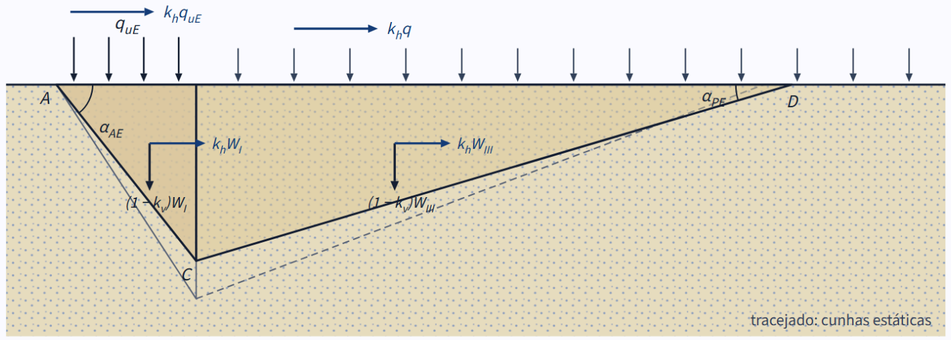
Apresentação de aula de geotecnia · Fundações

# Capacidade de carga de sapata corrida sob ação sísmica

Aula: das duas cunhas de Coulomb de Richards, Elms e Budhu aos coeficientes de capacidade de carga estáticos, aos coeficientes de Mononobe–Okabe em sismos e a quanto o sismo os reduz; exemplo resolvido em cada tópico.

- Duas cunhas de Coulomb
- $K_A \cdot K_P \cdot \alpha_A$
- Mononobe–Okabe
- $\theta = \tan^{-1} k_h/(1-k_v)$
- Efeito do sismo
- Exemplos resolvidos



Introdução

# O que veremos nesta aula?

- Estabelecer o mecanismo de capacidade de carga de uma sapata corrida **com duas cunhas de Coulomb** (ativa ABC, passiva BCD)
- Obter os valores de $\mathbf{K_A}$, $\mathbf{K_P}$, $\boldsymbol{\alpha_A}$, $\boldsymbol{\alpha_P}$ e, a partir deles, os fatores $\mathbf{N_q}$, $\mathbf{N_\gamma}$, $\mathbf{N_c}$ por meio de expressões em forma fechada
- Tratar o sismo como força **pseudoestática**: $\theta = \tan^{-1}[k_h/(1 - k_v)]$ e os coeficientes de **Mononobe–Okabe** $K_{AE}$, $K_{PE}$
- Calcular a **capacidade de carga sísmica $q_{uE}$** e sua razão em relação ao valor estático
- Interpretar a sensibilidade a $k_h$ e $k_v$ e o **limite $\theta \geq \varphi$**
- Obter a tensão admissível a partir de $q_{uE}$ e **verificar** a sapata

ROTEIRO DA AULA

Cada tópico é tratado em **três etapas**:

1 · **Teoria**: qual é a regra e por que é assim?

2 · **Enunciado**: dados e o que se pede

3 · **Solução**: passo a passo, com números

Fundação do exemplo, modelo inicial do módulo: sapata corrida de 1.5 m de largura, $D_f = 1$ m, $c = 30$ kPa, $\varphi' = 25°$, $\gamma = 17$ kN/m³, $k_h = 0.25$.

# Duas cunhas de Coulomb no lugar da espiral logarítmica

TEORIA

Richards, Elms e Budhu (1993) propuseram, para uma sapata corrida, uma teoria **que também pode ser aplicada ao carregamento sísmico**. Em lugar da espiral logarítmica de Terzaghi ou de Meyerhof, utiliza uma superfície de ruptura simples formada por **duas cunhas de Coulomb**; por isso cada coeficiente resulta **em forma fechada**.

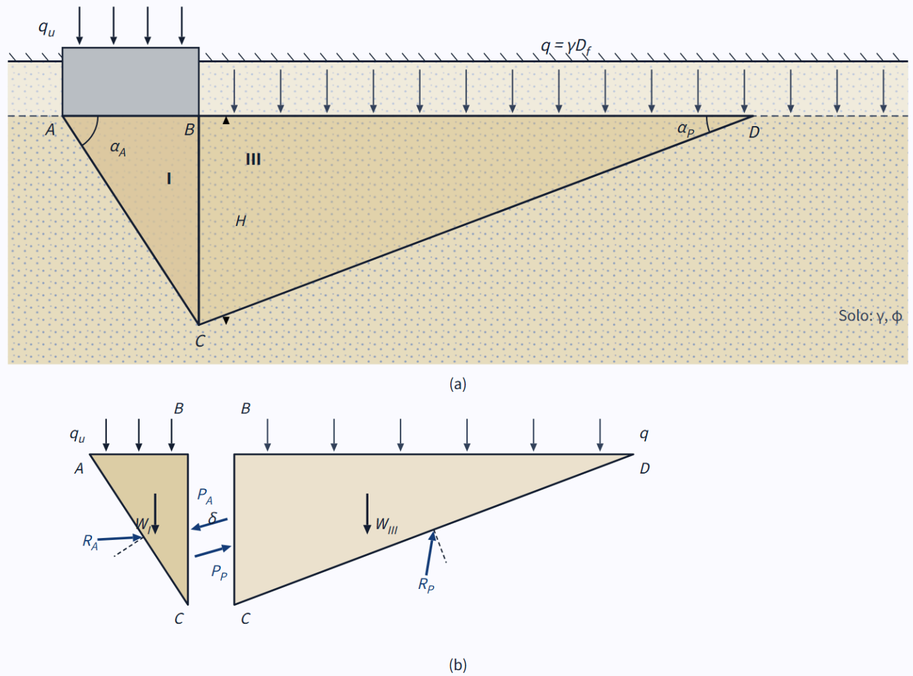
**Sapata corrida**, largura B, profundidade $D_f$; o solo acima da base atua apenas como sobrecarga $q = \gamma D_f$.

**Solo c–φ**, $\varphi > 0$; sem água subterrânea na zona de ruptura.

Sismo: **força de massa pseudoestática**; os coeficientes horizontal e vertical $k_h$, $k_v$ atuam sobre as cunhas e as cargas.

Na superfície vertical entre as duas cunhas, **atrito solo-muro $\delta = \varphi/2$** (recomendação dos autores).

A cunha **ativa** (ABC) sob a sapata e a **passiva** (BCD) ao lado dela; as duas se encontram na face BC (altura H).



# Ângulos da cunha e coeficientes de Coulomb

TEORIA

As inclinações das cunhas αA e αP são os ângulos das **cunhas críticas de Coulomb** (medidos a partir da horizontal):

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

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

As componentes horizontais das forças de Coulomb escrevem-se com os seguintes coeficientes:

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

## NOTAÇÕES

δ = φ/2: atrito solo-muro entre as cunhas

$\alpha_A$: ângulo do plano inclinado AC com a horizontal

$\alpha_P$: ângulo do plano inclinado CD com a horizontal

$P_A$, $P_P$: forças de Coulomb na face BC

$R_A$, $R_P$: resultantes nos planos inclinados

$W_I$, $W_{III}$: pesos das cunhas

# Enunciado

EXEMPLO

**Dados**

| | |
|---|---|
| Solo | $\varphi' = 25^\circ$ **(modelo inicial do módulo)** |
| Atrito solo-muro | $\delta = \varphi/2 = 12.5^\circ$ |

**PEDE-SE**

Determinar os coeficientes **$K_A$, $K_P$** e os ângulos das cunhas **$\alpha_A$, $\alpha_P$**.

# Solução (1/2)

SOLUÇÃO

**1** Termo comum da raiz (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** $K_A$ e $K_P$ ($\cos^2 25° = 0.8214$)

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

# Solução (2/2)

SOLUÇÃO

**3** Termo com raiz (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** Ângulos da cunha

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

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

A cunha ativa é íngreme ($\alpha_A$ = 53.97°) e a cunha passiva é pouco inclinada ($\alpha_P$ = 23.85°). Altura da cunha H = B tan $\alpha_A$ = 1.5 × 1.375 = **2.06 m**.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

# Equilíbrio horizontal na face BC

TEORIA

Considera-se apenas a sobrecarga (φ ≠ 0, γ = 0, q ≠ 0); seja $q'_u$ a pressão na fundação. Na face BC, as forças horizontais estão em equilíbrio:

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

Com sobrecarga uniforme, cada força é coeficiente de pressão × sobrecarga × H: $q'_u$ no lado ativo, q no lado passivo:

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

Igualando-se os dois, H se simplifica e **$N_q$** torna-se a razão entre os dois coeficientes de Coulomb:

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

**NEDEN ORAN?**

A cunha ativa sob a fundação empurra lateralmente a cunha passiva adjacente. Os dois lados apoiam-se um no outro à mesma altura H e com o mesmo δ; por isso, apenas a **razão** entre as duas resistências do solo determina o equilíbrio.

# O peso das cunhas entra através de H = B tan $\alpha_A$

TEORIA

Considera-se agora apenas o peso (φ ≠ 0, γ ≠ 0, q = 0); a tensão de ruptura da fundação é $q''_u$. No lado ativo, o peso se superpõe como uma sobrecarga; no lado passivo, atua apenas o peso:

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

Igualando:

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

A altura da face provém da cunha ativa, H = B tan $\alpha_A$; assim se obtém **$N_\gamma$**:

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

**COMENTÁRIO**

$N_\gamma$ depende da profundidade da cunha: o fator **tan $\alpha_A$** indica o quanto a cunha é íngreme. Uma cunha íngreme ($\alpha_A$ grande) atinge maior profundidade e o termo do peso próprio aumenta.

# Superposição e $N_c$

TEORIA

Os termos de sobrecarga e de peso são somados (superposição):

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

Para a coesão, em φ = 0, a análise da cunha de Coulomb fornece $N_c = 6$; por brevidade, os autores usam a relação conhecida:

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

Este valor **estático** é a capacidade de carga dessas duas cunhas; **difere** dos coeficientes do tipo Prandtl de Terzaghi, Meyerhof, Hansen ou Vesic (φ = 25°: $N_q$ = 9.67; Prandtl–Reissner 10.66).

A capacidade de carga sísmica é obtida **reduzindo** este valor; o módulo apresenta os dois lado a lado.

**COEFICIENTES ESTÁTICOS (δ = φ/2)**

| φ′ | δ | $\alpha_A$ | $N_q$ | $N_\gamma$ | $N_c$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 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

EXEMPLO

**Dados**

| | |
|---|---|
| Fundação | **sapata corrida (contínua), B = 1.5 m, profundidade da base $D_f$ = 1.0 m** |
| Solo | $c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$ |
| Peso específico | $\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$**; nível do lençol freático fora da zona de ruptura** |
| Exemplo anterior | $K_A = 0.3674,\ K_P = 3.5524,\ \alpha_A = 53.97^\circ$ |

**PEDE-SE**

Determinar os valores de **$N_q$**, **$N_\gamma$**, **$N_c$** e de **$q_u$** estático.

# Solução

SOLUÇÃO

**1** Fatores de capacidade de carga (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** Capacidade de carga estática ($q = \gamma D_f$ = 17 kPa)

$$q_u = 30(18.59) + 17(9.67) + \tfrac{1}{2}(17)(1.5)(11.92)$$

$$= 557.8 + 164.4 + 152.0 = \mathbf{874.14}\ \mathrm{kPa}$$

Capacidade de carga estática **874.14 kPa**; parcela da coesão 64%, da sobrecarga 19% e do peso próprio 17%. O sismo reduzirá este valor (próxima seção).

Verificar a solução no GeoTerva ↗

# Ângulo θ e coeficientes de Mononobe–Okabe

TEORIA

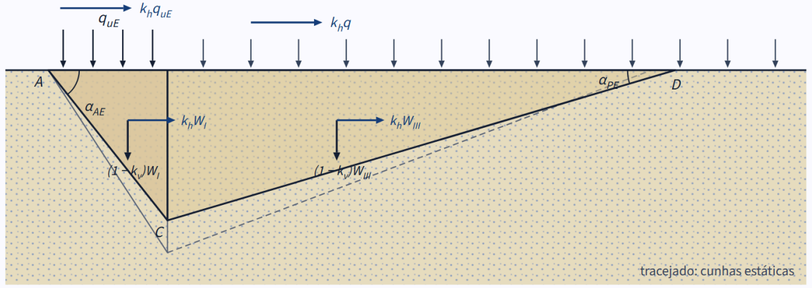
Sob sismo, as mesmas duas cunhas são resolvidas **com forças de inércia pseudoestáticas**. A resultante do peso e da força de inércia se inclina de θ em relação à vertical; as cunhas são calculadas com α = φ − θ em lugar de φ:

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

Os coeficientes de Coulomb tornam-se os coeficientes de **Mononobe–Okabe**:

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

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




Quando θ = 0, cada expressão sísmica se reduz à sua forma estática: $K_{AE} = K_A$, $K_{PE} = K_P$.

À medida que a aceleração horizontal aumenta, α diminui: as cunhas ficam mais achatadas e o mecanismo torna-se mais raso.

# Enunciado

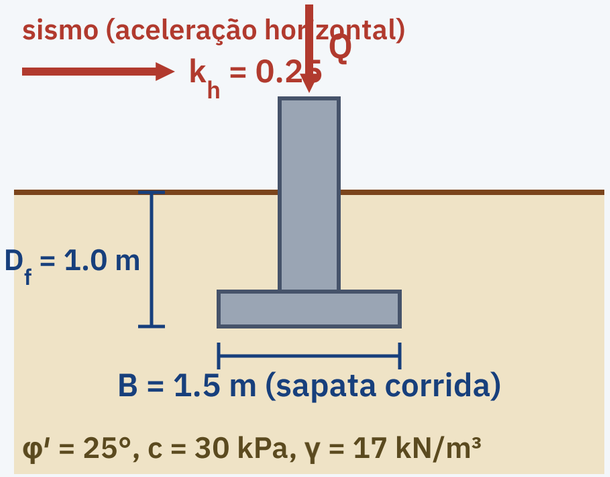
EXEMPLO

## Dados

| | |
|---|---|
| Fundação | **sapata corrida (contínua), B = 1.5 m, profundidade da base $D_f$ = 1.0 m** |
| Solo | $c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$ |
| Peso específico | $\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$**; nível do lençol freático fora da zona de ruptura** |
| Sismo | **$k_h$ = 0.25; $k_v$ = 0** |
| Atrito solo-muro | $\delta = 12.5^\circ$ |

## PEDE-SE

Determinar **θ**, α = φ − θ e os valores de **$K_{AE}$, $K_{PE}$.**



# Solução

SOLUÇÃO

**1** O ângulo de inclinação e o termo da raiz (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** $K_{AE}$ e $K_{PE}$ ($\cos^2\alpha = 0.9638$; $\cos\theta = 0.9701$)

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

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

O sismo **aumenta** $K_A$ (0.367 → 0.601) e **reduz** $K_P$ (3.552 → 2.709).

Verificar a solução no GeoTerva ↗

# Ângulos da cunha, coeficientes e $q_{uE}$

TEORIA

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

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

Como o equilíbrio é o mesmo, os coeficientes mantêm a mesma 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 $N_{cE}$, a relação estática é **transposta** para o caso sísmico (os autores formulam a teoria para solo granular). Quando c > 0, o módulo informa isso como hipótese e fornece a sensibilidade para c = 0.

# Enunciado

EXEMPLO

**Dados**

| | |
|---|---|
| Fundação | **sapata corrida (contínua), B = 1.5 m, profundidade da base $D_f$ = 1.0 m** |
| Solo | $c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$ |
| Peso específico | $\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$**; nível do lençol freático fora da zona de ruptura** |
| Sismo | **$k_h$ = 0.25; $k_v$ = 0** |
| Exemplo anterior | $\theta = 14.04^\circ,\ K_{AE} = 0.6006,\ K_{PE} = 2.7089$ |

**PEDE-SE**

Determinar **$\alpha_{AE}$, $N_{qE}$, $N_{\gamma E}$, $N_{cE}$** e suas razões em relação aos coeficientes estáticos.

# Solução (1/2)

SOLUÇÃO

**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** Ângulo da cunha sísmica ($\alpha_A$ estático = 53.97°)

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

# Solução (2/2)

SOLUÇÃO

**3** Fatores de capacidade de carga sísmica (tan $\alpha_{AE}$ = 0.7322)

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

| | $N_q$ | $N_\gamma$ | $N_c$ |
|---|---|---|---|
| estático | 9.67 | 11.92 | 18.59 |
| sismo ($k_h$ = 0.25) | 4.51 | 2.57 | 7.53 |
| razão | **0.466** | **0.216** | **0.405** |

O sismo reduz **sobretudo o termo de peso próprio** ($N_{\gamma E}$ é apenas 22% do valor estático); $N_{qE}$ e $N_{cE}$ conservam cerca de metade.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

# Enunciado

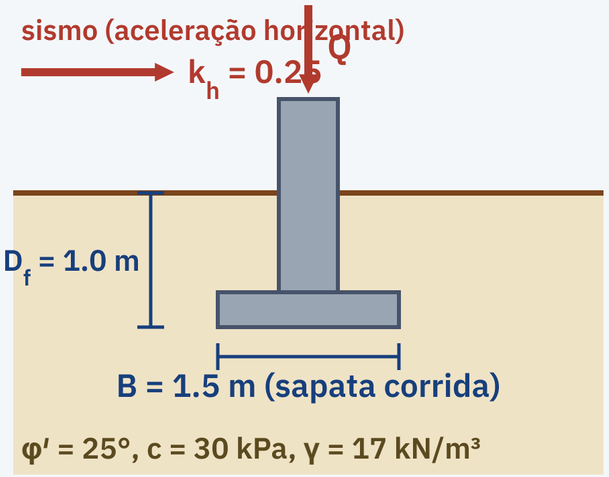
EXEMPLO

## Dados

| | |
|---|---|
| Fundação | **sapata corrida (contínua), B = 1.5 m, profundidade da base $D_f$ = 1.0 m** |
| Solo | $c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$ |
| Peso específico | $\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$**; nível do lençol freático fora da zona de ruptura** |
| Sismo | **$k_h$ = 0.25; $k_v$ = 0** |
| Segurança | **FS = 3** |

## PEDE-SE

**$q_{uE}$**, sua razão com o $q_u$ estático, **$q_{all}$** bruto e líquido e a carga admissível **$Q_{all}$** (por unidade de comprimento).



# Solução

SOLUÇÃO

**1** Capacidade de carga sísmica (q = 17 kPa)

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

**2** Tensão e carga admissíveis

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

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

O sismo reduz a capacidade de carga de **874.14 kPa** para **335.28 kPa**, isto é, para **38%** do valor estático (o módulo fornece o $q_u$ estático ao lado). As tensões admissíveis são tomadas a partir de $q_{uE}$.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

# Quanto o sismo a reduz e onde está o limite?

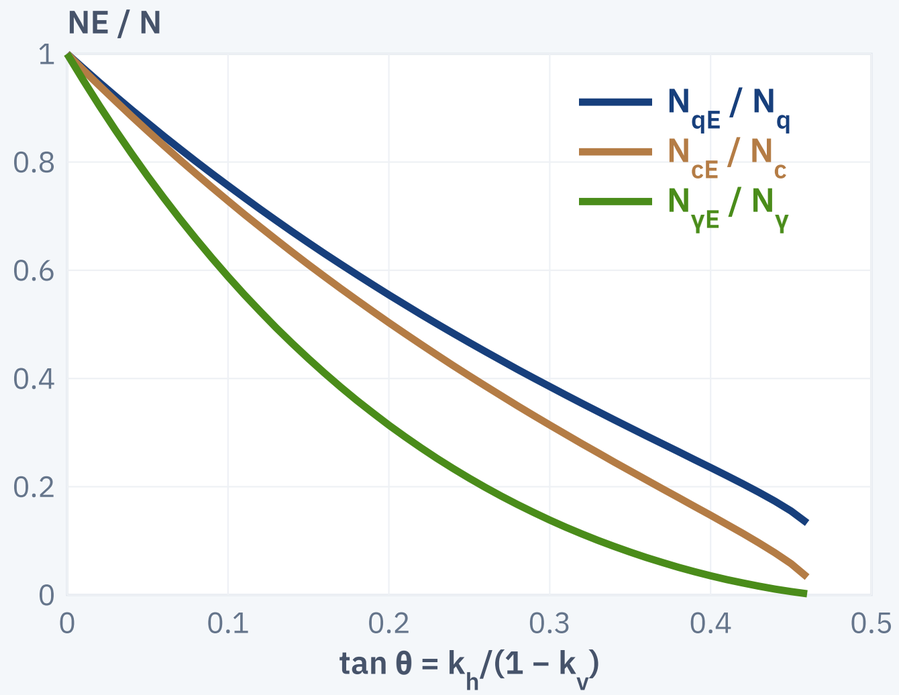
TEORIA

A fonte fornece as reduções por meio dos gráficos de Richards et al. (1993); a página as traça a partir das expressões em forma fechada (ao lado). **O termo do peso próprio é o que mais diminui**: para tan θ = 0.2, $N_{\gamma E}$ é cerca de um terço do valor estático; $N_{qE}$ e $N_{cE}$ permanecem em cerca da metade.

Quando θ → φ, α = φ − θ → 0: a cunha ativa se achata e os três coeficientes tendem a zero; o solo com atrito não tem reserva de resistência à aceleração horizontal.

A teoria é válida somente quando **$k_h/(1 - k_v) < \tan \varphi$**; o módulo **para** quando θ ≥ φ. Essa razão é também aquela em que a teoria prevê o início do recalque sísmico.

Quando θ se aproxima de φ (θ > 0.85φ), o módulo emite um aviso: isso não é uma capacidade de projeto, mas o limite do método.




Traçado a partir das expressões em forma fechada para φ′ = 25°, δ = φ/2.

# Enunciado

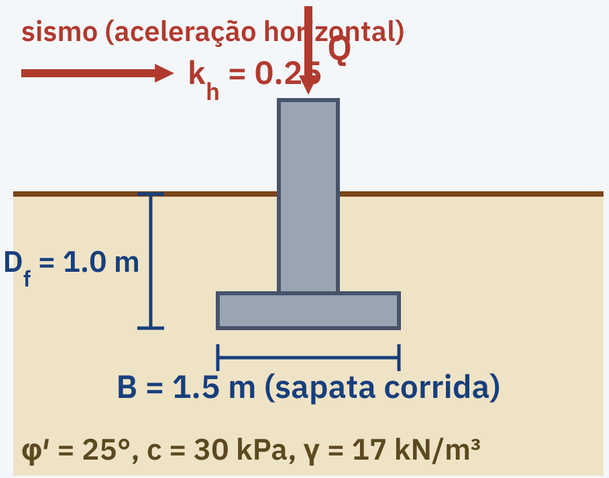
EXEMPLO

## Dados

| | |
|---|---|
| Fundação | **sapata corrida (contínua), B = 1.5 m, profundidade da base $D_f$ = 1.0 m** |
| Solo | $c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$ |
| Peso específico | $\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$**; nível do lençol freático fora da zona de ruptura** |
| Sismo | **$k_v$ = 0; $k_h$ = 0, 0.05, … 0.45** |

## PEDE-SE

Para cada $k_h$, determinar **θ, $N_{qE}$, $N_{\gamma E}$, $N_{cE}$, $q_{uE}$** e $q_{uE}/q_u$; calcular o limite de $k_h$ em que o módulo se interrompe.



# Solução (1/2)

SOLUÇÃO

| $k_h$ | 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 |

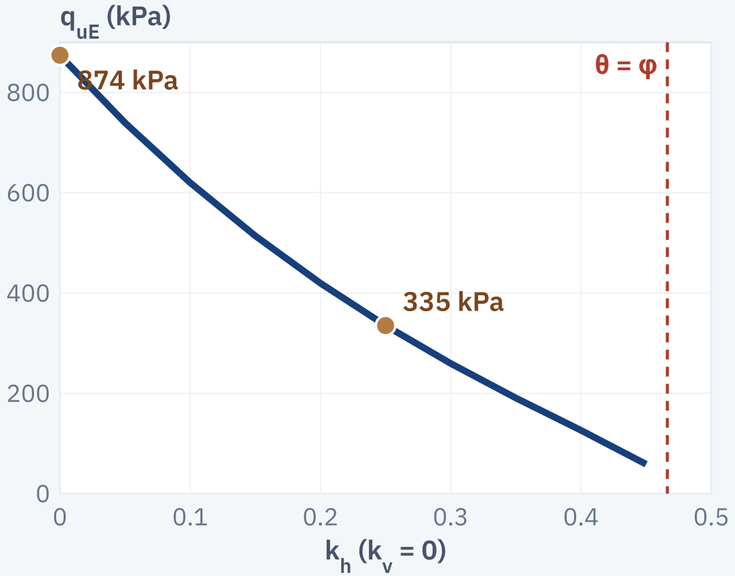
# Solução (2/2)

SOLUÇÃO

**1** Limite de validade: θ < φ

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

Com $k_h$ = 0.25, $q_{uE}$ é 38% do valor estático; **com $k_h$ = 0.45, apenas 7%**. Se for informado $k_h$ = 0.47, o módulo para (θ ≥ φ). A curva cai de forma abrupta no início: **até mesmo acelerações pequenas** causam grande perda ($k_h$ = 0.05 → 85%).




Verificar a solução no GeoTerva ↗

# Enunciado

EXEMPLO

**Dados**

| | |
|---|---|
| Fundação | **sapata corrida (contínua), B = 1.5 m, profundidade da base $D_f$ = 1.0 m** |
| Solo | $c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$ |
| Peso específico | $\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$**; nível do lençol freático fora da zona de ruptura** |
| Sismo | **$k_h$ = 0.25; $k_v$ = 0, 0.1, 0.2, 0.3** |

**PEDE-SE**

Determinar os valores de **θ** e **$q_{uE}$** para cada $k_v$.

# Solução

SOLUÇÃO

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

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

| $k_v$ | 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 |

À medida que $k_v$ aumenta, $(1 - k_v)$ diminui, θ aumenta e $q_{uE}$ diminui: $k_v = 0.2$ reduz $q_{uE}$ de 335 para 242 kPa (28%). Desprezar a aceleração vertical deixa o resultado **contra a segurança**.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

# Tensão admissível a partir da capacidade de carga sísmica

TEORIA

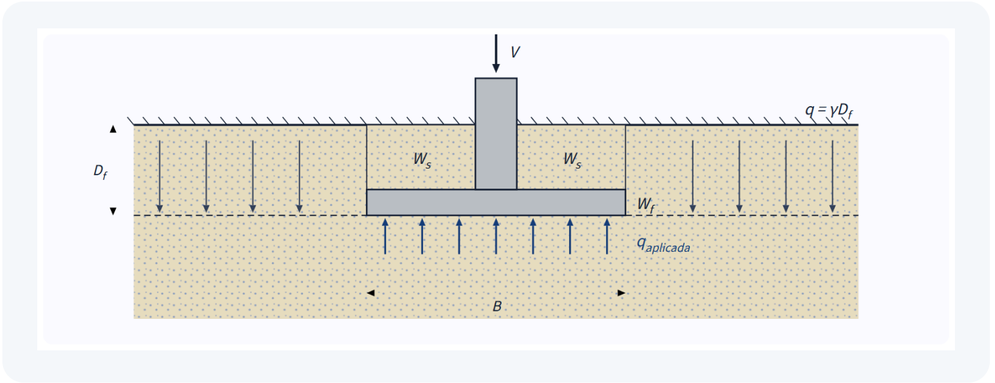
O módulo toma as pressões admissíveis da **capacidade de carga sísmica $q_{uE}$**; mantém separadas a pressão bruta e a líquida e fornece, ao lado, o $q_u$ estático:

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

A pressão aplicada $q_{app}$ é a **pressão bruta vertical na base** na situação de carga sísmica (V/B; carga do pilar + sapata + peso do solo). A sapata atende nas seguintes condições:

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

A carga admissível por unidade de comprimento é $Q_{all} = q_{all,g}\, B$. A inércia horizontal do sismo já entra no cálculo por meio de $k_h$; uma força horizontal, um momento ou uma excentricidade independentes **estão fora do escopo** deste cálculo.



# Enunciado

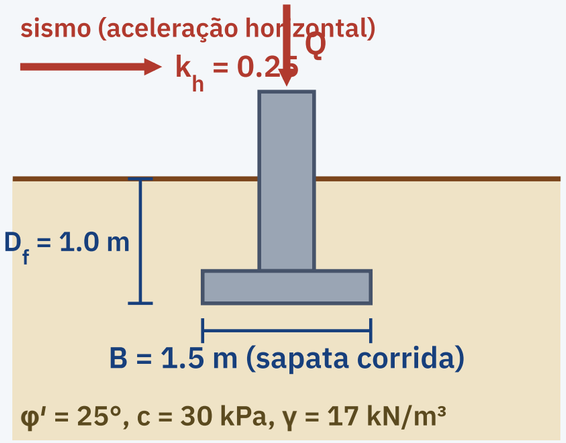
EXEMPLO

**PEDE-SE**

Verificar, em todos os casos, as três condições (bruta, $FS_{actual}$, líquida).

**Dados**

| | |
|---|---|
| Resultado (Exemplo 5) | **$q_{uE}$ = 335.28 kPa; q = 17 kPa; FS = 3** |
| Pressão aplicada | **no caso de carregamento sísmico (a) $q_{app}$ = 100 kPa · (b) $q_{app}$ = 150 kPa** |



# Solução

SOLUÇÃO

**1** (a) $q_{appl}$ = 100 kPa

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

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

**2** (b) $q_{appl}$ = 150 kPa

$$150 > q_{all,g} = 111.76 \;\Rightarrow\; \textbf{não atende} \qquad FS_{\text{actual}} = \frac{335.28}{150} = \mathbf{2.24} < 3$$

$$150 - 17 = 133 > q_{all,n} = 106.09 \;\Rightarrow\; \textbf{não atende}$$

Sob carga sísmica, apenas uma sapata com **$q_{app}$ ≤ 111.8 kPa** atende. A mesma sapata suportaria, na condição estática, até 291 kPa ($q_{all,g}$ = 291.4).

Verificar a solução no GeoTerva ↗

# Enunciado

EXEMPLO

**Dados**

| | |
|---|---|
| Fundação | **sapata corrida (contínua), B = 1.5 m, profundidade da base $D_f$ = 1.0 m** |
| Solo | $c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$ |
| Peso específico | $\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$**; nível do lençol freático fora da zona de ruptura** |
| Sismo | **$k_h$ = 0.25; $k_v$ = 0** |
| Comparação | **c = 30 kPa e c = 0** |

**PEDE-SE**

Determinar a capacidade de carga estática e sísmica para c = 30 e c = 0; interpretar a participação dos termos de coesão.

# Solução

SOLUÇÃO

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

Em sismo, o termo de coesão responde por **67%** de $q_{uE}$; a hipótese $N_{cE} = (N_{qE} - 1)\cot\varphi$ afeta de forma marcante o resultado. Como sensibilidade conservadora, para c = 0, $q_{uE}$ = **109.4 kPa** (335.3 kPa com c = 30).

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Resumo

# Pontos-chave

**Duas cunhas de Coulomb** (ativa ABC, passiva BCD), com atrito solo-muro $\delta = \varphi/2$ entre elas; $H = B \tan \alpha_A$; cada coeficiente em forma fechada

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

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

**O termo do peso próprio é o que mais diminui** ($N_{\gamma E}/N_\gamma = 0.22$); $N_{qE}$ e $N_{cE}$ mantêm cerca da metade

**Limite**: $k_h/(1 - k_v) < \tan \varphi$; quando $\theta \geq \varphi$ o módulo é interrompido, e $\theta > 0.85\varphi$ gera um aviso; se $k_v$ for desprezado, o resultado permanece contra a segurança

**Verificação**: pressão admissível a partir de $q_{uE}$; $q_{appl} \leq q_{all,g}$, $FS_{actual}$ e líquido; $Q_{all} = q_{all,g} B$

# Referências 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 — Seção 6.3.1; esta página segue a ordem de sua dedução.

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).

As figuras são desenhadas em escala a partir das equações desta página.

**NOTA**

Parte das figuras foi extraída da página de Teoria do GeoTerva; todos os exemplos numéricos foram gerados com a própria biblioteca de cálculo do módulo, e o módulo fornece os mesmos valores.

Cálculos geotécnicos on-line

# Da teoria à prática

Calcular passo a passo, no GeoTerva, a fundação do exemplo desta apresentação: o módulo abre com este modelo.

Abrir o módulo →

Página de teoria →

**Abrir no celular**
Os módulos de teste não exigem cadastro.