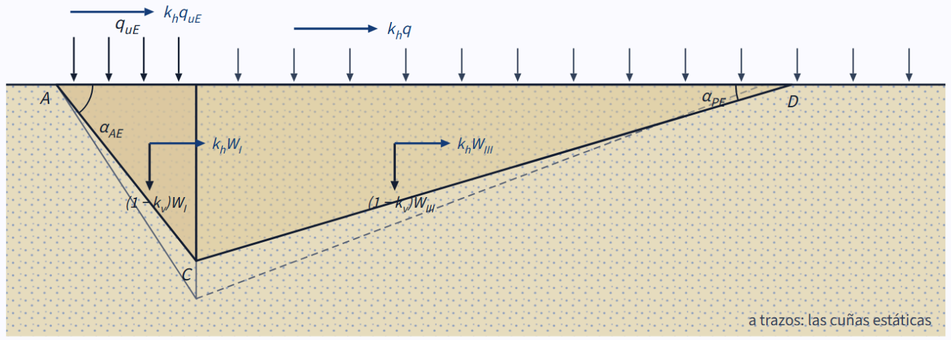
GeoTerva

Presentación de clase de geotecnia · Cimentaciones

Capacidad portante de una zapata corrida bajo sismo

Clase: de las dos cuñas de Coulomb de Richards, Elms y Budhu a los coeficientes de capacidad portante estática, a los coeficientes de Mononobe–Okabe en sismo y a cuánto los reduce el sismo; ejemplo resuelto en cada tema.

- Dos cuñas de Coulomb
- $K_A \cdot K_P \cdot \alpha_A$
- Mononobe–Okabe
- $\theta = \tan^{-1} k_h/(1-k_v)$
- Efecto del sismo
- Ejemplos resueltos



Se basa en la página de teoría de GeoTerva · geoterva.com

¿Qué aprenderemos en esta clase?

- Plantear el mecanismo de capacidad portante de una zapata corrida **con dos cuñas de Coulomb** (activa ABC, pasiva BCD)
- La obtención de los valores de $\mathbf{K_A}$, $\mathbf{K_P}$, $\boldsymbol{\alpha_A}$, $\boldsymbol{\alpha_P}$ y, a partir de ellos, de los factores $\mathbf{N_q}$, $\mathbf{N_\gamma}$, $\mathbf{N_c}$ mediante expresiones de forma cerrada
- Considerar el sismo como una fuerza **pseudoestática**: $\theta = \tan^{-1}[k_h/(1 - k_v)]$ y los coeficientes de **Mononobe–Okabe** K_{AE}, K_{PE}
- Calcular la **capacidad portante sísmica q_{uE}** y su relación con el valor estático
- Interpretar la sensibilidad a k_h y k_v y el **límite $\theta \geq \varphi$**
- Obtener la presión admisible a partir de q_{uE} y **comprobar** la zapata

DESARROLLO DE LA CLASE

Cada tema se desarrolla en **tres pasos**:

1 · **Teoría**: ¿cuál es la regla y por qué es así?

2 · **Enunciado**: datos y se pide

3 · **Solución**: paso a paso, con números

Cimentación de ejemplo, modelo con el que se abre el módulo: zapata corrida de 1.5 m de ancho, D_f = 1 m, c = 30 kPa, φ' = 25°, γ = 17 kN/m³, k_h = 0.25.

Dos cuñas de Coulomb en lugar de una espiral logarítmica

TEORÍA

Richards, Elms y Budhu (1993) propusieron para una cimentación continua una teoría que **también puede aplicarse a la carga sísmica**. En lugar de la espiral logarítmica de Terzaghi o de Meyerhof, emplea una superficie de rotura sencilla formada por **dos cuñas de Coulomb**; por ello cada coeficiente se obtiene **en forma cerrada**.

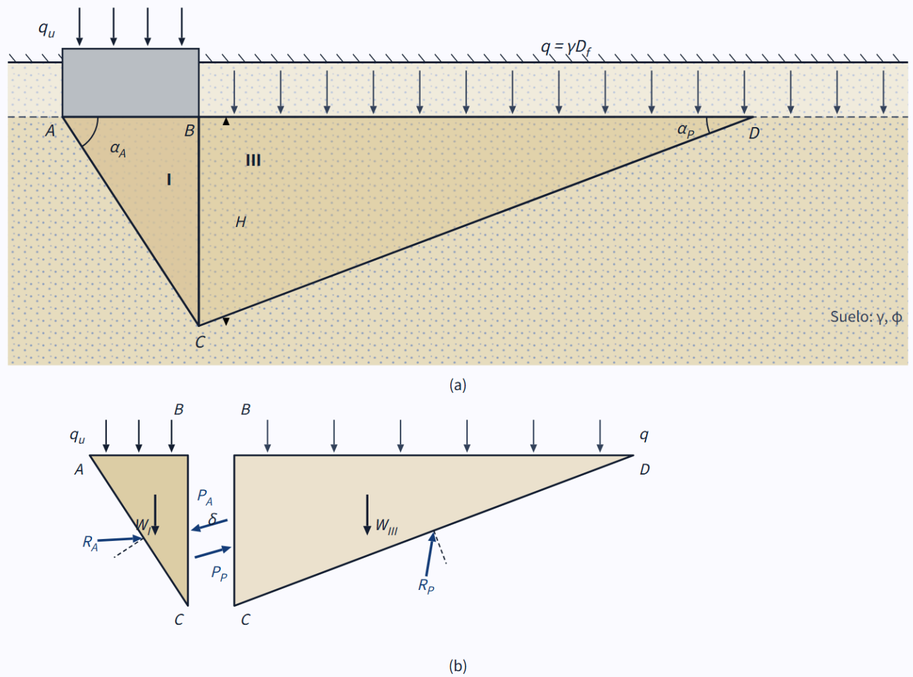
Zapata corrida, ancho B, profundidad D_f; el terreno sobre la base actúa solo como sobrecarga $q = \gamma D_f$.

suelo c–φ, $\varphi > 0$; sin agua subterránea en la zona de rotura.

Fuerza másica pseudoestática del sismo: los coeficientes horizontal y vertical k_h, k_v actúan sobre las cuñas y las cargas.

Fricción muro-terreno $\delta = \varphi/2$ en la cara vertical entre las dos cuñas (recomendación de los autores).

La cuña bajo la cimentación es **activa** (ABC) y la contigua, **pasiva** (BCD); ambas se encuentran en la cara BC (altura H).



Ángulos de la cuña y coeficientes de Coulomb

TEORÍA

Las inclinaciones de las cuñas αA y αP son los ángulos de las **cuñas críticas de Coulomb** (medidos desde la horizontal):

$$\alpha_A = \varphi + \tan^{-1}\left\{\frac{[\tan\varphi(\tan\varphi+\cot\varphi)(1+\tan\delta\cot\varphi)]^{0.5}-\tan\varphi}{1+\tan\delta(\tan\varphi+\cot\varphi)}\right\}$$

$$\alpha_P = -\varphi + \tan^{-1}\left\{\frac{[\tan\varphi(\tan\varphi+\cot\varphi)(1+\tan\delta\cot\varphi)]^{0.5}+\tan\varphi}{1+\tan\delta(\tan\varphi+\cot\varphi)}\right\}$$

Las componentes horizontales de las fuerzas de Coulomb se escriben con los coeficientes siguientes:

$$K_A = \frac{\cos^2\varphi}{\cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin\varphi}{\cos\delta}}\right]^2} \qquad K_P = \frac{\cos^2\varphi}{\cos\delta\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin\varphi}{\cos\delta}}\right]^2}$$

NOTACIÓN

δ = φ/2: fricción del muro entre las cuñas

α_A: ángulo del plano inclinado AC con la horizontal

α_P: ángulo del plano inclinado CD con la horizontal

P_A, P_P: fuerzas de Coulomb sobre la cara BC

R_A, R_P: resultantes en los planos inclinados

W_I, W_{III}: pesos de las cuñas

Enunciado

EJEMPLO

Datos

Suelo	$\varphi' = 25°$ **(modelo con el que se abre el módulo)**
Fricción muro-terreno	$\delta = \varphi/2 = 12.5°$

SE PIDE

Determinar los coeficientes **K_A, K_P** y los ángulos de cuña **α_A, α_P**.

Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 Ortak kök terim (sin 37.5° = 0.6088; sin 25° = 0.4226; cos 12.5° = 0.9763)

$$\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin\varphi}{\cos\delta}} = \sqrt{\frac{0.6088\cdot 0.4226}{0.9763}} = \mathbf{0.5133}$$

2 K_A y K_P ($\cos^2 25° = 0.8214$)

$$K_A = \frac{0.8214}{0.9763(1+0.5133)^2} = \mathbf{0.3674} \qquad K_P = \frac{0.8214}{0.9763(1-0.5133)^2} = \mathbf{3.5524}$$

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

3 Término radical (tan φ = 0.4663; cot φ = 2.1445; tan δ = 0.2217)

$$[\tan\varphi(\tan\varphi+\cot\varphi)(1+\tan\delta\cot\varphi)]^{0.5}=[0.4663(2.6108)(1.4754)]^{0.5}=1.3402$$

$$1+\tan\delta(\tan\varphi+\cot\varphi)=1.5788$$

4 Ángulos de la cuña

$$\alpha_A=25^\circ+\tan^{-1}\frac{1.3402-0.4663}{1.5788}=25^\circ+28.97^\circ=\mathbf{53.97}^\circ$$

$$\alpha_P=-25^\circ+\tan^{-1}\frac{1.3402+0.4663}{1.5788}=-25^\circ+48.85^\circ=\mathbf{23.85}^\circ$$

La cuña activa es empinada (α_A = 53.97°) y la pasiva es tendida (α_P = 23.85°). Altura de la cuña H = B tan α_A = 1.5 × 1.375 = **2.06 m**.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Equilibrio horizontal en la cara BC

TEORÍA

Considérese únicamente la sobrecarga (φ ≠ 0, γ = 0, q ≠ 0); sea q'_u la presión de la cimentación. En la cara BC las fuerzas horizontales están en equilibrio:

$$P_A \cos\delta = P_P \cos\delta$$

Con sobrecarga uniforme, cada fuerza es coeficiente de presión × sobrecarga × H: q'_u en el lado activo, q en el lado pasivo:

$$P_A \cos\delta = q'_u K_A H \qquad P_P \cos\delta = q\, K_P H$$

Al igualar ambos, H se simplifica y **N_q** resulta ser el cociente de los dos coeficientes de Coulomb:

$$q'_u = q\,\frac{K_P}{K_A} = q\,N_q \qquad N_q = \frac{K_P}{K_A}$$

NEDEN ORAN?

La cuña activa bajo la cimentación empuja lateralmente la cuña pasiva adyacente. Ambos lados se apoyan entre sí a la misma altura H y con el mismo δ; por ello, solo la **relación** entre las dos resistencias del terreno determina el equilibrio.

El peso de las cuñas interviene a través de H = B tan α_A

TEORÍA

Se considera ahora únicamente el peso (φ ≠ 0, γ ≠ 0, q = 0); la presión de hundimiento es q''_u. En el lado activo el peso se superpone como una sobrecarga; en el lado pasivo actúa solo el peso:

$$P_A \cos\delta = q''_u H K_A + \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_A \qquad P_P \cos\delta = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_P$$

Al igualar:

$$q''_u = \tfrac{1}{2}\gamma H \left(\frac{K_P}{K_A} - 1\right)$$

La altura de la cara procede de la cuña activa, H = B tan α_A; así se obtiene **N_γ**:

$$q''_u = \tfrac{1}{2}\gamma B\, N_\gamma \qquad N_\gamma = \tan\alpha_A \left(\frac{K_P}{K_A} - 1\right)$$

COMENTARIO

N_γ depende de la profundidad de la cuña: el factor **tan α_A** indica cuán inclinada es la cuña. Una cuña empinada (α_A grande) penetra más y el término del peso propio aumenta.

Superposición y N_c

TEORÍA

Los términos de sobrecarga y de peso se suman (superposición):

$$q_u = q'_u + q''_u = q\,N_q + \tfrac{1}{2}\gamma B\,N_\gamma$$

Para la cohesión con φ = 0, el análisis de cuña de Coulomb da $N_c = 6$; los autores, por brevedad, emplean la relación conocida:

$$N_c = (N_q - 1)\cot\varphi \qquad q_u = c\,N_c + q\,N_q + \tfrac{1}{2}\gamma B\,N_\gamma$$

Este valor **estático** es la capacidad portante de estas dos cuñas; **difiere** de los coeficientes de tipo Prandtl de Terzaghi, Meyerhof, Hansen o Vesic (φ = 25°: N_q = 9.67; Prandtl–Reissner 10.66).

La capacidad portante sísmica se obtiene **reduciendo** este valor; el módulo presenta ambos lado a lado.

COEFICIENTES ESTÁTICOS (δ = φ/2)

φ′	δ	α_A	N_q	N_γ	N_c
5	2.5	42.22	1.53	0.49	6.11
10	5.0	45.19	2.37	1.38	7.77
15	7.5	48.13	3.70	3.02	10.09
20	10.0	51.06	5.90	6.06	13.46
25	12.5	53.97	9.67	11.92	18.59
30	15.0	56.86	16.51	23.76	26.86
35	17.5	59.74	29.89	49.52	41.26
40	20.0	62.60	59.03	111.96	69.16
45	22.5	65.45	133.87	290.89	132.87

Enunciado

EJEMPLO

Datos

Cimentación	**zapata corrida (continua), B = 1.5 m, profundidad de cimentación D_f = 1.0 m**
Suelo	$c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$
Peso específico	$\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$**; nivel freático fuera de la zona de rotura**
Ejemplo anterior	$K_A = 0.3674,\ K_P = 3.5524,\ \alpha_A = 53.97^\circ$

SE PIDE

Determinar **N_q, N_γ, N_c** y el valor estático de **q_u**.

Solución

SOLUCIÓN

1 Factores de capacidad portante (tan 53.97° = 1.3748)

$$N_q = \frac{K_P}{K_A} = \frac{3.5524}{0.3674} = \mathbf{9.67} \qquad N_c = \frac{9.67 - 1}{0.4663} = \mathbf{18.59}$$

$$N_\gamma = 1.3748(9.67 - 1) = \mathbf{11.92}$$

2 Capacidad portante estática (q = γ D_f = 17 kPa)

$$q_u = 30(18.59) + 17(9.67) + \tfrac{1}{2}(17)(1.5)(11.92)$$
$$= 557.8 + 164.4 + 152.0 = \mathbf{874.14}\ \mathrm{kPa}$$

Capacidad portante estática **874.14 kPa**; el término de cohesión aporta el 64%, la sobrecarga el 19% y el peso propio el 17%. El sismo reducirá este valor (sección siguiente).

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Ángulo θ y coeficientes de Mononobe–Okabe

TEORÍA

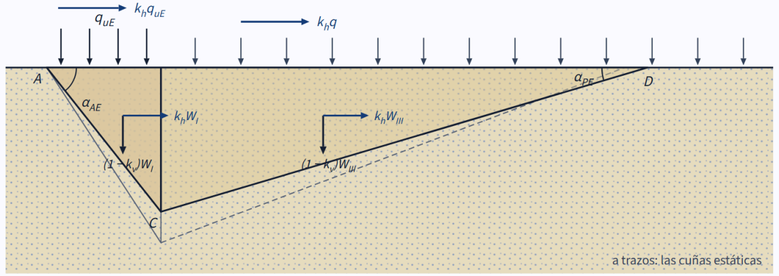
Bajo sismo, las mismas dos cuñas se resuelven **con fuerzas de inercia pseudoestáticas**. La resultante del peso y de la fuerza de inercia se inclina un ángulo θ respecto de la vertical; las cuñas se calculan con α = φ − θ en lugar de φ:

$$\theta = \tan^{-1}\frac{k_h}{1-k_v} \qquad \alpha = \varphi - \theta$$

Los coeficientes de Coulomb pasan a ser los coeficientes de **Mononobe–Okabe**:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos\theta\cos(\delta+\theta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\theta)}{\cos(\delta+\theta)}}\right]^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos\theta\cos(\delta+\theta)\left[1-\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\theta)}{\cos(\delta+\theta)}}\right]^2}$$



Para θ = 0, cada expresión sísmica se reduce a su forma estática: $K_{AE} = K_A$, $K_{PE} = K_P$.

Al aumentar la aceleración horizontal, α disminuye: las cuñas se aplanan y el mecanismo se hace menos profundo.

Enunciado

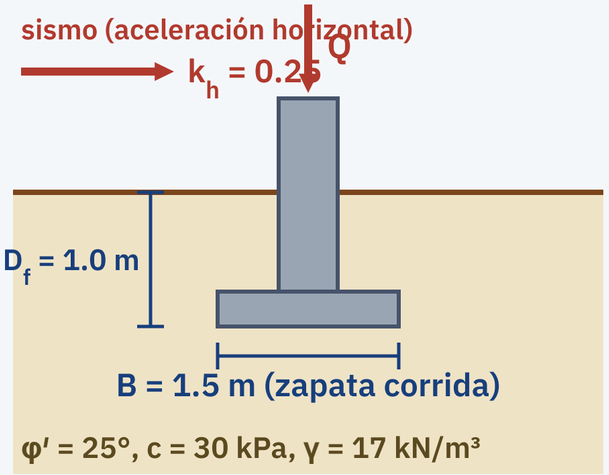
EJEMPLO

Datos

Cimentación	**zapata corrida (continua), B = 1.5 m, profundidad de cimentación D_f = 1.0 m**
Suelo	$c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$
Peso específico	$\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$**; nivel freático fuera de la zona de rotura**
Sismo	**k_h = 0.25; k_v = 0**
Fricción muro-terreno	$\delta = 12.5^\circ$

SE PIDE

Determinar **θ**, α = φ − θ y los valores de **K_{AE}, K_{PE}**.



Solución

SOLUCIÓN

1 Ángulo de inclinación y término de la raíz (sin 37.5° = 0.6088; sin α = 0.1901; cos(δ + θ) = cos 26.54° = 0.8945)

$$\theta = \tan^{-1}\frac{0.25}{1-0} = \mathbf{14.04}^\circ \qquad \alpha = \varphi - \theta = 10.96^\circ$$

$$\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin\alpha}{\cos(\delta+\theta)}} = \sqrt{\frac{0.6088\cdot 0.1902}{0.8947}} = \mathbf{0.3597}$$

2 K_{AE} y K_{PE} ($\cos^2\alpha = 0.9638$; $\cos\theta = 0.9701$)

$$K_{AE} = \frac{0.9638}{0.9701(0.8947)(1+0.3597)^2} = \mathbf{0.6006}$$

$$K_{PE} = \frac{0.9638}{0.9701(0.8947)(1-0.3597)^2} = \mathbf{2.7089}$$

El sismo **aumenta** K_A (0.367 → 0.601) y **reduce** K_P (3.552 → 2.709).

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Ángulos de la cuña, coeficientes y q_{uE}

TEORÍA

$$\alpha_{AE} = \alpha + \tan^{-1}\left\{\frac{\sqrt{(1+\tan^2\alpha)\,[1+\tan(\delta+\theta)\cot\alpha]} - \tan\alpha}{1+\tan(\delta+\theta)(\tan\alpha+\cot\alpha)}\right\}$$

$$\alpha_{PE} = -\alpha + \tan^{-1}\left\{\frac{\sqrt{(1+\tan^2\alpha)\,[1+\tan(\delta-\theta)\cot\alpha]} + \tan\alpha}{1+\tan(\delta+\theta)(\tan\alpha+\cot\alpha)}\right\}$$

Como el equilibrio es el mismo, los coeficientes conservan la misma forma:

$$N_{qE} = \frac{K_{PE}}{K_{AE}} \qquad N_{\gamma E} = \tan\alpha_{AE}\left(\frac{K_{PE}}{K_{AE}} - 1\right) \qquad N_{cE} \approx (N_{qE}-1)\cot\varphi$$

$$q_{uE} = c\,N_{cE} + q\,N_{qE} + \tfrac{1}{2}\gamma B\,N_{\gamma E}$$

NOTA

Para N_{cE}, la relación estática se **traslada** al caso sísmico (los autores formulan la teoría para suelo granular). Cuando c > 0, el módulo lo indica como hipótesis y proporciona la sensibilidad para c = 0.

Enunciado

EJEMPLO

Datos

Cimentación	**zapata corrida (continua), B = 1.5 m, profundidad de cimentación D_f = 1.0 m**
Suelo	$c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$
Peso específico	$\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$**; nivel freático fuera de la zona de rotura**
Sismo	**k_h = 0.25; k_v = 0**
Ejemplo anterior	$\theta = 14.04^\circ,\ K_{AE} = 0.6006,\ K_{PE} = 2.7089$

SE PIDE

Determinar **α_{AE}, N_{qE}, $N_{\gamma E}$, N_{cE}** y sus relaciones con los coeficientes estáticos.

Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 α = 10.96°: tan α = 0.1937, cot α = 5.1620, tan(δ + θ) = tan 26.54° = 0.4994

$$\sqrt{(1+\tan^2\alpha)(1+\tan(\delta+\theta)\cot\alpha)} = \sqrt{1.0375(3.5777)} = 1.9267$$

$$1+\tan(\delta+\theta)(\tan\alpha+\cot\alpha) = 3.6745$$

2 Ángulo de la cuña en situación sísmica (α_A estático = 53.97°)

$$\alpha_{AE} = 10.96^\circ + \tan^{-1}\frac{1.9267-0.1937}{3.6745} = 10.96^\circ + 25.25^\circ = \mathbf{36.21}^\circ$$

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

3 Coeficientes de capacidad portante sísmica (tan α_{AE} = 0.7322)

$$N_{qE} = \frac{2.7089}{0.6006} = \mathbf{4.51} \qquad N_{\gamma E} = 0.7322(4.51 - 1) = \mathbf{2.57} \qquad N_{cE} = \frac{4.51 - 1}{0.4663} = \mathbf{7.53}$$

	N_q	N_γ	N_c
estático	9.67	11.92	18.59
sismo (k_h = 0.25)	4.51	2.57	7.53
relación	**0.466**	**0.216**	**0.405**

El sismo reduce **sobre todo el término del peso propio** ($N_{\gamma E}$ es solo el 22% del valor estático); N_{qE} y N_{cE} conservan aproximadamente la mitad.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Enunciado

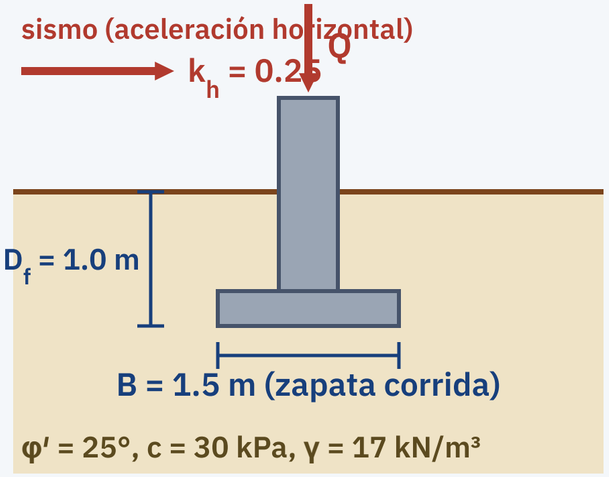
EJEMPLO

Datos

Cimentación	**zapata corrida (continua), B = 1.5 m, profundidad de cimentación D_f = 1.0 m**
Suelo	$c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$
Peso específico	$\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$**; nivel freático fuera de la zona de rotura**
Sismo	**k_h = 0.25; k_v = 0**
Seguridad	**FS = 3**

SE PIDE

q_{uE}, su relación con la q_u estática, **q_{all}** bruta y neta, y la carga admisible **Q_{all}** (por unidad de longitud).



Solución

SOLUCIÓN

1 Capacidad portante sísmica (q = 17 kPa)

$$q_{uE} = 30(7.53) + 17(4.51) + \tfrac{1}{2}(17)(1.5)(2.57)$$
$$= 225.83 + 76.67 + 32.77 = \mathbf{335.28}\ \mathrm{kPa}$$

2 Presión admisible y carga

$$q_{all,g} = \frac{335.28}{3} = \mathbf{111.76}\ \mathrm{kPa} \qquad q_{all,n} = \frac{335.28 - 17}{3} = 106.09\ \mathrm{kPa}$$

$$Q_{all} = q_{all,g}\, B = 111.76(1.5) = \mathbf{167.6}\ \mathrm{kN/m}$$

El sismo reduce la capacidad portante de **874.14 kPa** a **335.28 kPa**, es decir, al **38 %** del valor estático (el módulo muestra al lado el q_u estático). Las presiones admisibles se toman de q_{uE}.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

¿Cuánto la reduce el sismo y dónde está el límite?

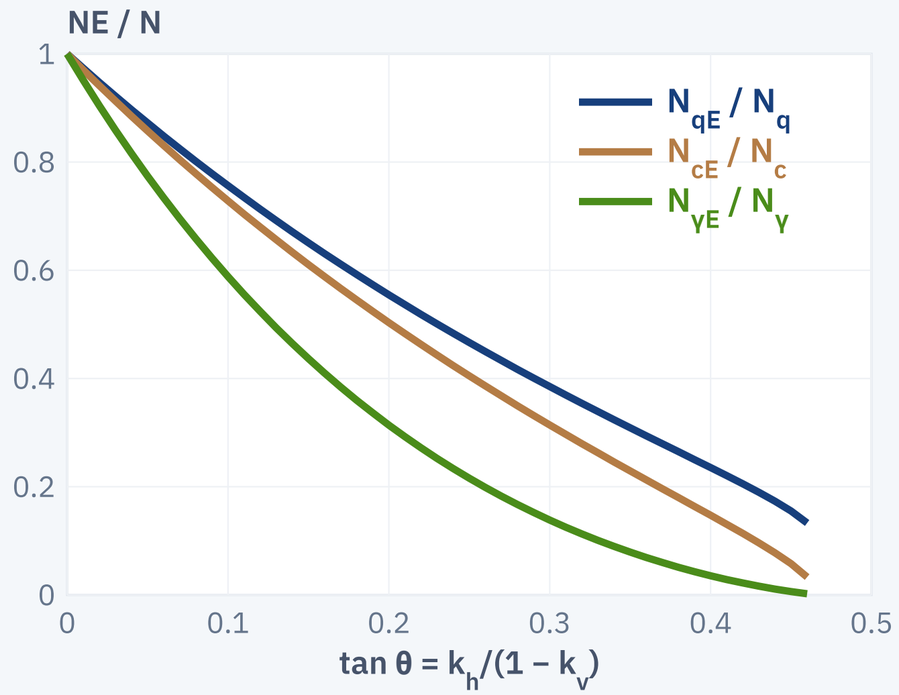
TEORÍA

La fuente da las reducciones mediante los gráficos de Richards et al. (1993); la página los traza a partir de las expresiones cerradas (al lado). **El término del peso propio es el que más disminuye**: para tan θ = 0.2, $N_{\gamma E}$ es aproximadamente un tercio del valor estático; N_{qE} y N_{cE} se quedan en cerca de la mitad.

Cuando θ → φ, α = φ − θ → 0: la cuña activa se aplana y los tres coeficientes tienden a cero; el suelo con fricción no conserva reserva de resistencia frente a la aceleración horizontal.

La teoría solo es válida cuando $\mathbf{k_h/(1 - k_v) < \tan \varphi}$; el módulo **se detiene** cuando θ ≥ φ. Esta relación es también aquella para la que la teoría prevé que se inicie el asentamiento sísmico.

Cuando θ se aproxima a φ (θ > 0.85φ), el módulo emite una advertencia: no se trata de una capacidad de diseño, sino del límite del método.



Se ha trazado a partir de las expresiones cerradas para φ′ = 25°, δ = φ/2.

Enunciado

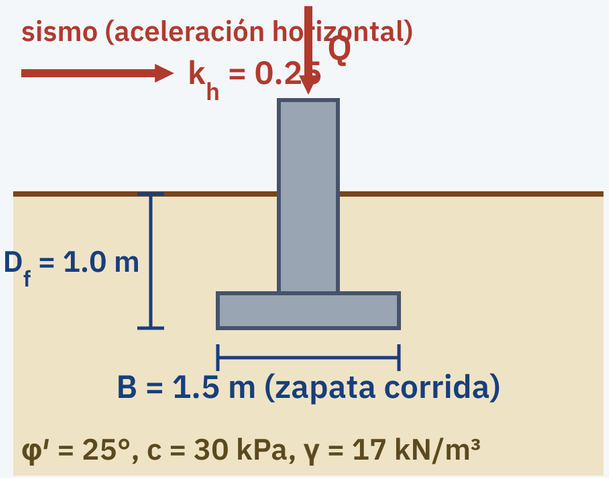
EJEMPLO

Datos

Cimentación	**zapata corrida (continua), B = 1.5 m, profundidad de cimentación D_f = 1.0 m**
Suelo	$c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$
Peso específico	$\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$**; nivel freático fuera de la zona de rotura**
Sismo	**k_v = 0; k_h = 0, 0.05, … 0.45**

SE PIDE

Determinar, para cada k_h, los valores de **θ, N_{qE}, $N_{\gamma E}$, N_{cE}, q_{uE}** y q_{uE}/q_u; calcular el límite de k_h en el que se detiene el módulo.



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

k_h	θ (°)	N_{qE}	$N_{\gamma E}$	N_{cE}	q_{uE} (kPa)	q_{uE}/q_u
0.00	0.0	9.67	11.92	18.59	**874**	%100
0.05	2.9	8.44	9.23	15.94	**739**	%85
0.10	5.7	7.31	7.01	13.54	**620**	%71
0.15	8.5	6.29	5.20	11.35	**514**	%59
0.20	11.3	5.36	3.74	9.36	**420**	%48
0.25	14.0	4.51	2.57	7.53	**335**	%38
0.30	16.7	3.72	1.65	5.84	**260**	%30
0.35	19.3	2.99	0.94	4.26	**191**	%22
0.40	21.8	2.28	0.42	2.74	**126**	%14
0.45	24.2	1.50	0.07	1.07	**59**	%7

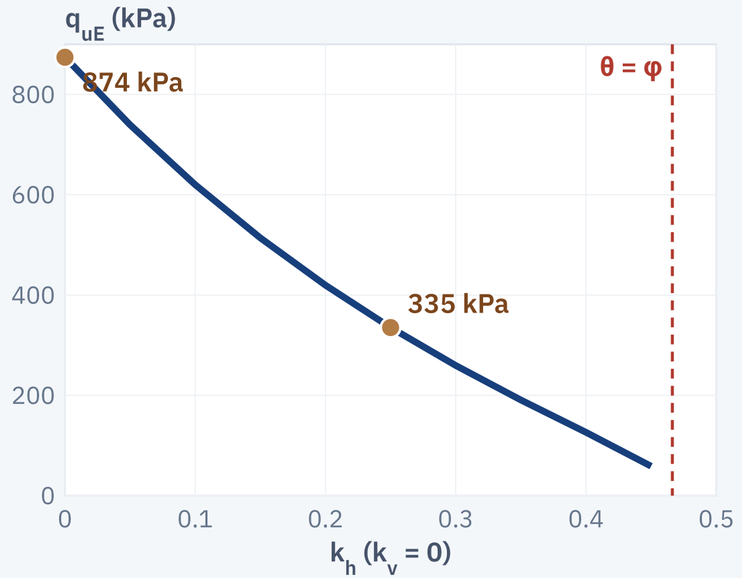
Solución (2/2)

SOLUCIÓN

1 Límite de validez: θ < φ

$$\frac{k_h}{1-k_v} < \tan\varphi \;\Rightarrow\; k_{h,\max} = (1-k_v)\tan 25^\circ = \mathbf{0.4663}$$

Para k_h = 0.25, q_{uE} es el 38% del valor estático; **para k_h = 0.45, solo el 7%**. Si se introduce k_h = 0.47, el módulo se detiene (θ ≥ φ). La curva cae abruptamente al principio: **incluso las aceleraciones pequeñas** provocan una gran pérdida (k_h = 0.05 → 85%).



Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Enunciado

EJEMPLO

Datos

Cimentación	**zapata corrida (continua), B = 1.5 m, profundidad de cimentación D_f = 1.0 m**
Suelo	$c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$
Peso específico	$\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$**; nivel freático fuera de la zona de rotura**
Sismo	**k_h = 0.25; k_v = 0, 0.1, 0.2, 0.3**

SE PIDE

Obtener, para cada k_v, los valores de **θ** y **q_{uE}**.

Solución

SOLUCIÓN

1 $\theta = \tan^{-1}[k_h/(1 - k_v)]$; ejemplo $k_v = 0.2$

$$\theta = \tan^{-1}\frac{0.25}{1-0.2} = \tan^{-1}(0.3125) = \mathbf{17.35}^\circ$$

k_v	θ (°)	N_{qE}	$N_{\gamma E}$	N_{cE}	q_{uE} (kPa)	q_{uE}/q_u
0.0	14.04	4.51	2.57	7.53	**335**	%38
0.1	15.52	4.07	2.03	6.57	**292**	%33
0.2	17.35	3.54	1.45	5.44	**242**	%28
0.3	19.65	2.88	0.86	4.04	**181**	%21

Al aumentar k_v, $(1 - k_v)$ disminuye, θ aumenta y q_{uE} disminuye: $k_v = 0.2$ reduce q_{uE} de 335 a 242 kPa (28 %). Despreciar la aceleración vertical queda **del lado inseguro**.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Presión admisible a partir de la capacidad portante sísmica

TEORÍA

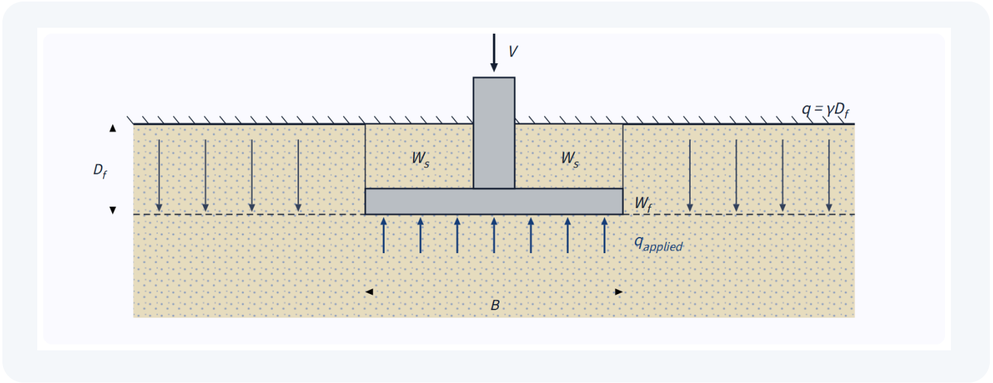
El módulo toma las presiones admisibles de la **capacidad portante sísmica q_{uE}**; mantiene por separado la presión bruta y la neta y da junto a ellas el valor estático de q_u:

$$q_{u,net} = q_{uE} - q \qquad q_{all,g} = \frac{q_{uE}}{FS} \qquad q_{all,n} = \frac{q_{u,net}}{FS}$$

La presión aplicada q_{apl} es, en el caso de carga sísmica, la **presión bruta vertical en la base** (V/B; carga del pilar + cimentación + peso del terreno). La cimentación cumple en las condiciones siguientes:

$$q_{apply} \le q_{all,g} \quad (FS_{\text{real}} = q_{uE}/q_{apply}) \qquad q_{apply} - q \le q_{all,n}$$

> Carga admisible por unidad de longitud $Q_{all} = q_{all,g}\, B$. La inercia horizontal del sismo ya se tiene en cuenta mediante k_h; una fuerza horizontal, un momento o una excentricidad independientes **quedan fuera del alcance** de este cálculo.



Enunciado

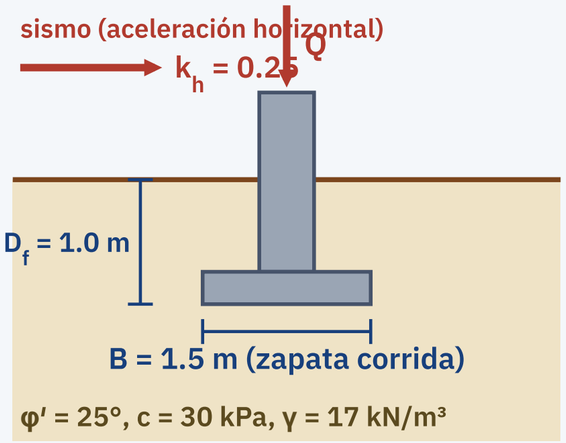
EJEMPLO

SE PIDE

Comprobar en cada caso las tres condiciones (bruta, FS_{real}, neta).

Datos

Resultado (Ejemplo 5)	q_{uE} = 335.28 kPa; q = 17 kPa; FS = 3
Presión aplicada	en el caso de carga sísmica (a) q_{apl} = 100 kPa · (b) q_{apl} = 150 kPa



Solución

SOLUCIÓN

1 (a) q_{apl} = 100 kPa

$$100 \leq q_{all,g} = 111.76 \;\Rightarrow\; \textbf{válido} \qquad FS_{\text{real}} = \frac{335.28}{100} = \mathbf{3.35} \geq 3$$

$$100 - 17 = 83 \leq q_{all,n} = 106.09 \;\Rightarrow\; \textbf{válido}$$

2 (b) q_{apl} = 150 kPa

$$150 > q_{all,g} = 111.76 \;\Rightarrow\; \textbf{no cumple} \qquad FS_{\text{real}} = \frac{335.28}{150} = \mathbf{2.24} < 3$$

$$150 - 17 = 133 > q_{all,n} = 106.09 \;\Rightarrow\; \textbf{no cumple}$$

Con carga sísmica solo cumple la cimentación con **$q_{apl} \leq 111.8$ kPa**. La misma cimentación, en condición estática, soportaría hasta 291 kPa ($q_{all,g}$ = 291.4).

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Enunciado

EJEMPLO

Datos

Cimentación	**zapata corrida (continua), B = 1.5 m, profundidad de cimentación D_f = 1.0 m**
Suelo	$c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$
Peso específico	$\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$**; nivel freático fuera de la zona de rotura**
Sismo	**k_h = 0.25; k_v = 0**
Comparación	**c = 30 kPa y c = 0**

SE PIDE

Determinar la capacidad portante estática y sísmica para c = 30 y c = 0; interpretar la contribución de los términos de cohesión.

Solución

SOLUCIÓN

	$c\,N_c$	$q\,N_q$	$\frac{1}{2}\gamma B\,N_\gamma$	total
estático, c = 30	557.8	164.4	152.0	**874.1**
sismo, c = 30	225.8	76.7	32.8	**335.3**
estático, c = 0	0	164.4	152.0	**316.4**
sismo, c = 0	0	76.7	32.8	**109.4**

En sismo, el término de cohesión es el **67 %** de q_{uE}; la hipótesis $N_{cE} = (N_{qE} - 1)\cot\varphi$ influye marcadamente en el resultado. Como sensibilidad conservadora, para c = 0, q_{uE} = **109.4 kPa** (335.3 kPa con c = 30).

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Resumen

Puntos clave

Dos cuñas de Coulomb (activa ABC, pasiva BCD), con fricción muro-terreno $\delta = \varphi/2$ entre ellas; $H = B \tan \alpha_A$; cada coeficiente en forma cerrada

Estático: $N_q = K_P/K_A$, $N_\gamma = \tan \alpha_A(K_P/K_A - 1)$, $N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$; $q_u = cN_c + qN_q + \tfrac{1}{2}\gamma B N_\gamma$ (ejemplo: 874.14 kPa)

Sismo: $\theta = \tan^{-1}[k_h/(1 - k_v)]$, $\alpha = \varphi - \theta$; K_{AE}, K_{PE} de Mononobe–Okabe; N_{qE}, $N_{\gamma E}$, N_{cE} de la misma forma; q_{uE} = 335.28 kPa (38 % del valor estático)

El término del peso propio es el que más disminuye ($N_{\gamma E}/N_\gamma = 0.22$); N_{qE} y N_{cE} conservan aproximadamente la mitad

Límite: $k_h/(1 - k_v) < \tan \varphi$; cuando $\theta \geq \varphi$ el módulo se detiene, y $\theta > 0.85\varphi$ emite una advertencia; si se desprecia k_v, el resultado queda del lado inseguro

Comprobación: presión admisible a partir de q_{uE}; $q_{apl} \leq q_{all,g}$, FS_{real} y neto; $Q_{all} = q_{all,g} B$

Referencias bibliográficas

Richards, R., Elms, D.G. and Budhu, M. (1993). Seismic bearing capacity and settlements of foundations. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 119(4), 662–674.

Das, B.M. (2017). Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement, 3rd ed. CRC Press — Sección 6.3.1; esta página sigue el orden de su desarrollo.

Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressures during earthquakes. Proc. World Engineering Congress, Tokyo, 9, 177–185.

Okabe, S. (1926). General theory of earth pressure. Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, 12(1).

Las figuras se dibujan a escala a partir de las ecuaciones de esta página.

NOTA

Algunas figuras proceden de la página de teoría de GeoTerva; todos los ejemplos numéricos se han obtenido con la propia biblioteca de cálculo del módulo, y el módulo da los mismos valores.

Cálculos geotécnicos en línea

De la teoría a la práctica

Calcular paso a paso en GeoTerva la cimentación de ejemplo de esta presentación: el módulo se abre con este modelo.

Abrir el módulo → | **Página de teoría →**

Abrir en el teléfono
Los módulos de prueba no requieren registro.

Si desea utilizarlas en sus clases: info@geoterva.com