudio de Caquot, ha aportado algunos cambios para tener en cuenta las características efectivas de toda la obra de cimentación - terreno.

Bajo la acción de la carga transmitida por la cimentación, el terreno que se encuentra en contacto con la cimentación misma tiende a irse lateralmente, pero resulta impedido por las resistencias tangenciales que se desarrollan entre la cimentación y el terreno.

Esto comporta un cambio del estado tensional en el terreno puesto directamente por debajo de la cimentación; para tenerlo en cuenta, **Terzaghi** asigna a los lados AB y EB de la cuña de Prandtl una inclinación ψ respecto a la horizontal, seleccionando el valor de ψ en función de las características mecánicas del terreno al contacto terreno-obra de cimentación.

De esta manera se supera la hipótesis $\gamma_2 = 0$ para el terreno por debajo de la cimentación. Admitiendo que las superficies de rotura resten inalteradas, la expresión de la carga última entonces es:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

donde C es un coeficiente que resulta función del ángulo de rozamiento interno φ del terreno puesto por debajo del nivel de cimentación y del ángulo φ antes definido; b es la semianchura de la franja.

Además, basándose en datos experimentales, **Terzaghi** pasa del problema plano al problema espacial introduciendo algunos factores de forma.

Una sucesiva contribución sobre el efectivo comportamiento del terreno ha sido aportada por **Terzaghi**.

En el método de Prandtl se da la hipótesis de un comportamiento del terreno rígido-plástico, en cambio **Terzaghi** admite este comportamiento en los terrenos muy compactos.

En éstos, de hecho, la curva cargas-asentamientos presenta un primer tracto rectilíneo, seguido por un breve tracto curvilíneo (comportamiento elástico-plástico); la rotura es instantánea y el valor de la carga límite resulta claramente individuado (rotura general).

En un terreno muy suelto en cambio la relación cargas-asentamientos presenta un tracto curvilíneo acentuado desde las cargas más bajas por efecto de una rotura progresiva del terreno (rotura local). Como consecuencia la individualización de la carga límite no es tan clara y evidente como en el caso de los terrenos compactos.

Para los terrenos muy sueltos, Terzaghi aconseja tener en consideración la carga última; el valor que se calcula con la fórmula anterior pero introduciendo valores reducidos de las características mecánicas del terreno y precisamente:

$$\tan \phi_{rid} = 2/3 \times \tan \phi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Haciendo explícitos los coeficientes de la fórmula anterior, la fórmula de Terzaghi se puede escribir así:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

donde:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi / 2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi / 2) \tan \phi}$$

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

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

Fórmula de Meyerhof (1963)

Meyerhof propuso una fórmula para calcular la carga última parecida a la de Terzaghi. Las diferencias consisten en la introducción de nuevos coeficientes de forma.

Introdujo un coeficiente s_q que multiplica el factor N_q , factores de profundidad d_i y de pendiente i_i para el caso en que la carga transmitida a la cimentación sea inclinada en la vertical.

Los valores de los coeficientes N se obtuvieron de Meyerhof hipotizando varios arcos de prueba BF (v. mecanismo Prandtl), mientras que el corte a lo largo de los planos AF tenía valores aproximados. A continuación se presentan los factores de forma tomados de Meyerhof, junto con la expresión de la fórmula.

Carga vertical	$q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$
Carga inclinada	$q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$

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

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

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

factor de forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{para } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{para } \varphi = 0$$

factor de profundidad:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{para } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{para } \varphi = 0$$

inclinación:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{para } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{para } \varphi = 0$$

donde :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

θ = Inclinación de la resultante en la vertical.

Factor de corrección en condiciones sísmicas.

Criterio de Vesic

Según este autor, para tener en cuenta el fenómeno del aumento del volumen en el cálculo de la capacidad portante es suficiente disminuir en 2° el ángulo de rozamiento interno de los estratos de cimentación. La limitación de esta sugerencia está en el hecho que no toma en cuenta la intensidad de la fuerza sísmica (expresado con el parámetro de la aceleración sísmica horizontal máxima). Este criterio se confirma en las observaciones de diferentes eventos sísmicos.

Criterio de Sano

El autor propone disminuir el ángulo de rozamiento interno de los estratos portantes de una cantidad dada por la relación:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{\max}}{\sqrt{2}}\right)$$

donde $A_{\max}$ es la aceleración sísmica horizontal máxima.

Este criterio, respecto al de **Vesic**, tiene la ventaja de tomar en consideración la intensidad de la fuerza sísmica. Pero la experiencia demuestra que la aplicación acrítica de esta relación puede conducir a valores excesivamente reservados de **Qlim**.

Las correcciones de **Sano** y de **Vesic** se aplican exclusivamente a terrenos sin cohesión bastante densos. Es errado aplicarlas a terrenos sueltos o medianamente densos, donde las vibraciones sísmicas producen el

fenómeno opuesto al del aumento del volumen, con aumento del grado de densidad y del ángulo de rozamiento.

ASIENTOS ELÁSTICOS

Los asentamientos de una cimentación rectangular de dimensiones B×L puesta en la superficie de un semiespacio elástico se pueden calcular con base en una ecuación basada en la teoría de la elasticidad (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

donde:

q_0 = Intensidad de la presión de contacto

B' = Mínima dimensión del área reactiva,

E e μ = Parámetros elásticos del terreno.

I_i = Coeficientes de influencia dependientes de: L'/B' , espesor del estrato H , coeficiente de Poisson μ , profundidad del nivel de cimentación D ;

Los coeficientes I_1 y I_2 se pueden calcular utilizando las ecuaciones de Steinbrenner (1934) (V. Bowles), en función de la relación L'/B' y H/B , utilizando $B'=B/2$ y $L'=L/2$ para los coeficientes relativos al centro y $B'=B$ y $L'=L$ para los coeficientes relativos al borde.

El coeficiente de influencia I_F deriva de las ecuaciones de Fox (1948), que indican el asiento se reduce con la profundidad en función del coeficiente de Poisson y de la relación L/B .

Para simplificar la ecuación (1) se introduce el coeficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

El asentamiento del estrato de espesor H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} I_S I_F$$

Para aproximar mejor los asientos se subdivide la base de apoyo de manera que el punto se encuentre en correspondencia con un ángulo externo común a varios rectángulos. En práctica se multiplica por un factor igual a 4 para el cálculo de los asentamientos en el centro y por un factor igual a 1 para los asentamientos en el borde.

En el cálculo de los asientos se considera una profundidad del bulbo tensiones igual a $5B$, si el substrato rocoso se encuentra a una profundidad mayor.

A tal propósito se considera substrato rocoso el estrato que tiene un valor de E igual a 10 veces el del estrato que está por encima.

El módulo elástico para terrenos estratificados se calcula como promedio ponderado de los módulos elásticos de los estratos interesados en el asiento inmediato.

ASIENTOS EDMÉTRICOS

El cálculo de los asientos con el método edométrico permite valorar un asiento de consolidación de tipo unidimensional, producto de las tensiones inducidas por una carga aplicada en condiciones de expansión lateral impedida. Por lo tanto la estimación efectuada con este método se debe considerar como empírica, en vez de teórica.

Sin embargo la simplicidad de uso y la facilidad de controlar la influencia de los varios parámetros que intervienen en el cálculo, lo hacen un método muy difuso.

El procedimiento edométrico en el cálculo de los asientos pasa esencialmente a través de dos fases:

- El cálculo de las tensiones verticales inducidas a las diferentes profundidades con la aplicación de la teoría de la elasticidad;
- La valoración de los parámetros de compresibilidad con la prueba edométrica.

En referencia a los resultados de la prueba edométrica, el asentamiento se valora como:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

si se trata de un terreno súper consolidado ($OCR > 1$), o sea si el incremento de tensión debido a la aplicación de la carga no hace superar la presión de preconsolidación σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$).

Si en cambio el terreno es consolidado normal ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) las deformaciones se dan en el tracto de compresión y el asiento se valora como:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

donde:

RR Relación de recompresión;

CR Relación de compresión;

H_0 espesor inicial del estrato;

σ'_{v0} tensión vertical eficaz antes de la aplicación de la carga;

$\Delta \sigma_v$ incremento de tensión vertical debido a la aplicación de la carga.

Como alternativa a los parámetros RR y CR se hace referencia al módulo edométrico M ; pero en tal caso se debe seleccionar oportunamente el valor del módulo a utilizar, teniendo en cuenta el intervalo tensional ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v$) significativo para el problema en examen.

Para la aplicación correcta de este tipo de método es necesario:

- la subdivisión de los estratos compresibles en una serie de pequeños estratos de modesto espesor (< 2.00 m);
- la estimación del módulo edométrico en el ámbito de cada estrato;
- el cálculo del asiento como suma de las contribuciones para cada pequeño estrato

Muchos usan las expresiones antes indicadas para el cálculo del asentamiento de consolidación tanto para las arcillas como para las arenas de granulometría de fina a media, porque el módulo de elasticidad usado viene tomado directamente de pruebas de consolidación. Sin embargo, para terrenos con grano más grueso las dimensiones de las pruebas edométricas son poco significativas del comportamiento global del estrato y, para las arenas, es preferible utilizar pruebas penetrométricas estáticas y dinámicas.

Asiento secundario

El asiento secundario se calcula con referencia a la relación:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

en donde:

H_c es la altura del estrato en fase de consolidación;

C_α es el coeficiente de consolidación secundaria como pendiente en el tracto secundario de la curva *asiento-logaritmo tiempo*;

T tiempo en que se desea el asiento secundario;

T_{100} tiempo necesario para terminar el proceso de consolidación primaria.

ASIENTOS DE SCHMERTMANN

Un método alternativo para calcular los asientos es el propuesto por Schmertmann (1970), el cual ha correlaciona la variación del bulbo tensiones a la deformación. Schmertmann por lo tanto propone considerar un diagrama de las deformaciones de forma triangular donde la profundidad a la cual se tienen deformaciones significativas se toma como igual a $4B$, en el caso de cimentaciones corridas, para cimentaciones cuadradas o circulares es igual a $2B$.

Según este acercamiento el asiento se expresa con la siguiente ecuación:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

en la cual:

Δq representa la carga neta aplicada a la cimentación;

I_z es un factor de deformación cuyo valor es nulo a la profundidad de $2B$, para cimentaciones circulares o cuadradas, y a profundidad $4B$, para cimentaciones corridas (lineales).

El valor máximo de I_z se verifica a una profundidad respectivamente igual a:

$B/2$ para cimentaciones circulares o cuadradas

B para cimentaciones corridas

y vale

$$I_{z \max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

donde σ'_{vi} representa la tensión vertical eficaz a la profundidad $B/2$ para cimentaciones circulares o cuadradas, y a profundidad B para cimentaciones corridas.

E_i representa el módulo de deformación del terreno correspondiente al estrato **i-ésimo** considerado en el cálculo;

Δz_i representa el espesor del estrato **i-ésimo**;

C_1 e C_2 son dos coeficientes correctores.

El módulo E se considera igual a $2.5 q_c$ para cimentaciones circulares o cuadradas e igual a $3.5 q_c$ para cimentaciones corridas. En los casos intermedios, se interpola en función del valor de L/B .

El término q_c que interviene en la determinación de E representa la resistencia a la puntaza obtenida con la prueba CPT.

Las expresiones de los dos coeficientes C_1 y C_2 son:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

que toma en cuenta la profundidad del plano de cimentación.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

que toma en cuenta las deformaciones diferidas en el tiempo por efecto secundario.

En la expresión t representa el tiempo, expresado en años después de haber terminado la construcción, de acuerdo con el cual se calcula el asentamiento.

ASIENTOS DE BURLAND Y BURBIDGE

Si acaso se dispone de datos obtenidos de pruebas penetrométricas dinámicas para calcular los asentamientos, es posible fiarse del método de Burland y Burbidge (1985), en el cual se correlaciona un índice de compresibilidad I_c al resultado N de la prueba penetrométrica dinámica. La expresión del asiento propuesta por los autores es la siguiente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

donde:

q' = presión eficaz bruta;

σ'_{v0} = tensión vertical eficaz a la cota de impuesto de la cimentación;

B = ancho de la cimentación;

I_c = índice de compresibilidad;

f_s , f_H , f_t = factores correctores que toman en cuenta respectivamente la forma, el espesor del estrato comprensible y el tiempo, para el componente viscoso.

El índice de compresibilidad I_c está ligado al valor medio N_{AV} de N_{spt} al interno de una profundidad significativa z :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Por cuanto respecta a los valores de N_{spt} a utilizar en el cálculo del valor medio N_{AV} , hay que precisar que los valores se deben corregir para arenas con componentes limosos debajo del nivel freático y $N_{spt} > 15$, según la indicación de Terzaghi y Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

donde N_c es el valor correcto a usar en los cálculos.

Para depósitos gravosos arenosos-gravosos el valor corregido es igual a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Las expresiones de los factores correctores f_s , f_H y f_t son respectivamente:

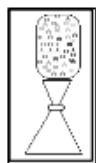
$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$
$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$
$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con

t = tiempo en años > 3 ;

R_3 = constante igual a 0.3 para cargas estáticas y 0.7 para cargas dinámicas; $R = 0.2$ en el caso de cargas estáticas y 0.8 para cargas dinámicas.

FIGURA 2



LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETOS
REGISTRO DE EXPLORACION DEL SUB-SUELO

CLIENTE: UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA OBRA: PLAZOLETA CENTRAL UTP SONDEO: 1

LOCALIZACION: SECTOR EL GALPON UTP INSPECTOR: _____ PERFORADOR: GER MON

FECHA: OCTUBRE 2016

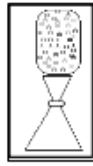
Profundidad m.	MUESTRA		GOLPES TUBERIA REVEST.	DESCRIPCION DEL MATERIAL	OBSERVACIONES
	CLASE	No.			
2.00				LIMO ARENOCILLOSO COLOR GRISASEO	
4.00					
6.00					
8.00					
10.00					
12.00					

SACA - MUESTRAS: TIPOS Y TAMAÑOS _____

PROFUNDIDAD DE LA CAPA FREATICA: _____

OBSERVACIONES: _____

FIGURA 2



LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETOS
REGISTRO DE EXPLORACION DEL SUB-SUELO

CLIENTE: UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA OBRA: PLAZOLETA CENTRAL UTP SONDEO: 2

LOCALIZACION: SECTOR EL GALPON UTP INSPECTOR: _____ PERFORADOR: GER MON

FECHA: "OCTUBRE 2016

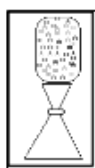
Profundidad m.	MUESTRA		GOLPES TUBERIA REVEST.	DESCRIPCION DEL MATERIAL	OBSERVACIONES
	CLASE	No.			
2.00				LIMO ARENARCILLOSO COLOR GRISASEO	
4.00				LIMO ARENARCILLOSO COLOR GRIS OSCURO CON VETAS ROJAS	
6.00					
8.00					
10.00					
12.00					

SACA - MUESTRAS: TIPOS Y TAMAÑOS _____

PROFUNDIDAD DE LA CAPA FREATICA: _____

OBSERVACIONES: _____

FIGURA 2



LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETOS
REGISTRO DE EXPLORACION DEL SUB-SUELO

CLIENTE: UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA OBRA: PLAZOLETA CENTRAL UTP SONDEO: 3

LOCALIZACION: SECTOR EL GALPON UTP INSPECTOR: _____ PERFORADOR: GER MON

FECHA: OCTUBRE 2016

Profundidad m.	MUESTRA		GOLPES TUBERIA REVEST.	DESCRIPCION DEL MATERIAL	OBSERVACIONES
	CLASE	No.			
2.00				LIMO ARENARCILLOSO COLOR GRISASEO	
				LIMO ARENARCILLOSO COLOR GRIS OSCURO VETAS ROJAS	
4.00				LIMO ARENARCILLOSO COLOR GRIS	
6.00					
8.00					
10.00					
12.00					

SACA - MUESTRAS: TIPOS Y TAMAÑOS _____

PROFUNDIDAD DE LA CAPA FREATICA: _____

OBSERVACIONES: _____
