

REVISIÓN	DESCRIPCIÓN	FECHA	FIRMA
01	Informe de suelos	24.05.2023	JBL

ESTUDIO DE SUELOS



OBRA

ENTRE RÍOS 758

Proyecto N°
CL-001-PR-045

Cliente:
EML

Emplazamiento:
Entre Ríos 758

Localidad:
S.M. de Tuc.

Provincia / País:
Tucumán / Arg.

Estudio Projectista:

Responsable Legal: **Javier B. Lucero**
Doctor en Ingeniería
Ingeniero Civil
M.P.: 18.038

Mail: estudio@jl-ie.com
Teléfono: +5493815144912
Web-Site: www.jl-ie.com
Instagram: @jlucero.ie
Domicilio: Complejo Abasto - Hilton Garden Inn
Miguel Lillo 365, Of. N° 7
Tucumán, Arg. C.P.:4000

TÍTULO DEL DOCUMENTO

CL-001-PR-045-ES-ENTRERIOS758-REV01.PDF

OBSERVACIONES

REVISIÓN

1

ESTUDIO DE SUELOS

CAPÍTULO	GENERALIDADES
1	COMITENTE EML
	OBRA ENTRE RÍOS 758
	UBICACIÓN https://www.google.com/maps/search/ENTRE+RIOS+758/@-26.8425291,-65.2077093,15.75z?entry=ttu

A solicitud del comitente, se elaboró el informe técnico sobre el suelo de fundación del lote referenciado satelitalmente con el link que se encuentra arriba. Motiva el estudio, la construcción de una estructura de 2 niveles. La tipología estructural estará compuesta por pórticos de H°A° sismorresistentes, los cuales transfieren la carga al suelo de fundación mediante bases aisladas con o sin micropilotes (se plantea como posibilidad), arriostradas con vigas de fundación.

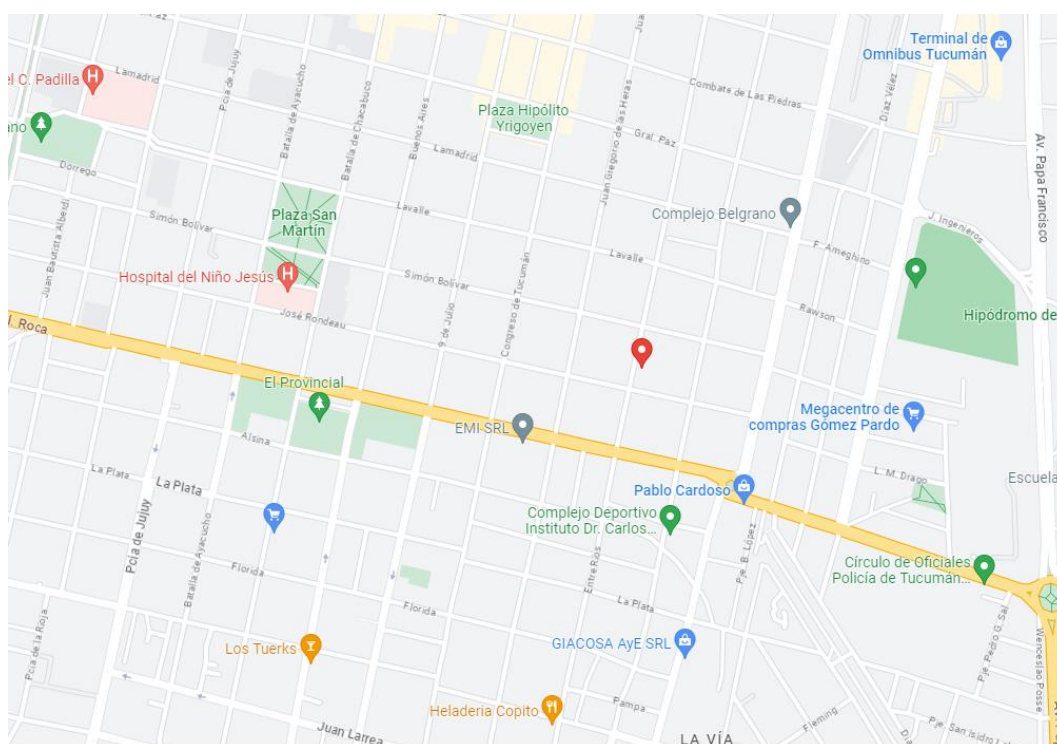


Figura 1: Croquis de ubicación

RECONOCIMIENTOS GEOTÉCNICOS

Se ha llevado a cabo un estudio del suelo de fundación para determinar su naturaleza y sus propiedades geotécnicas, las cuales se componen en trabajos de campo y ensayos de laboratorio sobre muestras representativas de los horizontes atravesados. Se ejecutó 1 pozo alcanzando la cota inferior de 8 metros. Se realizaron Ensayos de Penetración Estándar y se recogieron muestras alteradas en bolsa y de baja perturbación con la cuchara de Terzaghi para los ensayos de laboratorio. Además, se realizó una identificación ocular de los estratos detectados y una valoración del grado de compacidad en función a los resultados del S.P.T. y de la resistencia al perforar

ENSAYOS

Inspección visual
 Humedad natural
 Densidad natural
 Granulometría
 Límites de consistencia
 Clasificación unificada
 Corte Directo

CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SUELO DE FUNDACIÓN		CAPÍTULO
CONSISTENCIA	MEDIANAMENTE FIRME	2
NIVEL FREÁTICO	-5.60	
CLASIF. SÍSMICA	TIPO II	

En virtud a los resultados de los ensayos in-situ y los ensayos en laboratorio, se observan una estratificación bien definida. A continuación, se muestran los perfiles edafológicos y los resultados de ensayos de laboratorio obtenidos

Compacidad de los suelos granulares		Consistencia de los suelos coherentes	
Denominación	SPT	Denominación	SPT
Muy suelto	1 a 3	Muy blando	0 a 1
Suelto	4 a 10	Blando	2 a 4
Med. denso	11 a 30	Medianamente Firme	5 a 8
Denso	31 a 50	Firme	9 a 15
Muy denso	>50	Muy Firme	16 a 30
-	-	Duro	>30

En lo que sigue, los suelos son clasificados mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

Las profundidades son referidas a la boca de cada sondeo, cuya cota de nivel se fija en 0.00m. Los suelos identificados como de un mismo tipo, que presenten marcadas variaciones en sus características físicas de color, consistencia, relación de vacíos, grado de saturación y humedad, serán considerados como integrantes de diferentes capas. Los suelos que difieran sus propiedades en ± 5 a 10%, se considerarán del mismo estrato. La toma de muestras se realiza mediante barreno rotatorio a explosión con mechas de 4".

La toma de muestra fue realizada cerca del acceso de la vivienda. Se tomaron las muestras y se realizaron los ensayos de laboratorio. Con muestras alteradas, se retiraron de los primeros metros y se ajustaron a resultados obtenidos a otras perforaciones realizadas en la misma cuadra. Los resultados adjuntos son los adoptados para la determinación del cálculo geotécnico.

PERFIL GEOLÓGICO - Condiciones más desfavorables								
COTA	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA	CLAS. UNIF.	γ_h H% γ_s	#10 #40 #200	LL LP IP	$\emptyset$	C	SPT
-0.25	Relleno / Suelo Orgánico	-	-	-	-	-	-	-
-0.50								
-0.75	Limo arcilloso pardo oscuro infiltrado	OL	1.67 25 1.34	99 96 85.9	27.0 23.4 3.6	-	-	-
-1.00								
-1.25								
-1.50	Limo arcilloso con algo de arena color pardo rojizo a pardo claro.	ML	1.69 33 1.52	99.3 95.6 82.2	24.2 20.2 4	19.4	0.08	9
-1.75								
-2.00								
-2.25								
-2.50								
-2.75								
-3.00								
-3.25	Limo arcilloso con escasa cantidad de arena fina, color pardo claro.	ML	1.71 18 1.55	99 90 72	28.2 20.2 8	23.1	0.09	15
-3.50								
-3.75								
-4.00								
-4.25								
-4.50								
-4.75								
-5.00	Limo arcilloso con presencia de arena fina.	ML	1.70 15 1.55	99 90 60	28.2 20.2 8	24.5	0.07	12
-5.25								
-5.50								
-5.75								
-6.00								
-6.25								
-6.50								
-6.75								
-7.00								
-7.25								
-7.50								
-7.75								
-8.00								

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA SUPERFICIAL CON BASES O SOLERAS

Entre las alternativas del sistema de fundación propuesto, se encuentran la transferencia de las cargas de la superestructura a través de Bases aisladas y/o soleras corridas.

Bien es cierto que en general los métodos de cálculo para la determinación de la capacidad portante del suelo depende la morfología de las bases, se determina una tensión admisible que verifica ambos sistemas de fundación.

La metodología de cálculo para la determinación del valor soporte, se realiza mediante diferentes métodos. En una primera etapa, se describe un breve marco teórico de la formulaciones utilizadas y posteriormente, el cálculo de cada situación.

MÉTODOS ANALÍTICOS

Método de Pradtl - Terzaghi

Método de Meyerhof

Método de Vesic

Método de Hansen

Marco teórico: Determinación de la capacidad portante del suelo.

Para la determinación de la capacidad de carga para fundaciones aisladas, se considerarán los criterios de Prandtl-Terzagui, Meyerhof, Vesic y Hansen. Se denominará:

B =	Ancho de la cimentación	c =	Cohesión
L =	Longitud de la cimentación	ca =	Adhesión a la base de la fundación
Df =	Profundidad de la cimentación	γ =	Peso específico del suelo
ecc.B =	Excentricidad en B	q_v =	Comp. Vertical de la carga
ecc.L =	Excentricidad en L	qh =	Comp. Horizontal de la carga
ϕ =	Angulo de fricción	Kp =	Coefficiente de empuje pasivo
δ =	A. inclinación del terreno de fund.	Af =	Area efectiva de la cimentación
β =	A. inclinación de la carga	FS =	Factor de seguridad
η =	Inclinación de la cimentación		

Ecuación Prandtl – Terzaghi:

La ecuación para determinar la capacidad de carga de una base de planta rectangular es:

$$\sigma_{adm} = \frac{1}{FS} \left(1,2 \cdot C \cdot N_c \left(1 + \frac{B/L}{3} \right) + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q + 0,4 \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \left(1 - \frac{B/L}{3} \right) \right)$$

, en donde la expresión anterior corresponde al supuesto que el terreno por debajo de la fundación falla por corte general, lo cual ocurre cuando el mismo es suficientemente denso o compacto. En caso que el suelo se encuentre en estado suelto, la rotura del mismo se producirá por corte localizado. En este caso, se emplearán valores minorados de los parámetros de resistencia al corte.

Los coeficientes de capacidad de carga en función al ángulo de fricción interna del terreno, se calculan como:

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \phi}$$

$$N_\gamma = 1,8 (N_q - 1) \tan \phi$$

De acuerdo con los resultados del ensayo SPT, el terreno presenta una consistencia general medianamente compacta, por lo que se tomará como valor de tensión admisible al valor promedio de tensiones que resulten de considerar la rotura por Corte general y por corte local respectivamente.

Ecuación general de Meyerhof:

La ecuación general de capacidad de carga de Meyerhof tiene la misma forma que la ecuación de Terzaghi, solo que aumenta los siguientes factores:

- Factores de forma: para determinar la capacidad de carga de cimentaciones rectangulares y circulares.
- Factores de Profundidad: para tomar en cuenta la resistencia cortante desarrollada a lo largo de la superficie de falla en el suelo por encima del nivel de fundación.
- Factores de inclinación de carga: para determinar la capacidad de carga cuando la carga aplicada esta inclinada cierto ángulo con la vertical.

La ecuación general se escribe de la siguiente forma:

$$\sigma_{adm} = \frac{1}{FS} (C \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot N_c + \gamma_1 \cdot D_f \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot N_q + 0,5 \gamma_2 \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot N_\gamma)$$

, donde s_c , s_q , s_g son los factores de forma, d_c , d_q , d_g son los factores de profundidad, i_c , i_q , i_g son los factores de inclinación, N_c , N_q , N_γ son los coeficientes de capacidad de carga en función del ángulo de fricción interna del terreno, cuyas expresiones son:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \phi} \quad N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4 \phi)$$

Los factores de forma para $\phi > 10^\circ$, se calculan como:

$$s_c = 1 + 0,2 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad s_q = s_g = 1 + 0,1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Los factores de profundidad para $\phi > 10^\circ$, se calculan como:

$$d_c = 1 + 0,2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad d_q = d_g = 1 + 0,1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Los factores de inclinación se calculan como:

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

Ecuación de capacidad de carga de Vesic:

La ecuación desarrollada por Vesic es una alternativa excelente a la desarrollada por Terzaghi. Da valores de capacidad de soporte para rangos más amplios de carga y de condiciones geométricas. De forma similar, utiliza factores de forma, profundidad, de inclinación de carga, de inclinación de base y de inclinación del terreno. Las ecuaciones pueden verse en el libro *Braja M. Das, 2001*.

Ecuación de capacidad de carga de Hansen:

J. Brinch Hansen propuso lo que es referido como Ecuación general de capacidad de soporte. Es una extensión de la ecuación propuesta por Meyerhof. Los coeficientes N_c y N_q son idénticos a los usados en la ecuación de Meyerhof. El coeficiente N_γ recomendado por Hansen resultan valores similares a los de Meyerhof hasta valores de $\phi < 35^\circ$. Hay variaciones mayores para ángulos superiores.

$$N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \tan \phi$$

Comentarios

Las expresiones anteriores corresponden al supuesto que el terreno por debajo de la cimentación cede por corte general, eso ocurre cuando el mismo suficientemente denso o compacto. En caso que el suelo se encuentre suelto, la rotura del mismo se producirá por corte local y las expresiones a utilizar son las mismas, pero minorando los parámetros de resistencia al corte. Se determina la tensión admisible como un porcentaje de la tensión producida por falla local y un porcentaje producida por falla general.

El tratamiento de la interacción entre el suelo y la estructura es bastante complejo y estrictamente no se limita únicamente a un valor de tensión admisible como tal. Desde el punto de vista "práctico", en la mayoría de las estructuras, se verifican que el suelo no falle mecánicamente y que los asentamientos resulten admisibles. En este capítulo, se determinan las tensiones admisibles para diferentes cotas de fundación por falla mecánica del suelo. En el cuadro siguiente, se muestran las cotas de analizas con los valores de los parámetros de resistencia al corte y la incidencia considerada para cada modelo de falla.

	FALLA GLOBAL			FALLA LOCAL		
COTA DE FUNDACIÓN	ϕ	C	% INCIDENCIA	ϕ'	C'	% INCIDENCIA
-1.80 m	19.40 °	0.080 kg/cm ²	40%	13.21 °	0.05 kg/cm ²	60%
-2.50 m	20.60 °	0.070 kg/cm ²	40%	14.07 °	0.05 kg/cm ²	60%
-3.50 m	20.60 °	0.070 kg/cm ²	40%	14.07 °	0.05 kg/cm ²	60%

En las siguientes hojas, se detallan los cálculos para situación, en función de la cota de fundación, tipo de falla, ϕ , ϕ' , C, C', tamaño genérico de fundación, etc. En el cuadro siguiente se muestran el resúmenes de los valores obtenidos y la tensión admisible por falla mecánica.

RESÚMEN DE TENSIONES OBTENIDAS POR FALLA MECÁNICA DEL SUELO			
COTA DE FUNDACIÓN	TENSIÓN POR FALLA GLOBAL	TENSIÓN POR FALLA LOCAL	TENSIÓN ADMISIBLE POR FALLA MECÁNICA
-1.80 m	14.98 t/m ²	6.85 t/m ²	10.10 t/m ²
-2.50 m	19.89 t/m ²	8.86 t/m ²	13.27 t/m ²
-3.50 m	25.49 t/m ²	11.50 t/m ²	17.09 t/m ²

DETERMINACIÓN DE LA TENSIÓN ADMISIBLE

Parámetros de la resist. al corte	$\phi = 19.40^\circ$	TIPO DE FALLA	GLOBAL	COTA DE FUNDACIÓN	-1.80 m
	$C = 0.080 \text{ kg/cm}^2$	Variables			
Parámetros de la resist. al corte reducidos	$\phi' = 13.21^\circ$	$B = 1.50 \text{ [m]}$	$\phi = 19.40 \text{ [}^\circ\text{]}$	$ca = 0.00$	
	$C' = 0.053 \text{ kg/cm}^2$	$L = 1.50 \text{ [m]}$	$\delta = 0.00 \text{ [}^\circ\text{]}$	$g = 14.73 \text{ [kN/m}^3\text{]}$	
		$D = 1.80 \text{ [m]}$	$\beta = 0.00 \text{ [}^\circ\text{]}$	$q_v = 0.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	
		$ecc.B = 0.00 \text{ [m]}$	$\eta = 0.00 \text{ [}^\circ\text{]}$	$q_h = 0.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	
		$ecc.L = 0.00 \text{ [m]}$	$C = 7.85 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$FS = 3.00$	

Meyerhof

$N_q = 6.031$	Los factores de forma	Factor de inclinación	Factores de profundidad	
$N_c = 14.285$	$F_{cs} = 1.399$	$F_{ci} = F_{qi} = 1.000$	$F_{cd} = 1.339$	$K_p = 1.995$
$N_g = 2.581$	$F_{qs} = F_{gs} = 1.199$	$F_{gi} = 1.000$	$F_{qd} = F_{gd} = 1.169$	

Vesic

$N_q = 6.031$	Los factores de forma	Factor de inclinación	Factores de profundidad	F. Inclín. Cimentación
$N_c = 14.285$	$F_{cs} = 1.422$	$F_{ci} = 1.000$	$F_{cd} = 1.008$	$bc = 1.000$
$N_g = 4.952$	$F_{qs} = 1.352$	$F_{qi} = 1.000$	$F_{qd} = 1.007$	$bq = bg = 1.000$
	$F_{gs} = 0.600$	$F_{gi} = 1.000$	$F_{gd} = 1.000$	
	$D/B = 1.200$		$K = 0.021$	F. Inclín. Terreno
		$m = 1.500$		$gc = 1.000$
		$Af = 2.250$		$gq = gg = 1.000$

Hansen

$N_q = 6.031$	Los factores de forma	Factores de profundidad	Factor de inclinación	F. inclin. Cimentación
$N_c = 14.285$	$sc = 1.422$	$dc = 1.008$	$ic = 1.000$	$bc = 1.000$
$N_g = 2.657$	$sq = 1.352$	$dq = 1.007$	$iq = 1.000$	$bq = 1.000$
	$sg = 0.600$	$dg = 1.000$	$ig = 1.000$	$bg = 1.000$
	$D/B = 1.200$	$K = 0.021$		
		F. Inclín. Terreno	$\beta \leq \phi$	VERDADERO
$q_0 < q_0 \tan \delta + Af ca$		$gc = 1.000$	$iq, ig > 0$	VERDADERO
FALSO	$Af = 2.250$	$gq = gg = 1.000$	$b + h \leq 90^\circ$	VERDADERO

Terzaghi

$N_q = 6.031$	11.687	19.40	25.87	Los factores de forma
$N_c = 14.285$	22.041	Tipo de la Cimentación		$sc = 1.000$
$N_g = 4.952$	12.303	###		$sg = 1.000$
		18.364		707.9 345.8

Capacidad de carga según Meyerhof	Capacidad de carga según Vesic	Capacidad de carga según Hansen	Capacidad de carga según Terzaghi	
$q_{ult} = 474.21$	$q_{ult} = 380.57$	$q_{ult} = 381.04$	$q_{ult} = 526.84$	$[\text{kN/m}^2]$
$\sigma_{adm} = 158.07$	$\sigma_{adm} = 126.86$	$\sigma_{adm} = 127.01$	$\sigma_{adm} = 175.61$	$[\text{kN/m}^2]$
$\sigma_{adm} = 16.12$	$\sigma_{adm} = 12.94$	$\sigma_{adm} = 12.95$	$\sigma_{adm} = 17.91$	$[\text{t/m}^2]$

Tipo de Falla: GLOBAL Cota de fundación: -1.80 m $\sigma_{adm} = 14.98 \text{ [t/m}^2\text{]}$

DETERMINACIÓN DE LA TENSIÓN ADMISIBLE

Parámetros de la resist. al corte	$\phi = 19.40^\circ$	TIPO DE FALLA	LOCAL	COTA DE FUNDACIÓN	-1.80 m
	$C = 0.080 \text{ kg/cm}^2$	Variables			
Parámetros de la resist. al corte reducidos	$\phi' = 13.21^\circ$	$B = 1.50 \text{ [m]}$	$\phi = 13.21 \text{ [}^\circ\text{]}$	$ca = 0.00$	
	$C' = 0.053 \text{ kg/cm}^2$	$L = 1.50 \text{ [m]}$	$\delta = 0.00 \text{ [}^\circ\text{]}$	$g = 14.73 \text{ [kN/m}^3\text{]}$	
		$D = 1.80 \text{ [m]}$	$\beta = 0.00 \text{ [}^\circ\text{]}$	$q_v = 0.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	
		$ecc.B = 0.00 \text{ [m]}$	$\eta = 0.00 \text{ [}^\circ\text{]}$	$q_h = 0.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	
		$ecc.L = 0.00 \text{ [m]}$	$C = 5.23 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$FS = 3.00$	

Meyerhof

$N_q = 3.330$	Los factores de forma	Factor de inclinación	Factores de profundidad	
$N_c = 9.923$	$F_{cs} = 1.319$	$F_{ci} = F_{qi} = 1.000$	$F_{cd} = 1.303$	$K_p = 1.593$
$N_g = 0.779$	$F_{qs} = F_{gs} = 1.159$	$F_{gi} = 1.000$	$F_{qd} = F_{gd} = 1.151$	

Vesic

$N_q = 3.330$	Los factores de forma	Factor de inclinación	Factores de profundidad	F. Inclín. Cimentación
$N_c = 9.923$	$F_{cs} = 1.336$	$F_{ci} = 1.000$	$F_{cd} = 1.008$	$bc = 1.000$
$N_g = 2.033$	$F_{qs} = 1.235$	$F_{qi} = 1.000$	$F_{qd} = 1.006$	$bq = bg = 1.000$
	$F_{gs} = 0.600$	$F_{gi} = 1.000$	$F_{gd} = 1.000$	
	$D/B = 1.200$		$K = 0.021$	F. Inclín. Terreno
		$m = 1.500$		$gc = 1.000$
		$Af = 2.250$		$gq = gg = 1.000$

Hansen

$N_q = 3.330$	Los factores de forma	Factores de profundidad	Factor de inclinación	F. inclin. Cimentación
$N_c = 9.923$	$sc = 1.336$	$dc = 1.008$	$ic = 1.000$	$bc = 1.000$
$N_g = 0.820$	$sq = 1.235$	$dq = 1.006$	$iq = 1.000$	$bq = 1.000$
	$sg = 0.600$	$dg = 1.000$	$ig = 1.000$	$bg = 1.000$
	$D/B = 1.200$	$K = 0.021$		
		F. Inclín. Terreno	$\beta \leq \phi$	VERDADERO
$q_0 < q_0 \tan \delta + Af ca$		$gc = 1.000$	$iq, ig > 0$	VERDADERO
FALSO	$Af = 2.250$	$gq = gg = 1.000$	$b + h \leq 90^\circ$	VERDADERO

Terzaghi

$N_q = 3.330$	5.065	13.21	17.62	Los factores de forma
$N_c = 9.923$	12.803	Tipo de la Cimentación		$sc = 1.000$
$N_g = 2.033$	3.852	###		$sg = 1.000$
		6.746		281.7 172.5

Capacidad de carga según Meyerhof	Capacidad de carga según Vesic	Capacidad de carga según Hansen	Capacidad de carga según Terzaghi	
$q_{ult} = 218.49$	$q_{ult} = 180.46$	$q_{ult} = 180.30$	$q_{ult} = 227.08$	$[\text{kN/m}^2]$
$\sigma_{adm} = 72.83$	$\sigma_{adm} = 60.15$	$\sigma_{adm} = 60.10$	$\sigma_{adm} = 75.69$	$[\text{kN/m}^2]$
$\sigma_{adm} = 7.43$	$\sigma_{adm} = 6.13$	$\sigma_{adm} = 6.13$	$\sigma_{adm} = 7.72$	$[\text{t/m}^2]$

Tipo de Falla: LOCAL Cota de fundación: -1.80 m $\sigma_{adm} = 6.85 \text{ [t/m}^2\text{]}$

DETERMINACIÓN DE LA TENSIÓN ADMISIBLE

Parámetros de la resist. al corte	$\phi = 20.60^\circ$	TIPO DE FALLA	GLOBAL	COTA DE FUNDACIÓN	-2.50 m
	$C = 0.070 \text{ kg/cm}^2$	Variables			
Parámetros de la resist. al corte reducidos	$\phi' = 14.07^\circ$	$B = 1.50 \text{ [m]}$	$\phi = 20.60 \text{ [}^\circ\text{]}$	$ca = 0.00$	
	$C' = 0.047 \text{ kg/cm}^2$	$L = 1.50 \text{ [m]}$	$\delta = 0.00 \text{ [}^\circ\text{]}$	$g = 14.73 \text{ [kN/m}^3\text{]}$	
		$D = 2.50 \text{ [m]}$	$\beta = 0.00 \text{ [}^\circ\text{]}$	$q_v = 0.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	
		$ecc.B = 0.00 \text{ [m]}$	$\eta = 0.00 \text{ [}^\circ\text{]}$	$q_h = 0.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	
		$ecc.L = 0.00 \text{ [m]}$	$C = 6.86 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$FS = 3.00$	

Meyerhof

$N_q = 6.793$	Los factores de forma	Factor de inclinación	Factores de profundidad	
$N_c = 15.413$	$F_{cs} = 1.417$	$F_{ci} = F_{qi} = 1.000$	$F_{cd} = 1.481$	$K_p = 2.086$
$N_g = 3.190$	$F_{qs} = F_{gs} = 1.209$	$F_{gi} = 1.000$	$F_{qd} = F_{gd} = 1.241$	

Vesic

$N_q = 6.793$	Los factores de forma	Factor de inclinación	Factores de profundidad	F. Inclín. Cimentación
$N_c = 15.413$	$F_{cs} = 1.441$	$F_{ci} = 1.000$	$F_{cd} = 1.012$	$bc = 1.000$
$N_g = 5.859$	$F_{qs} = 1.376$	$F_{qi} = 1.000$	$F_{qd} = 1.009$	$bq = bg = 1.000$
	$F_{gs} = 0.600$	$F_{gi} = 1.000$	$F_{gd} = 1.000$	
	$D/B = 1.667$		$K = 0.029$	F. Inclín. Terreno
		$m = 1.500$		$gc = 1.000$
		$Af = 2.250$		$gq = gg = 1.000$

Hansen

$N_q = 6.793$	Los factores de forma	Factores de profundidad	Factor de inclinación	F. inclin. Cimentación
$N_c = 15.413$	$sc = 1.441$	$dc = 1.012$	$ic = 1.000$	$bc = 1.000$
$N_g = 3.266$	$sq = 1.376$	$dq = 1.009$	$iq = 1.000$	$bq = 1.000$
	$sg = 0.600$	$dg = 1.000$	$ig = 1.000$	$bg = 1.000$
	$D/B = 1.667$	$K = 0.029$		
		F. Inclín. Terreno	$\beta \leq \phi$	VERDADERO
$q_0 < q_0 \text{ tg } \delta + Af \text{ ca}$		$gc = 1.000$	$iq, ig > 0$	VERDADERO
FALSO	$Af = 2.250$	$gq = gg = 1.000$	$b + h \leq 90^\circ$	VERDADERO

Terzaghi

$N_q = 6.793$	13.885	20.60	27.47	Los factores de forma
$N_c = 15.413$	24.788	Tipo de la Cimentación		$sc = 1.000$
$N_g = 5.859$	15.476	###		$sg = 1.000$
		22.258		927.8 434.4

Capacidad de carga según Meyerhof	Capacidad de carga según Vesic	Capacidad de carga según Hansen	Capacidad de carga según Terzaghi	
$q_{ult} = 650.07$	$q_{ult} = 504.20$	$q_{ult} = 504.93$	$q_{ult} = 681.10$	$[\text{kN/m}^2]$
$\sigma_{adm} = 216.69$	$\sigma_{adm} = 168.07$	$\sigma_{adm} = 168.31$	$\sigma_{adm} = 227.03$	$[\text{kN/m}^2]$
$\sigma_{adm} = 22.10$	$\sigma_{adm} = 17.14$	$\sigma_{adm} = 17.16$	$\sigma_{adm} = 23.15$	$[\text{t/m}^2]$

Tipo de Falla: GLOBAL Cota de fundación: -2.50 m $\sigma_{adm} = 19.89 \text{ [t/m}^2\text{]}$

DETERMINACIÓN DE LA TENSIÓN ADMISIBLE

Parámetros de la resist. al corte	$\phi = 20.60^\circ$	TIPO DE FALLA	LOCAL	COTA DE FUNDACIÓN	-2.50 m
	$C = 0.070 \text{ kg/cm}^2$	Variables			
Parámetros de la resist. al corte reducidos	$\phi' = 14.07^\circ$	$B = 1.50 \text{ [m]}$	$\phi = 14.07 \text{ [}^\circ\text{]}$	$ca = 0.00$	
	$C' = 0.047 \text{ kg/cm}^2$	$L = 1.50 \text{ [m]}$	$\delta = 0.00 \text{ [}^\circ\text{]}$	$g = 14.73 \text{ [kN/m}^3\text{]}$	
		$D = 2.50 \text{ [m]}$	$\beta = 0.00 \text{ [}^\circ\text{]}$	$q_v = 0.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	
		$ecc.B = 0.00 \text{ [m]}$	$\eta = 0.00 \text{ [}^\circ\text{]}$	$q_h = 0.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	
		$ecc.L = 0.00 \text{ [m]}$	$C = 4.58 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$FS = 3.00$	

Meyerhof

$N_q = 3.609$	Los factores de forma	Factor de inclinación	Factores de profundidad	
$N_c = 10.410$	$F_{cs} = 1.328$	$F_{ci} = F_{qi} = 1.000$	$F_{cd} = 1.427$	$K_p = 1.642$
$N_g = 0.934$	$F_{qs} = F_{gs} = 1.164$	$F_{gi} = 1.000$	$F_{qd} = F_{gd} = 1.214$	

Vesic

$N_q = 3.609$	Los factores de forma	Factor de inclinación	Factores de profundidad	F. Incl. Cimentación
$N_c = 10.410$	$F_{cs} = 1.347$	$F_{ci} = 1.000$	$F_{cd} = 1.012$	$bc = 1.000$
$N_g = 2.310$	$F_{qs} = 1.251$	$F_{qi} = 1.000$	$F_{qd} = 1.008$	$bq = bg = 1.000$
	$F_{gs} = 0.600$	$F_{gi} = 1.000$	$F_{gd} = 1.000$	
	$D/B = 1.667$		$K = 0.029$	F. Incl. Terreno
		$m = 1.500$		$gc = 1.000$
		$Af = 2.250$		$gq = gg = 1.000$

Hansen

$N_q = 3.609$	Los factores de forma	Factores de profundidad	Factor de inclinación	F. inclin. Cimentación
$N_c = 10.410$	$sc = 1.347$	$dc = 1.012$	$ic = 1.000$	$bc = 1.000$
$N_g = 0.980$	$sq = 1.251$	$dq = 1.008$	$iq = 1.000$	$bq = 1.000$
	$sg = 0.600$	$dg = 1.000$	$ig = 1.000$	$bg = 1.000$
	$D/B = 1.667$	$K = 0.029$		
		F. Incl. Terreno	$\beta \leq \phi$	VERDADERO
$q_0 < q_0 \tan \delta + Af ca$		$gc = 1.000$	$iq, ig > 0$	VERDADERO
FALSO	$Af = 2.250$	$gq = gg = 1.000$	$b + h \leq 90^\circ$	VERDADERO

Terzaghi

$N_q = 3.609$	5.661	14.07	18.76	Los factores de forma
$N_c = 10.410$	13.726	Tipo de la Cimentación		$sc = 1.000$
$N_g = 2.310$	4.524	###		$sg = 1.000$
		7.779		353.5 213.4

Capacidad de carga según Meyerhof	Capacidad de carga según Vesic	Capacidad de carga según Hansen	Capacidad de carga según Terzaghi	
$q_{ult} = 292.64$	$q_{ult} = 233.51$	$q_{ult} = 233.39$	$q_{ult} = 283.44$	$[\text{kN/m}^2]$
$\sigma_{adm} = 97.55$	$\sigma_{adm} = 77.84$	$\sigma_{adm} = 77.80$	$\sigma_{adm} = 94.48$	$[\text{kN/m}^2]$
$\sigma_{adm} = 9.95$	$\sigma_{adm} = 7.94$	$\sigma_{adm} = 7.93$	$\sigma_{adm} = 9.63$	$[\text{t/m}^2]$

Tipo de Falla: LOCAL Cota de fundación: -2.50 m $\sigma_{adm} = 8.86 \text{ [t/m}^2\text{]}$

DETERMINACIÓN DE LA TENSIÓN ADMISIBLE

Parámetros de la resist. al corte	$\phi = 20.60^\circ$	TIPO DE FALLA	GLOBAL	COTA DE FUNDACIÓN	-3.50 m
	$C = 0.070 \text{ kg/cm}^2$	Variables			
Parámetros de la resist. al corte reducidos	$\phi' = 14.07^\circ$	$B = 1.50 \text{ [m]}$	$\phi = 20.60 \text{ [}^\circ\text{]}$	$ca = 0.00$	
	$C' = 0.047 \text{ kg/cm}^2$	$L = 1.50 \text{ [m]}$	$\delta = 0.00 \text{ [}^\circ\text{]}$	$g = 14.73 \text{ [kN/m}^3\text{]}$	
		$D = 3.50 \text{ [m]}$	$\beta = 0.00 \text{ [}^\circ\text{]}$	$q_v = 0.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	
		$ecc.B = 0.00 \text{ [m]}$	$\eta = 0.00 \text{ [}^\circ\text{]}$	$q_h = 0.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	
		$ecc.L = 0.00 \text{ [m]}$	$C = 6.86 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$FS = 3.00$	

Meyerhof

$N_q = 6.793$	Los factores de forma	Factor de inclinación	Factores de profundidad	
$N_c = 15.413$	$F_{cs} = 1.417$	$F_{ci} = F_{qi} = 1.000$	$F_{cd} = 1.674$	$K_p = 2.086$
$N_g = 3.190$	$F_{qs} = F_{gs} = 1.209$	$F_{gi} = 1.000$	$F_{qd} = F_{gd} = 1.337$	

Vesic

$N_q = 6.793$	Los factores de forma	Factor de inclinación	Factores de profundidad	F. Inclín. Cimentación
$N_c = 15.413$	$F_{cs} = 1.441$	$F_{ci} = 1.000$	$F_{cd} = 1.016$	$bc = 1.000$
$N_g = 5.859$	$F_{qs} = 1.376$	$F_{qi} = 1.000$	$F_{qd} = 1.013$	$bq = bg = 1.000$
	$F_{gs} = 0.600$	$F_{gi} = 1.000$	$F_{gd} = 1.000$	
	$D/B = 2.333$		$K = 0.041$	F. Inclín. Terreno
		$m = 1.500$		$gc = 1.000$
		$Af = 2.250$		$gq = gg = 1.000$

Hansen

$N_q = 6.793$	Los factores de forma	Factores de profundidad	Factor de inclinación	F. inclin. Cimentación
$N_c = 15.413$	$sc = 1.441$	$dc = 1.016$	$ic = 1.000$	$bc = 1.000$
$N_g = 3.266$	$sq = 1.376$	$dq = 1.013$	$iq = 1.000$	$bq = 1.000$
	$sg = 0.600$	$dg = 1.000$	$ig = 1.000$	$bg = 1.000$
	$D/B = 2.333$	$K = 0.041$		
		F. Inclín. Terreno	$\beta \leq \phi$	VERDADERO
$q_0 < q_0 \tan \delta + Af ca$		$gc = 1.000$	$iq, ig > 0$	VERDADERO
FALSO	$Af = 2.250$	$gq = gg = 1.000$	$b + h \leq 90^\circ$	VERDADERO

Terzaghi

$N_q = 6.793$	13.885	20.60	27.47	Los factores de forma
$N_c = 15.413$	24.788	Tipo de la Cimentación		$sc = 1.000$
$N_g = 5.859$	15.476	###		$sg = 1.000$
		22.258		1132.3 534.4

Capacidad de carga según Meyerhof	Capacidad de carga según Vesic	Capacidad de carga según Hansen	Capacidad de carga según Terzaghi	
$q_{ult} = 873.84$	$q_{ult} = 645.62$	$q_{ult} = 646.35$	$q_{ult} = 833.40$	$[\text{kN/m}^2]$
$\sigma_{adm} = 291.28$	$\sigma_{adm} = 215.21$	$\sigma_{adm} = 215.45$	$\sigma_{adm} = 277.80$	$[\text{kN/m}^2]$
$\sigma_{adm} = 29.70$	$\sigma_{adm} = 21.94$	$\sigma_{adm} = 21.97$	$\sigma_{adm} = 28.33$	$[\text{t/m}^2]$

Tipo de Falla: GLOBAL Cota de fundación: -3.50 m $\sigma_{adm} = 25.49 \text{ [t/m}^2\text{]}$

DETERMINACIÓN DE LA TENSIÓN ADMISIBLE

Parámetros de la resist. al corte	$\phi = 20.60^\circ$	TIPO DE FALLA	LOCAL	COTA DE FUNDACIÓN	-3.50 m
	$C = 0.070 \text{ kg/cm}^2$	Variables			
Parámetros de la resist. al corte reducidos	$\phi' = 14.07^\circ$	$B = 1.50 \text{ [m]}$	$\phi = 14.07 \text{ [}^\circ\text{]}$	$ca = 0.00$	
	$C' = 0.047 \text{ kg/cm}^2$	$L = 1.50 \text{ [m]}$	$\delta = 0.00 \text{ [}^\circ\text{]}$	$g = 14.73 \text{ [kN/m}^3\text{]}$	
		$D = 3.50 \text{ [m]}$	$\beta = 0.00 \text{ [}^\circ\text{]}$	$q_v = 0.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	
		$ecc.B = 0.00 \text{ [m]}$	$\eta = 0.00 \text{ [}^\circ\text{]}$	$q_h = 0.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	
		$ecc.L = 0.00 \text{ [m]}$	$C = 4.58 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$FS = 3.00$	

Meyerhof

$N_q = 3.609$	Los factores de forma	Factor de inclinación	Factores de profundidad	
$N_c = 10.410$	$F_{cs} = 1.328$	$F_{ci} = F_{qi} = 1.000$	$F_{cd} = 1.598$	$K_p = 1.642$
$N_g = 0.934$	$F_{qs} = F_{gs} = 1.164$	$F_{gi} = 1.000$	$F_{qd} = F_{gd} = 1.299$	

Vesic

$N_q = 3.609$	Los factores de forma	Factor de inclinación	Factores de profundidad	F. Inclín. Cimentación
$N_c = 10.410$	$F_{cs} = 1.347$	$F_{ci} = 1.000$	$F_{cd} = 1.016$	$bc = 1.000$
$N_g = 2.310$	$F_{qs} = 1.251$	$F_{qi} = 1.000$	$F_{qd} = 1.012$	$bq = bg = 1.000$
	$F_{gs} = 0.600$	$F_{gi} = 1.000$	$F_{gd} = 1.000$	
	$D/B = 2.333$		$K = 0.041$	F. Inclín. Terreno
		$m = 1.500$		$gc = 1.000$
		$Af = 2.250$		$gq = gg = 1.000$

Hansen

$N_q = 3.609$	Los factores de forma	Factores de profundidad	Factor de inclinación	F. inclin. Cimentación
$N_c = 10.410$	$sc = 1.347$	$dc = 1.016$	$ic = 1.000$	$bc = 1.000$
$N_g = 0.980$	$sq = 1.251$	$dq = 1.012$	$iq = 1.000$	$bq = 1.000$
	$sg = 0.600$	$dg = 1.000$	$ig = 1.000$	$bg = 1.000$
	$D/B = 2.333$	$K = 0.041$		
		F. Inclín. Terreno	$\beta \leq \phi$	VERDADERO
$q_0 < q_0 \tan \delta + Af ca$		$gc = 1.000$	$iq, ig > 0$	VERDADERO
FALSO	$Af = 2.250$	$gq = gg = 1.000$	$b + h \leq 90^\circ$	VERDADERO

Terzaghi

$N_q = 3.609$	5.661	14.07	18.76	Los factores de forma
$N_c = 10.410$	13.726	Tipo de la Cimentación		$sc = 1.000$
$N_g = 2.310$	4.524	###		$sg = 1.000$
		7.779		436.8 266.6

Capacidad de carga según Meyerhof	Capacidad de carga según Vesic	Capacidad de carga según Hansen	Capacidad de carga según Terzaghi	
$q_{ult} = 398.09$	$q_{ult} = 301.61$	$q_{ult} = 301.49$	$q_{ult} = 351.71$	$[\text{kN/m}^2]$
$\sigma_{adm} = 132.70$	$\sigma_{adm} = 100.54$	$\sigma_{adm} = 100.50$	$\sigma_{adm} = 117.24$	$[\text{kN/m}^2]$
$\sigma_{adm} = 13.53$	$\sigma_{adm} = 10.25$	$\sigma_{adm} = 10.25$	$\sigma_{adm} = 11.95$	$[\text{t/m}^2]$

Tipo de Falla: LOCAL Cota de fundación: -3.50 m $\sigma_{adm} = 11.50 \text{ [t/m}^2\text{]}$

Una vez determinada la capacidad resistente para fallas mecánicas, resta evaluar los niveles de asentamientos previstos, que sean menores que los admisibles. Un criterio podría ser analizar las cargas actuantes de la superestructura (estimativa) y en base a eso, evaluar si los asentamientos resultan admisibles. Otro criterio sería el de determinar que tensión de trabajo produciría el límite de los asentamientos admisibles, y tomar este valor como valor límite. Se recalca que las tensiones obtenidas de esta forma, corresponde a la tensión media de la fundación. En el caso de tratarse de una base o solera, prácticamente la tensión media como la tensión máxima coinciden, pero en el caso de una platea, estas diferencias suelen ser mayores. Por esta razón, la verificación por parte del calculista tiene que ser integral: Valores máximos de tensión con la tensión por falla mecánica, y valores medios de tensión con la media.

Para la valoración de los asentamientos, se considerará primero la tensión efectiva admisible a la cual estará sometida el suelo de fundación, la cual se calcula como:

$$q_{efec} = \sigma_{adm} - \sigma_{suelo \text{ extraído}} = \sigma_{adm} [t/m^2]$$

Asentamiento según Steinbrenner:

$$S_{max} = \frac{4qB(1-\nu^2)}{E_s} I_s$$

, donde “q” es la presión efectiva, “B” el lado menor de base; “mu” es el coeficiente de Poisson, “Es” es el módulo de deformación, “Is” es un coeficiente de influencia para el que Steinbrenner propuso la siguiente expresión:

$$I_s = F_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} F_2$$

Las funciones F1 y F2 dependen de las relaciones L/B y D/B (ábaco). El asentamiento obtenido es el máximo. El asentamiento promedio se calcula como:

$$S_{prom} = 0.80 S_{max}$$

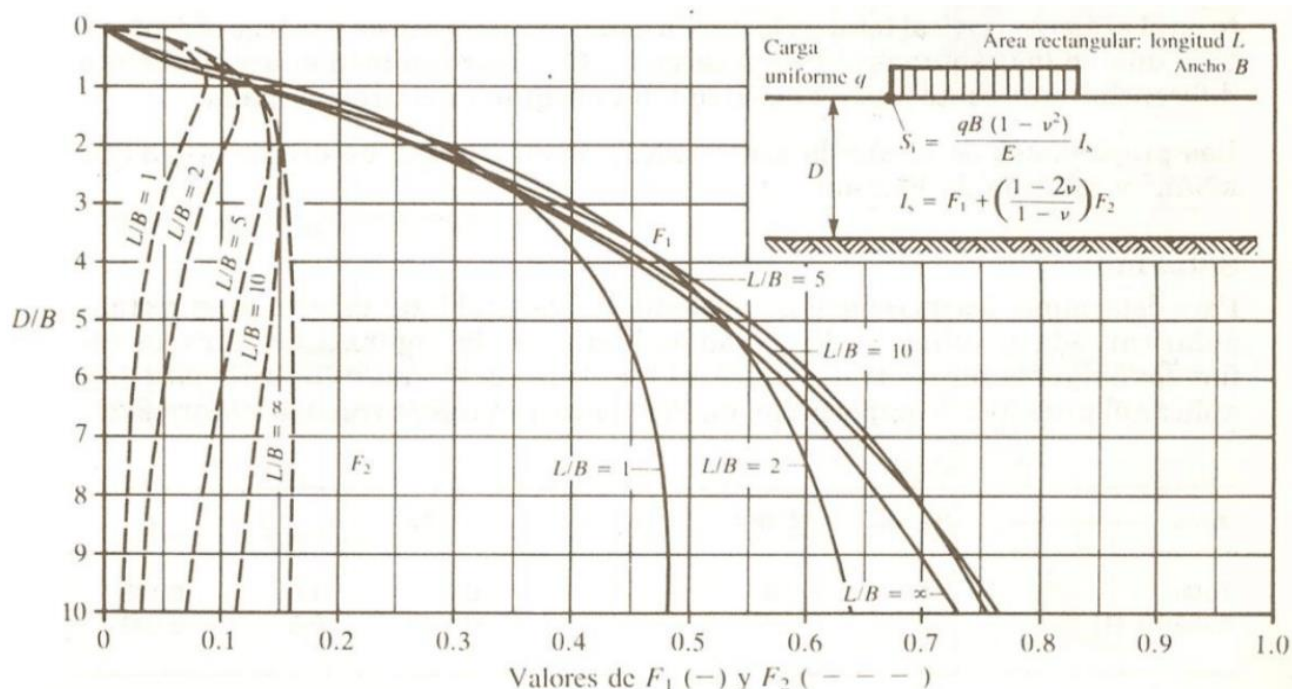


Tabla 10.6.2.2.3b-1 - Constantes elásticas de diferentes suelos modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988)

Tipo de Suelo	Rango de valores típicos	Coeficiente de Poisson, ν (adimensional)	Estimación de E_s a partir de N	
	Módulo de Young, E_s (MPa)		Tipo de suelo	E_s (MPa)
Arcilla:				
Blanda sensible	2,4 - 15	0,4 - 0,5 (no drenada)	Limos, limos arenosos, mezclas levemente cohesivas	0,4 N_1
Medianamente rígida a rígida	15 - 50		Arenas limpias finas a medias y arenas levemente limosas	0,7 N_1
Muy rígida	50 - 100		Arenas gruesas y arenas con poca grava	1,0 N_1
			Grava arenosa y gravas	1,1 N_1
Loes	15 - 60	0,1 - 0,3		
Limo	2 - 20	0,3 - 0,35	Grava arenosa y gravas	1,1 N_1
Arena fina:			Estimación de E_s a partir de S_u	
Suelta	7,5 - 10	0,25	Arcilla blanda sensible	400 S_u - 1000 S_u
Medianamente densa	10 - 20		Arcilla medianamente rígida a rígida	1500 S_u - 4000 S_u
Densa	20 - 25		Arcilla muy rígida	3000 S_u - 4000 S_u
Arena:				
Suelta	10 - 25	0,20 - 0,35		
Medianamente densa	25 - 50	0,30 - 0,40		
Densa	50 - 75			
Grava:			Estimación de E_s a partir de q_c	
Suelta	25 - 75	0,2 - 0,35		
Medianamente densa	75 - 100	0,3 - 0,4	Suelos arenosos	4 q_c
Densa	100 - 200			

RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE EL MÉTODO DE STEINBRENNER

PARÁMETROS	E: Módulo edométrico promedio:	50 kg/cm ²	Coeficiente de influencia I_s :	0.2596	RESULTADOS	Tensión admisible por asentamiento s/Steinbrenner
	μ : coeficiente de Poisson	0.35	Ancho de referencia de la base B:	150 cm		
	factor f_1	0.225	Asentamiento promedio admisible	5.00 cm		22.9 t/m²
	factor f_2	0.075	Asentamiento máximo admisible	6.25 cm		

RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE EL MÉTODO DE TOMLINSON

PARÁMETROS	E: Módulo edométrico promedio:	50 kg/cm ²	μ : coeficiente de Poisson	0.35	RESULTADOS	Tensión admisible por asentamiento s/Tomlinson
	m_v : Coeficiente de compresibilidad			0.020 cm ² /kg		
	Ancho de referencia de la base B:	150 cm	Asentamiento promedio admisible	5.00 cm		25.3 t/m²
	Altura del bulbo de presión	225 cm	Asentamiento máximo admisible	6.25 cm		

Se propone el empleo de una platea combinada con pilotes para cubrir las necesidades de fundación como alternativa. Los mismos, se calculan mediante los siguientes métodos, tomándose como capacidad de carga al valor promedio al obtenido con todos los métodos.

Capacidad de carga de un pilote en función de los resultados de Penetración Standard (SPT) según Meyerhof

$$P = \frac{P_p + P_f}{S}$$

, donde P_p es la capacidad de carga de punta, P_f es la capacidad de carga por fricción lateral y S es el factor de seguridad que depende del método utilizado en la evaluación.

Capacidad de carga por punta: Considerando pilotes perforados, la resistencia unitaria última de la base depende del tipo de suelo que hay en la punta.

Tipo de suelo	P_i [KN/m ²]
Grava	$13 \left(\frac{L}{D} \right) N \geq 130 N$
Arena	$\geq 130 N$
Limo arenoso	$10 \left(\frac{L}{D} \right) N \geq 100 N$
Limo	$\geq 100 N$

, donde P_i es la resistencia unitaria última de la punta, L es la longitud del pilote, D es el diámetro del pilote y N es el valor del SPT cerca de la punta del pilote.

Capacidad de carga por fricción lateral: La capacidad de carga unitaria última F_i se calcula como:

$$F_i = N' \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

, donde N' es el valor promedio de los resultados de los SPT a lo largo de la longitud empotrada

La capacidad de carga por fricción lateral será:

$$P_f = \pi D L F_i$$

Para sistemas combinados de platea + Pilotes, el coeficiente de seguridad que en general puede tomarse es $S=2$

Capacidad de carga de un pilote en función de los resultados de los ensayos de Penetración Standard (SPT) según Antunez Cabral (SEFE III - 1996)

Capacidad de carga por punta: considerando pilotes perforados, la resistencia unitaria última de la base se calcula como:

$$P_p = A_p \beta_2 N$$

, donde A_p es el área de la punta del pilote, β_2 es un coeficiente que depende del tipo de suelo y N es el valor del SPT por debajo de la punta del pilote

Además se debe cumplir que:

$$\beta_2 N \leq 40 \frac{kg}{cm^2}$$

Capacidad de carga por fricción lateral: La capacidad de carga última P_f se calcula como

$$P_f = \pi D \sum L_i \beta_1^i N_i$$

, donde L_i es la longitud del estrato i , β_1^i es un coeficiente que depende del tipo de suelo y N_i es el resultado del SPT en el tramo i

Parámetros de β_1 y β_2 (Antúnes & Cabral, 1996)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
Suelo														β_1							β_2 (kg/cm2)						
Arena														0.040 a 0.050							2.0 a 2.5						
Limo														0.025 a 0.035							1.0 a 2.0						
Arcilla														0.020 a 0.035							1.0 a 1.5						

Para sistemas combinados de platea + Pilotes, el coeficiente de seguridad que en general puede tomarse es $S=2$

Capacidad de carga de un pilote según Brinch Hansen + Método beta y/o método alfa

Capacidad de carga por punta: La capacidad de carga por punta mediante la fórmula de Brinch Hansen.

$$P_p = \pi \frac{D^2}{4} [c N_c + \sigma_0 N_q] s_c d_c$$

, donde c es la cohesión unitaria promedio, N_c y N_q son los factores de capacidad de carga, σ_0 es la tensión neta y s_c , d_c , son los factores de forma, que para pilotes, el producto oscila en 1.8 aproximadamente

Capacidad de carga por fricción lateral: Se tomará la capacidad menor a la calculada mediante el método beta y el método alfa

Método beta: La resistencia unitaria a la fricción puede determinarse basándose en los parámetros de esfuerzo efectivo, resultando:

$$f = \beta \sigma'_0$$

, donde σ'_0 es el esfuerzo efectivo vertical,

$$\beta = K \tan \phi'_R$$

ϕ'_R es el ángulo de fricción drenada de arcilla remodelada, K es el coeficiente de empuje, el cual para suelos normalmente consolidados, puede tomarse la expresión de Jaky:

$$K = 1 - \sin \phi'_R$$

La capacidad de carga total será la suma de la capacidad de carga por estratos, la cual vale:

$$P_f = \sum f p \Delta L$$

Método alfa: La capacidad de carga total será la suma de la capacidad de carga por estratos, la cual vale:

$$P_f = \pi D (\sigma_{0_{MEDIA}} \tan \phi k_0 + c \alpha)$$

, donde ϕ es el ángulo de fricción interna, k_0 es el coeficiente de empuje en reposo, α es el factor de adhesión.

Para sistemas combinados de platea + Pilotes, el coeficiente de seguridad que en general puede tomarse es S=2

CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
Diámetro					Longitud de pilote					Cota de lomo aproximada					Cota de punta aproximada					Capacidad de carga							
25 cm					6 m					-1.50 m					-7.50 m					13.30 t							
30 cm					6 m					-1.50 m					-7.50 m					15.20 t							
40 cm					6 m					-1.50 m					-7.50 m					19.25 t							
50 cm					6 m					-1.50 m					-7.50 m					26.60 t							
60 cm					6 m					-1.50 m					-7.50 m					31.31 t							

RESÚMEN DE TENSIONES OBTENIDAS POR FALLA MECÁNICA DEL SUELO

COTA DE FUNDACIÓN	TENSIÓN ADMISIBLE POR FALLA MECÁNICA	TENSIÓN ADMISIBLE POR ASENTAMIENTO S/ STEINBRENER	TENSIÓN ADMISIBLE POR ASENTAMIENTO S/ STEINBRENER	TENSIÓN ADMISIBLE MÁXIMA	TENSIÓN PROMEDIO ADMISIBLE
-1.80 m	10.10 t/m ²	22.86 t/m ²	25.25 t/m ²	10.10 t/m ²	24.06 t/m ²
-2.50 m	13.27 t/m ²	22.86 t/m ²	25.25 t/m ²	13.27 t/m ²	24.06 t/m ²
-3.50 m	17.09 t/m ²	22.86 t/m ²	25.25 t/m ²	17.09 t/m ²	24.06 t/m ²

MÓDULO DE BALASTO

Para el cálculo estructural, el suelo de fundación interviniente en el bulbo de presiones en función a las características físicas y al ensayo SPT, con el criterio de Sulzberger, resulta:

K =

3000 t/m³

EMPUJE LATERAL DEL TERRERNO Y EMPUJES ADICIONALES

Para el diseño de las paredes soterradas de las estructuras del subsuelo, el diagrama de empujes activos laterales se obtiene aplicando la teoría de Rankine:

$$\sigma_a = K_a \gamma z - 2 C \sqrt{K_a}$$

, siendo K_a el coeficiente de empuje activo y se calcula como: $K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$

, donde ϕ es el ángulo de rozamiento del estrato de suelo existente a la profundidad z considerada, γ es el peso unitario del suelo, y C es la cohesión del suelo. El diagrama de empujes pasivos se obtiene aplicando la teoría de Rankine

$$\sigma_p = K_p \gamma z + 2 C' \sqrt{K_p}$$

, siendo K_p el coeficiente de empuje pasivo y se calcula como:

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

El efecto de la sobrecarga uniforme sobre la superficie del relleno se obtiene de la siguiente forma:

$$\Delta \sigma_{a \text{ ó } p} = K_{a \text{ ó } p} q$$



JAVIER B. LUCERO
Doctor en Ingeniería
Ingeniero Civil - M.P.: 18038