Apresentação da aula de geotecnia · Cortinas de estacas-prancha e escavações escoradas

Cortina de estacas-pranchas atirantada (solo estratificado)

Aula: cortina de estacas-pranchas em balanço e atirantada em solo estratificado de areia e argila; tensões nas duas faces, curto e longo prazo, ficha, forças de ancoragem, momento, seção, sismo; exemplo resolvido em cada tópico.

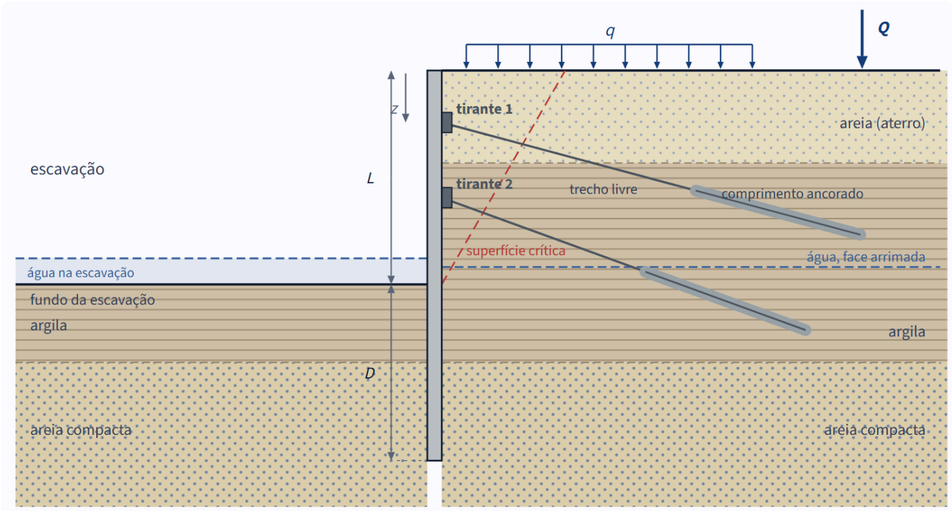
Solo estratificado

Curto e longo prazo

Método de apoio livre · articulação

Ancoragem · EN 1993 · AISC 360

Sismo · levantamento de fundo



Introdução

O que veremos nesta aula?

Em um perfil de até seis camadas de **areia (drenada: c′, φ′) e argila (curto prazo c_u, longo prazo c′, φ′)**, as tensões e as pressões nas duas faces do muro

A regra do “maior de cada resultado” na argila não drenada, em $\sigma_v \mp 2c_u$, na **trinca de tração** (cheia de água) e nos cenários de **curto/longo prazo**

Diagrama de pressões líquidas e a margem de segurança (f aplicado à profundidade, FS_p aplicado ao passivo, profundidade dada)

A estática da cortina **em balanço**, da cortina com **uma linha de tirantes (método de apoio livre)** e da cortina com **várias linhas de tirantes (método da articulação)**; momento, força no tirante e aderência da calda

Verificar a cortina de estacas-pranchas segundo **EN 1993-1-1 / AISC 360-22**; verificações de **sismo**, **levantamento de fundo** e **deslocamento**

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

Parede do exemplo: 7.5 m de altura de escavação; 3 m de areia no topo, 6 m de argila e areia compacta abaixo; água a 8.5 m de profundidade nas duas faces; sobrecarga q = 10 kPa; duas linhas de tirantes (1.5 m e 4.5 m, s = 2.5 m, 15° e 20°). As forças são por metro de comprimento da parede.

Como o muro é sustentado?

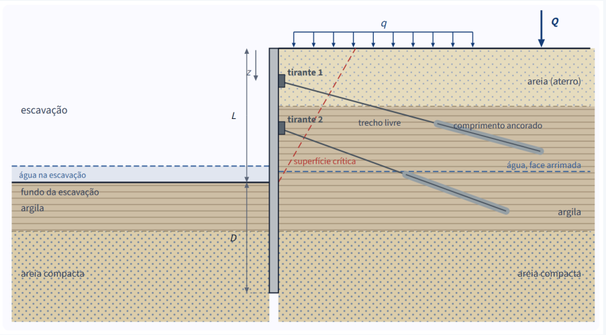
TEORIA

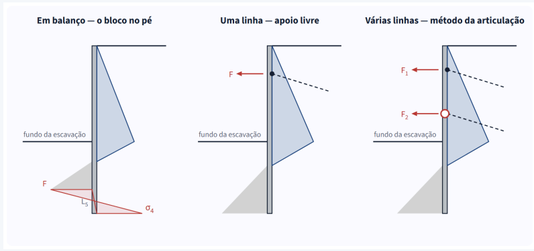
A cortina de estacas-pranchas mantém-se em pé pela ficha abaixo do fundo da escavação e, quando a altura retida não é atendida por ela, pelos **tirantes injetados**. O terreno real raramente é uma camada única: a areia empurra e resiste por atrito, a argila, por sua resistência; a resistência da argila logo após a escavação não é a mesma que anos depois. O módulo adota o perfil como ele é: **até seis camadas**, que continuam abaixo do fundo da escavação nas duas faces.

Em balanço: sustentada apenas pelo solo; gira em torno de um ponto próximo à ponta (acima do fundo da escavação é ativo; abaixo, os lados se invertem). A altura contida é econômica até cerca de 5–6 m.

Uma única linha de tirantes: a cortina é uma viga com dois apoios (o tirante e o empuxo passivo na ficha); a ponta é considerada livre: no **método de apoio livre**, a ficha resulta de uma única equação de momentos em relação ao tirante.

Várias linhas de tirantes: o muro é hiperestático; o **método da articulação** coloca uma articulação em cada tirante, exceto no mais alto, os vãos tornam-se vigas biapoiadas, e o trecho abaixo da linha de tirantes mais baixa é dimensionado pelo método de apoio livre.





z é medido para baixo a partir do topo da cortina; L é a profundidade da base da escavação e D, a ficha. A pressão líquida é positiva em direção à escavação; o tirante puxa a cortina de volta com a força F (por metro). O método é de **equilíbrio limite**: o solo é considerado nos estados limites ativo e passivo.

σ_v, u, σ'_v; Rankine c′–φ′

TEORIA

Em cada face mantêm-se três campos de tensão: a tensão vertical total σ_v, a poropressão u e a tensão efetiva $\sigma'_v = \sigma_v - u$. A argila não drenada é definida pelo primeiro; a camada drenada, pelo segundo e pelo terceiro. A coluna retida suporta todo o solo sobrejacente também abaixo do fundo da escavação; a coluna escavada recomeça no fundo da escavação: é essa a diferença que a ficha deve equilibrar.

$$\sigma_{v,b}(z) = q + \sum \gamma_i \Delta z_i \quad u_b = \gamma_w \max(0, z - D_w) \quad \sigma'_{v,b} = \sigma_{v,b} - u_b$$

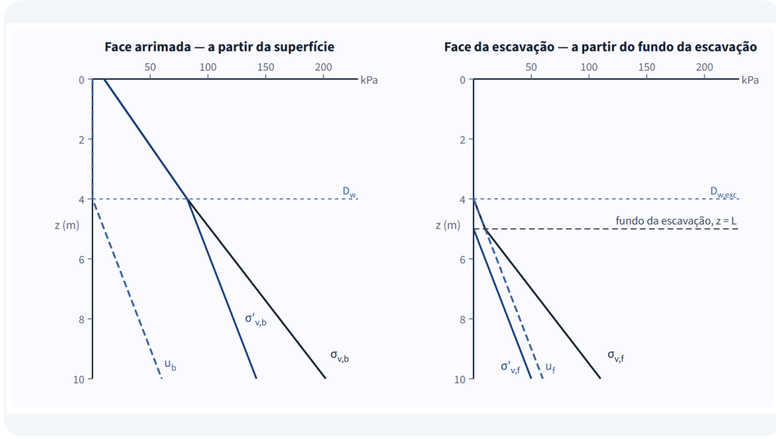
Camada drenada (areia ou argila a longo prazo): Rankine, muro vertical, superfície horizontal, sem atrito no muro:

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad p_a = \max\left(0,\ K_a\sigma'_v - 2c'\sqrt{K_a}\right) + u \quad p_p = \eta_p\left(K_p\sigma'_v + 2c'\sqrt{K_p}\right) + u$$

Cada camada possui os seus próprios valores de K_a, K_p: σ'_v é contínua, mas **a pressão sofre um salto no limite entre camadas**; os saltos são uma característica real do diagrama e não são suavizados.

Quando c′ > 0, a expressão ativa torna-se negativa acima da camada: o solo não pode puxar o muro, de modo que a parcela do solo é **truncada** em zero (a parcela da água não é truncada).

A sobrecarga uniforme q é somada a $\sigma_{v,b}$ em todas as profundidades; o corte de tração a leva em conta.



Enunciado

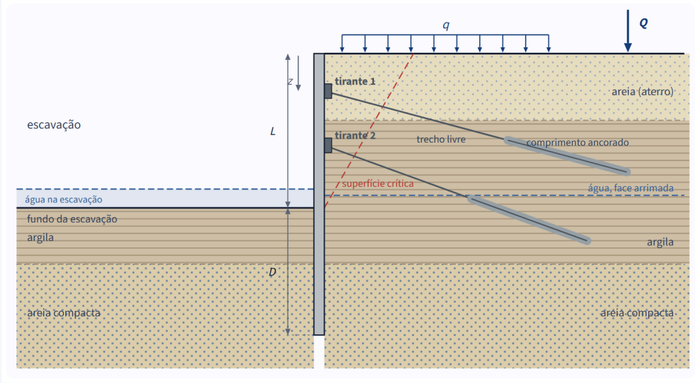
EXEMPLO

Dados

Perfil	**no topo, 3.0 m de areia ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30^\circ$), 6.0 m de argila ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa), abaixo, areia compacta ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$); $L = 7.5$ m; água a 8.5 m em ambos os lados; $q = 10$ kPa**
Enunciado	**no lado contido $z = 3.0$ m (limite areia–argila) e no fundo da escavação $z = L = 7.5$ m**

PEDE-SE

σ'_v; $\mathbf{p_a}$ para areia e argila (drenada, longo prazo); o salto no limite areia–argila.



Solução

SOLUÇÃO

1 No contato areia–argila (z = 3.0 m; água a 8.5 m, u = 0)

$$\sigma'_v(3.0) = q + \gamma z = 10 + 18(3.0) = 64.0\ \text{kPa}$$

$$\text{areia: } p_a = K_a \sigma'_v = 0.3333(64.0) = \mathbf{21.33}\ \text{kPa}$$

$$\text{argila } (\varphi' = 24^\circ)\text{: } p_a = K_a \sigma'_v - 2c'\sqrt{K_a} = 0.4217(64.0) - 2(5)\sqrt{0.4217} = \mathbf{20.50}\ \text{kPa}$$

2 Na base da escavação (z = L = 7.5 m): a coluna retida avançou mais 4.5 m na argila

$$\sigma'_v(L) = 64.0 + 19(4.5) = 149.5\ \text{kPa}$$

$$p_a = 0.4217(149.5) - 2(5)\sqrt{0.4217} = \mathbf{56.55}\ \text{kPa}$$

A σ'_V é contínua (64 kPa), mas a pressão sofre um salto na interface, de **21.33 para 20.50 kPa** (areia K_a = 1/3, argila K_a = 0.4217 e contribuição de c′ de −6.49 kPa). No fundo da escavação, a pressão ativa é 56.55 kPa.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

$\sigma_v \mp 2c_u$; "o maior de cada resultado"

TEORIA

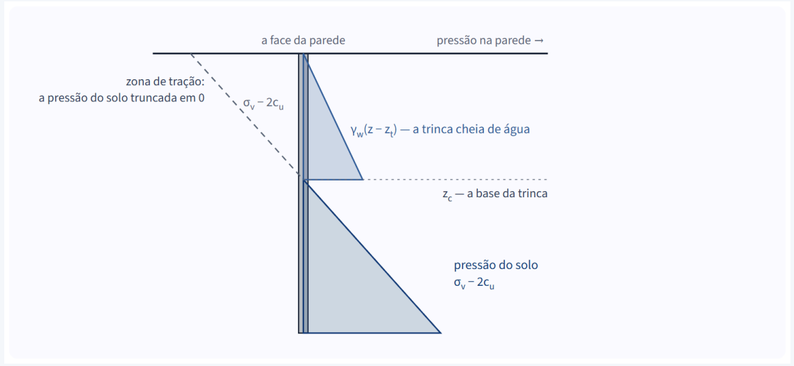
A argila saturada carregada rapidamente (a escavação é feita à sua frente) não pode drenar: a resistência é c_u, $\varphi = 0$, definida em termos de **tensão total** (a água está contida em σ_v):

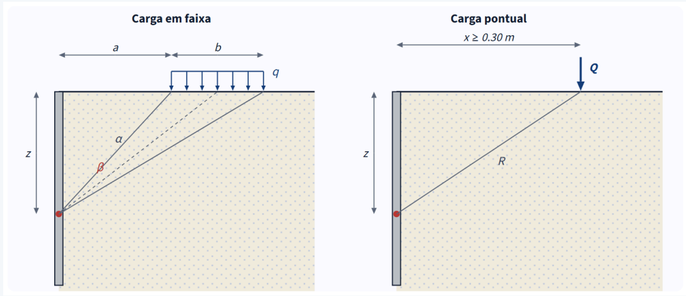
$$p_a = \max(\sigma_v - 2c_u,\ u) \qquad p_p = \eta_p(\sigma_v + 2c_u) \qquad p_{crack} = \gamma_w(z - z_t)\ \ (z_t \le z \le z_c)$$

Acima da argila retida, $\sigma_v - 2c_u$ é negativa: a argila trinca; z_t é o topo da zona de tração e **z_c** é a sua extremidade inferior, onde $\sigma_v = 2c_u$. Uma trinca aberta à superfície enche-se com chuva ou água subterrânea e empurra com a sua própria pressão hidrostática: **adota-se por padrão cheia de água** (a favor da segurança); pode ser declarada seca (com aviso), e o resultado do outro caso é sempre registrado.

Curto prazo: argila não drenada; **longo prazo**: cada camada drenada. Não se sabe de antemão qual dos dois é o pior; o módulo **executa ambos** e adota a ficha, a força em cada tirante e o momento como o **maior dos dois cenários** (não precisam provir do mesmo cenário). Um cenário em que o tirante não resiste à tração não define a cortina; é apenas anotado.

Sobrecarga: a uniforme q é somada a $\sigma_{v,b}$; a carga em faixa (a, b, q) e a carga pontual (Q, x) constituem a solução elástica para muro rígido e **não são multiplicadas** por K_a; no sismo, entram com ψ_2.





Enunciado

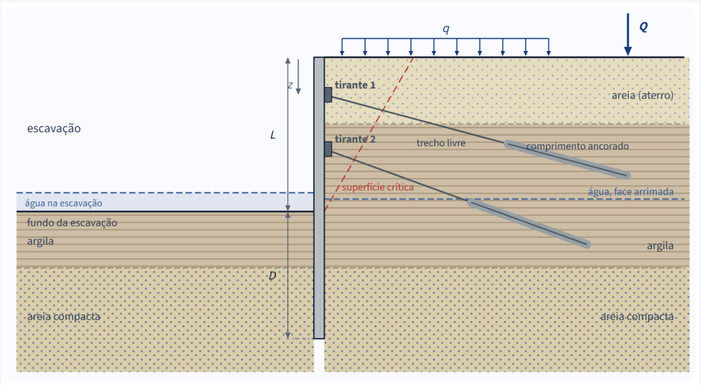
EXEMPLO

Dados

Perfil	**no topo, 3.0 m de areia ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m de argila ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), abaixo, areia compacta ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; água a 8.5 m em ambos os lados; $q = 10$ kPa**
Enunciado	**no curto prazo, $\sigma_v - 2c_u$ acima da argila e z_c na extremidade inferior da trinca; resultados dos dois cenários**

PEDE-SE

$\sigma_v - 2c_u$ (acima da argila), **z_c** e a pressão da água na trinca; os valores de D, F e M de curto e longo prazo e qual deles governa.



Solução

SOLUÇÃO

1 Curto prazo: acima da argila (z = 3.0 m, σ_v = 64.0 kPa, c_u = 45 kPa)

$$\sigma_v - 2c_u = 64.0 - 2(45) = -\mathbf{26.0}\ \text{kPa} < 0 \Rightarrow \text{é cortado; a trinca se abre}$$

$$\sigma_v(z_c) = 2c_u: \quad 64.0 + 19(z_c - 3) = 90 \Rightarrow z_c = \mathbf{4.37}\ \text{m}$$

$$p_{crack}(z_c) = \gamma_w(z_c - z_t) = 9.81(1.37) = 13.4\ \text{kPa}$$

2 Ambos os cenários são calculados (motor do módulo); o muro é projetado para o maior dos dois

Cenário	$D_{theoretical}$ (m)	$D_{required}$ (f = 1.3)	F_1, F_2 (kN/m)	M_{max} (kN·m/m)	z_M (m)
Curto prazo (argila não drenada)	1.549	2.014	34.30 ; 56.94	59.49	6.55
Longo prazo (tudo drenado)	2.403	3.124	41.69 ; 132.32	121.43	6.82

A trinca cheia de água gera pressão hidrostática ao longo de **1.37 m** acima da argila (3.0 → 4.37 m). O longo prazo é **determinante em todos os resultados** (D, F_1, F_2, M): a cortina é dimensionada para o cenário de longo prazo; o momento de curto prazo é menos da metade.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Diagrama de diferenças; f em função da profundidade ou FS_p para o empuxo passivo

TEORIA

A cortina sente a **diferença** entre as duas faces: $p_{net} = p_b - p_f$ (lado contido – escavação). O equilíbrio é escrito sobre este diagrama: acima do fundo da escavação, o empuxo ativo do solo contido e a água; abaixo, o empuxo passivo da ficha cresce mais rápido que o ativo, e a pressão líquida se anula no ponto E e inverte-se, passando para o lado contido. O topo, os tirantes, o fundo da escavação, cada limite de camada, os níveis d'água, as extremidades das trincas, as bordas das cargas e os zeros das pressões truncadas dividem a cortina em **segmentos**; em cada segmento a componente é linear, e a força e o momento são integrados exatamente:

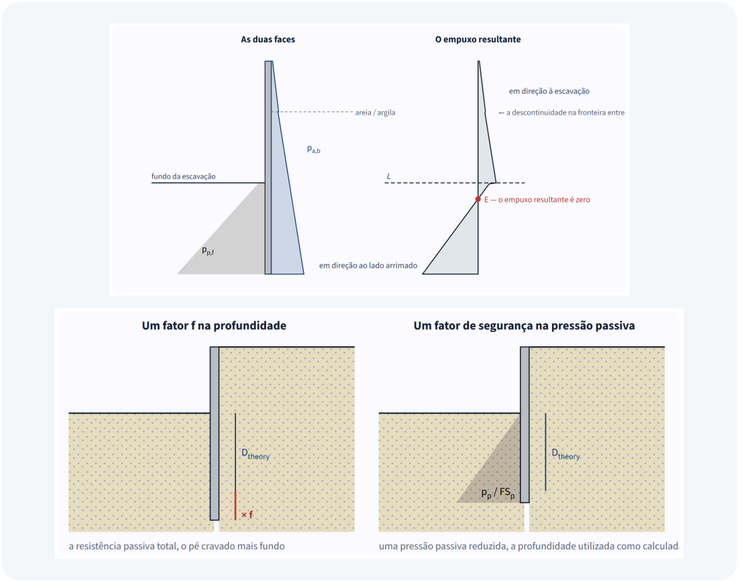
$$F_{seg} = \tfrac{1}{2}(p_0 + p_1)h \qquad M_{seg}(z_r) = \frac{h\,[p_0(2z_0 + z_1) + p_1(z_0 + 2z_1)]}{6} - z_r F_{seg}$$

Não há margem na profundidade teórica $D_{theoretical}$; duas abordagens (figura):

Fator de profundidade f: $D_{required} = f \cdot D_{theoretical}$ (f = 1.2–1.3 areia, 1.4–1.6 argila); as pressões e o momento são os do muro teórico.

FS_p sobre o empuxo passivo: $\eta_p = 1/FS_p$ multiplica o empuxo passivo do **solo** (nunca a pressão da água); a profundidade do diagrama reduzido passa a ser $D_{required}$. O valor de $D_{required}$ da outra abordagem é sempre escrito ao lado.

Profundidade fornecida: verificada por $UR_D = D_{required}/D_{given} \leq 1$; obtém-se $FS_{p,mob}$, pelo qual o empuxo passivo pode ser dividido. Os momentos e as forças de ancoragem são tomados conforme o **maior** dos casos de projeto e de profundidade fornecida.



Enunciado

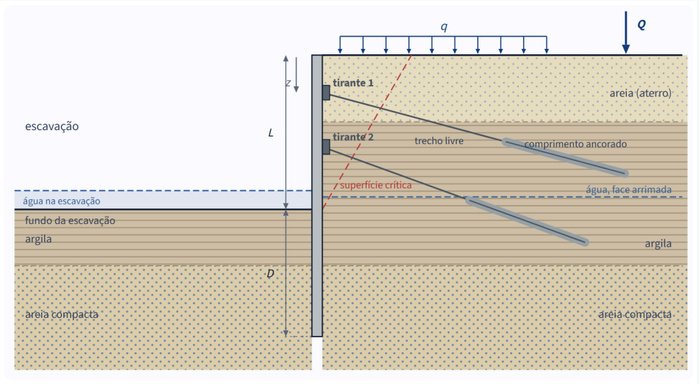
EXEMPLO

Dados

Muro	**no topo 3.0 m de areia ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m de argila ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), abaixo areia compacta ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; água a 8.5 m nas duas faces; $q = 10$ kPa; duas fileiras de tirantes: $z = 1.5$ m ($15°$) e 4.5 m ($20°$), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Vias	**$f = 1.3$; $FS_p = 1.5$; dados $D = 3.5$ m e 6.0 m**

PEDE-SE

Para cada caminho, $D_{required}$, M_{max}, T_2 e $FS_{bond,2}$; na profundidade dada, UR_D, $FS_{p,mob}$.



Solução

SOLUÇÃO

1 Fator f aplicado à profundidade: $D_{required} = 1.3 \times D_{theoretical} = 1.3 \times 2.403 = 3.124$ m (momentos e forças são os do muro teórico)

Via	$D_{required}$ / dada (m)	UR_D	$FS_{p,mob}$	M_{max} (kN·m/m)	T_2 (kN)	$FS_{bond,2}$
f = 1.3 (escavação inicial)	3.124	—	—	121.4	352.0	2.14
FS_p = 1.5 (passivo / 1.5)	3.273	—	—	153.3	386.6	**1.95**
Dado D = 3.5 m	3.500	0.893	1.63	161.6	395.1	**1.91**
Dado D = 6.0 m	6.000	0.521	2.94	255.5	480.4	**1.57**

A via com $FS_p = 1.5$ aplicado ao passivo resulta em uma cortina mais profunda (3.27 m) e em **momento maior** (153.3). **Se a profundidade fornecida é maior que a exigida, o momento e a força no tirante aumentam**: para D = 6.0 m, M = 255.5 kN·m/m (2.1 vezes o valor do exemplo inicial) e $T_2 = 480$ kN, $FS_{bond,2} = 1.57 < 2$: a aderência é insuficiente. Tornar a cortina mais longa que o necessário não traz segurança.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Bloco da ponta; apoio livre no solo

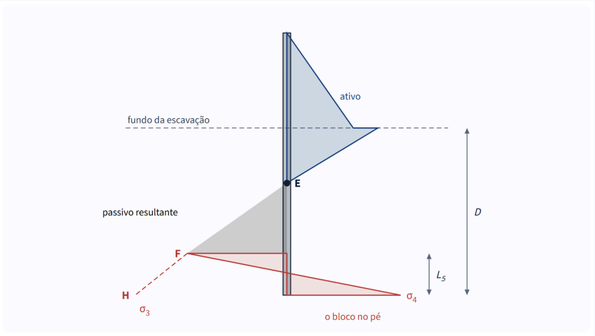
TEORIA

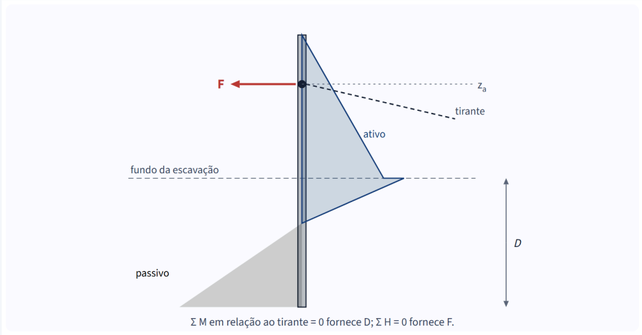
Em balanço: abaixo do fundo da escavação, a reta líquida vai de E a F e, de F, ao bloco da ponta (L_5) com a ordenada invertida σ_4: $\Sigma H = 0$ e $\Sigma M = 0$ em relação à ponta. Em areia única, reduz-se a uma equação do quarto grau em L_4; em perfil estratificado, resolve-se numericamente sobre o mesmo diagrama. O bloco deve ficar abaixo de E ($0 < L_5 < L_4$).

Uma única linha de ancoragens: considera-se que a extremidade livre se translada; a profundidade é obtida **pelo momento em relação à ancoragem**, e a força de ancoragem, pelo equilíbrio horizontal:

$$\int_0^{L+D} p_{net}(z)(z - z_a)\,dz = 0 \qquad F = \int_0^{L+D} p_{net}(z)\,dz$$

O método de apoio livre fornece **a cortina mais curta e o maior momento entre os métodos clássicos**; a redução de momento de Rowe para cortinas flexíveis não é aplicada.





Método da articulação; cortante e momento

TEORIA

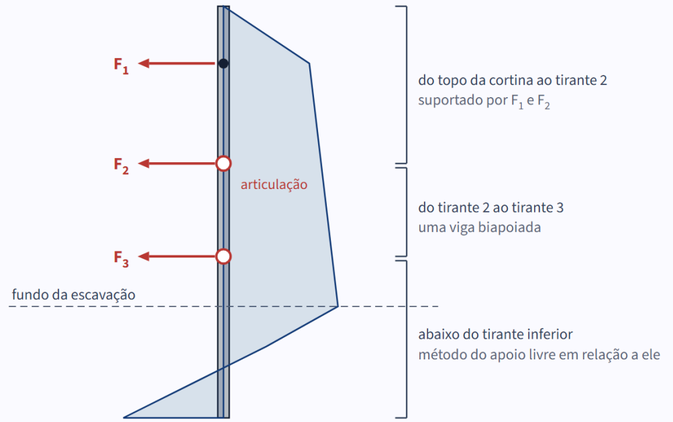
Com três ou mais apoios, a cortina é uma viga contínua e hiperestática. O **método da articulação** a torna determinada ao introduzir uma articulação (momento nulo) em todos os tirantes, exceto o mais alto: o vão superior é uma viga sobre os dois primeiros tirantes, os intermediários são vigas biapoiadas, e a parte abaixo do tirante mais baixo tem, em relação a esse tirante, apoio livre no solo.

$$\int_{z_n}^{L+D} p_{net}(z)(z - z_n)\,dz = 0$$

A força em uma fileira é a soma das reações dos vãos de ambos os lados; a fileira inferior recebe também a força horizontal do trecho abaixo dela. O momento em cada articulação é nulo (o módulo verifica isso como fechamento); uma fileira que permanece comprimida é sinalizada com um aviso.

$$V(z) = \int_0^z p_{net}dz - \sum_{z_a<z} F_i \qquad M(z) = \int_0^z V\,dz$$

V e M são integrados sobre os elementos; o **momento máximo é encontrado onde V = 0** (dentro de um elemento), e não escolhido entre os nós.



Enunciado

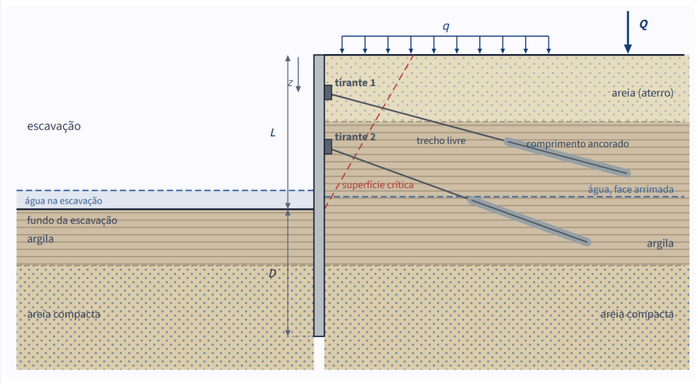
EXEMPLO

Dados

Perfil e cargas	**no topo, 3.0 m de areia ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30^\circ$), 6.0 m de argila ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa), abaixo, areia compacta ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$); $L = 7.5$ m; água a 8.5 m em ambos os lados; $q = 10$ kPa**
Sistemas	**(a) em balanço, sem ancoragem; (b) uma linha de tirantes ($z = 1.5$ m, 15°); (c) duas linhas de tirantes (inicial); em todos os casos, $f = 1.3$, S275 $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**

PEDE-SE

Para cada sistema, $D_{theoretical}$, $D_{required}$, M_{max}, a força de ancoragem e o **η** da estaca-prancha; qual sistema é adequado?



Solução

SOLUÇÃO

1 Mesmo perfil, três sistemas (o motor de cálculo do módulo; em todos, o maior dos dois cenários)

Sistema	Método	$D_{theoretical}$ (m)	$D_{required}$ (m)	M_{max} (kN·m/m)	Ancoragem (kN/m)	η (EN 1993)
(a) Em balanço	bloco de ponta	8.033	10.443	1,210.1	—	**4.243**
(b) Linha única	método de apoio livre	2.896	3.765	295.9	128.2	**1.037**
(c) Duas linhas	articulação	2.403	3.124	121.4	41.7 ; 132.3	0.426

Para a altura retida de 7.5 m, a **cortina em balanço** exige 10.4 m de ficha e 1,210 kN·m/m: a estaca-prancha não é suficiente (η = 4.24). **Uma única linha** reduz a ficha para 3.76 m, mas, com M = 296 kN·m/m, permanece η = 1.037 > 1. **Duas linhas** reduzem o momento para 121.4 kN·m/m e a estaca-prancha é suficiente (η = 0.426): o número de linhas determina o momento e a ficha.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Enunciado

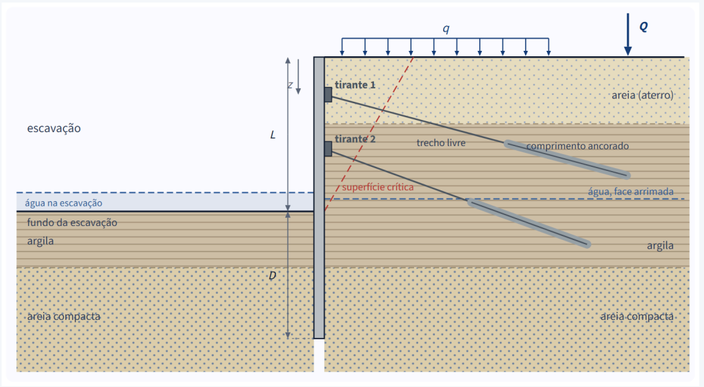
EXEMPLO

Dados

Muro	**no topo 3.0 m de areia ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30^\circ$), 6.0 m de argila ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa), abaixo areia compacta ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$); $L = 7.5$ m; água a 8.5 m nas duas faces; $q = 10$ kPa; duas fileiras de tirantes: $z = 1.5$ m (15°) e 4.5 m (20°), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Tipo de resultado	**cenário de longo prazo (condicionante); articulação em $z = 4.5$ m**

PEDE-SE

Forças de ancoragem **F_1**, **F_2** e suas somas; fechamento; **M_{max}** e sua posição; pontos em que V = 0.



Solução (1/2)

SOLUÇÃO

1 Linhas de tirantes (por metro) e equilíbrio horizontal

$$F_1 = 41.69\ \text{kN/m}\ \ (z = 1.5\ \text{m}) \qquad F_2 = 132.32\ \text{kN/m}\ \ (z = 4.5\ \text{m})$$

$$F_1 + F_2 = 41.69 + 132.32 = 174.00\ \text{kN/m} = \Sigma H_{net}\ \ (\text{força horizontal total})$$

2 Momento nulo na articulação; momento máximo onde V = 0

$$M(z = 4.5) = 0 \approx 0\ \checkmark\ \ (\text{fechamento})$$

$$V = 0: \quad z = 3.22\ \text{m}\ \ \text{e}\ \ z_M = 6.82\ \text{m} \qquad M_{max} = \mathbf{121.43}\ \text{kN·m/m}$$

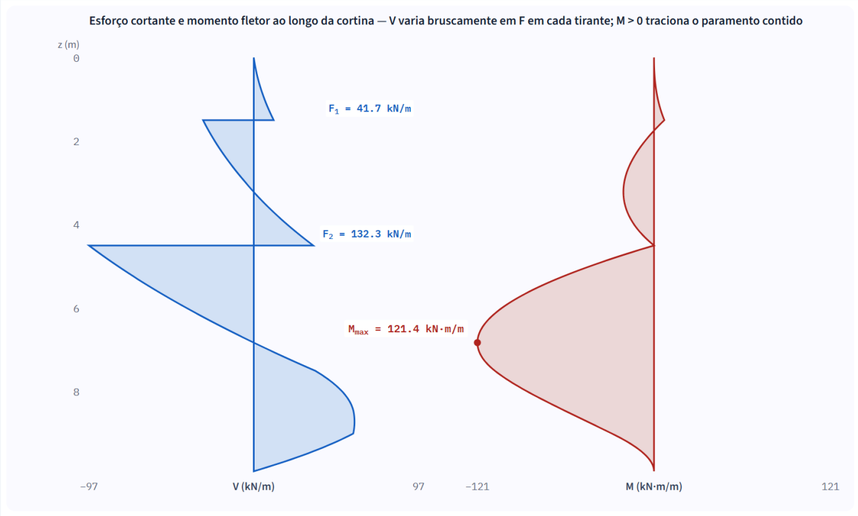
Forças nos tirantes: **F_1 = 41.69** e **F_2 = 132.32 kN/m**; a soma das duas é a resultante horizontal do diagrama líquido (extremidade livre). **M_{max} = 121.43 kN·m/m**, abaixo da base da escavação, em z = 6.82 m (V = 0).

Solução (2/2)

SOLUÇÃO

3 Diagrama de força cortante e de momento (V salta F em cada tirante) $V(z) = \int p_{net} dz - \Sigma F_i$; $M(z) = \int V\, dz$. O momento máximo é 121.4 kN·m/m, a 6.82 m de profundidade; os dois pontos com V = 0 (3.22 m e 6.82 m) são picos locais de momento.

As verificações de fechamento são satisfeitas: momento na rótula ≈ 0, cortante e momento nulos na ponta, resultante do trecho igual à da integral refinada (174.0 kN/m). O diagrama de momentos apresenta um pico local na parte superior em balanço e o maior pico abaixo do fundo da escavação.



Verificar a solução no GeoTerva ↗

Força, comprimento livre, comprimento ancorado e carga de travamento

TEORIA

A reação de uma linha é F por metro. Os tirantes têm espaçamento s e inclinação α em relação à horizontal:

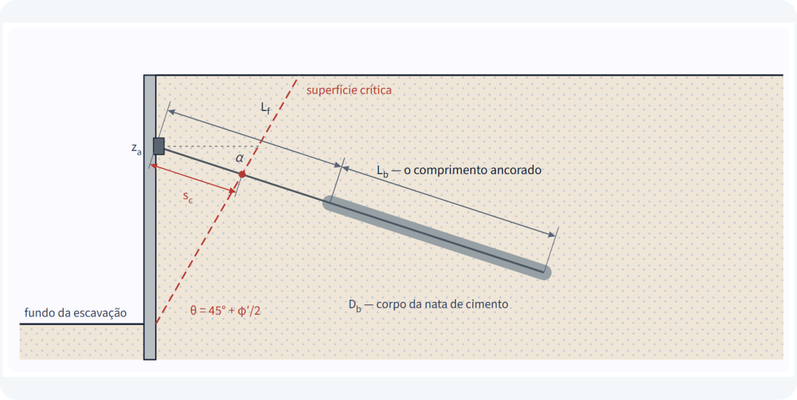
$$T = \frac{F\,s}{\cos\alpha} \qquad T_v = T\sin\alpha$$

A zona de injeção (zona de ancoragem) deve permanecer **atrás** da cunha que se move com o muro. A superfície crítica parte do canto da escavação e se eleva com θ = 45° + φ′/2; ela é interceptada ao longo do tendão em:

$$s_c = \frac{L - z_a}{\cos\alpha\tan\theta + \sin\alpha} \qquad L_f \geq s_c + \max(1.5\ \text{m},\ L/5)$$

Automática se a superfície for uma única areia que forma toda a altura retida; em perfil estratificado ou argiloso, um único plano não é uma idealização confiável: a superfície é informada a partir de uma análise separada, caso contrário a verificação indica “não realizada”.

Aderência: $T_{ult} = \pi\, D_b\, L_b\, \tau_{ult}$; $FS_{bond} = T_{ult}/\max(T, P_0) \geq FS_{required}$. O tirante é travado com P_0 e a aderência suporta essa carga desde o início: a solicitação é a maior entre T e P_0. $P_0/T_{ult} \leq 1$ é verificado também à parte, como conferência dos dados de entrada.



Enunciado

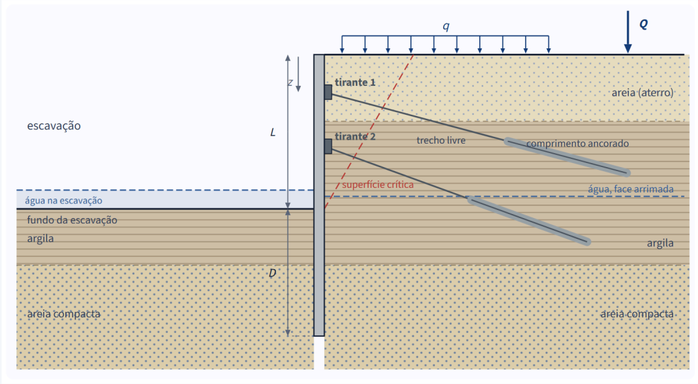
EXEMPLO

Dados

Tirantes	**linha 1:** $z = 1.5$ **m,** $s = 2.5$ **m,** $\alpha = 15°$**,** $F_1 = 41.69$ **kN/m; linha 2:** $z = 4.5$ **m,** $\alpha = 20°$**,** $F_2 = 132.32$ **kN/m**
Tirante	$D_b = 0.20$ **m,** $L_b = 8$ **m,** $\tau_{ult} = 150$ **kPa; carga de travamento** $P_0 = 250$ **kN;** $FS_{bond,required} = 2.0$

PEDE-SE

Para cada tirante: **T**, T_V; $\mathbf{T_{ult}}$, $\mathbf{FS_{bond}}$ e P_0/T_{ult}.



Solução (1/2)

SOLUÇÃO

1 Forças de ancoragem (cada uma ao longo do eixo do tendão)

$$T_1 = \frac{F_1 s}{\cos 15^\circ} = \frac{41.69(2.5)}{0.9659} = \mathbf{107.9}\ \text{kN}$$

$$T_2 = \frac{F_2 s}{\cos 20^\circ} = \frac{132.32(2.5)}{0.9397} = \mathbf{352.0}\ \text{kN}$$

As forças nos tirantes atuam ao longo do eixo do tendão; as componentes verticais $T_{v,1}$ = 27.9 e $T_{v,2}$ = 120.4 kN são informadas (não são transferidas para a verificação da cortina de estacas-pranchas).

Solução (2/2)

SOLUÇÃO

2 Aderência: $T_{ult} = \pi D_b L_b \tau_{ult} = \pi(0.20)(8)(150) = 754.0$ kN

$$FS_{bond,1} = \frac{T_{ult}}{\max(T_1, P_0)} = \frac{754.0}{\max(107.9, 250)} = \mathbf{3.016} \geq 2 \checkmark$$

$$FS_{bond,2} = \frac{754.0}{\max(352.0, 250)} = \mathbf{2.142} \geq 2 \checkmark$$

No primeiro tirante, a ligação é determinada pela **carga de travamento** ($P_0 > T_1$) e, no segundo, pela **força de serviço** (FS 3.02 e 2.14); $P_0/T_{ult} = 0.332 \leq 1$.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

EN 1993-1-1 ou AISC 360-22

TEORIA

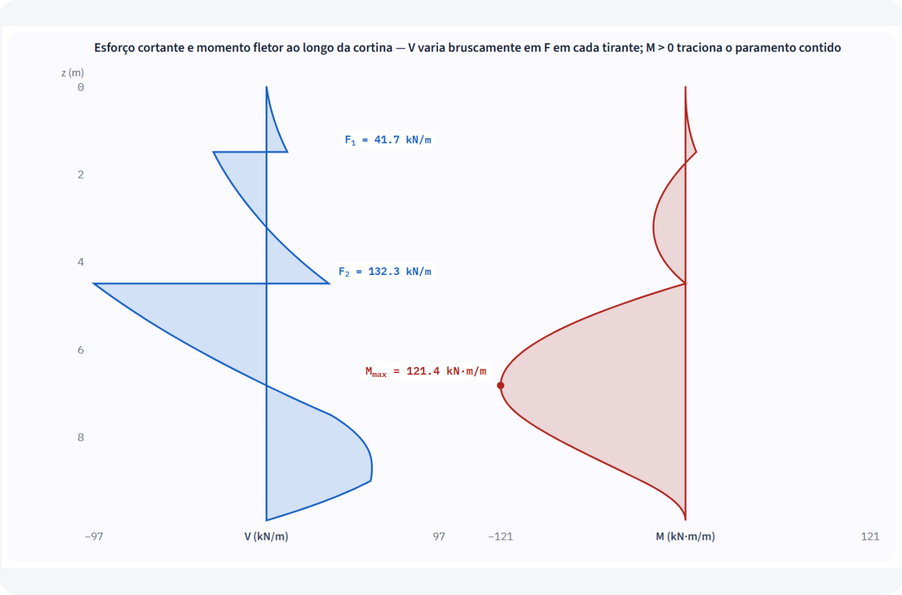
A seção de aço é verificada à flexão com o maior momento de projeto. Utiliza-se o módulo de resistência W por metro de muro (da tabela de estacas-pranchas; elástico ou plástico, conforme a classe); o W_{req} necessário é sempre apresentado, de modo que a seção possa ser escolhida no catálogo:

$$M_{Ed} = \gamma_F M_{max} \leq M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \qquad W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y}$$

$$\text{LRFD: } \gamma_H M_{max} \leq \phi_b M_n \ (\phi_b = 0.90) \qquad \text{ASD: } M_{max} \leq \frac{M_n}{\Omega_b} \ (\Omega_b = 1.67)$$

EN 1993-1-1: γ_F = 1.35, γ_{M0} = 1.00. AISC: γ_H = 1.6 (empuxo lateral de terra H), $M_n = F_y Z$ (compacta) ou $F_y S$ (primeiro escoamento).

O cisalhamento da cortina, a flambagem local de seus elementos e a perda por corrosão estão fora da verificação e são indicados no relatório. As forças de ancoragem e o momento são tomados como o maior valor entre os casos de cálculo e de profundidade dada.



Enunciado

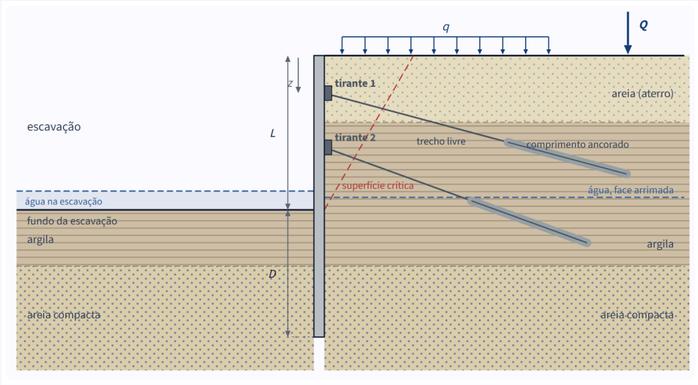
EXEMPLO

Dados

Momento	**Exemplo 5:** $M_{max} = 121.43$ **kN·m/m**
Corte	**S275 (**$f_y = 275$ **MPa),** $W_{el} = 1\,400$ **cm³/m; EN:** $\gamma_F = 1.35$**,** $\gamma_{M0} = 1.0$**; AISC:** $\gamma_H = 1.6$**,** $\Omega_b = 1.67$ **(**$M_n = F_y S$**)**

PEDE-SE

M_{Ed}, **W_{req}**, $M_{c,Rd}$, **η** (EN); η para LRFD e ASD.



Solução

SOLUÇÃO

1 EN 1993-1-1

$$M_{Ed} = 1.35(121.43) = \mathbf{163.92}\ \text{kN·m/m} \qquad W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{163.92}{275\,000} = \mathbf{596}\ \text{cm}^3\text{/m}$$

$$M_{c,Rd} = 1\,400 \cdot 10^{-6}(275\,000) = 385.0\ \text{kN·m/m} \qquad \eta = \frac{163.92}{385.0} = \mathbf{0.426} \le 1\ \checkmark$$

2 AISC 360-22 ($M_n = F_yS$ = 385.0 kN·m/m)

$$\text{LRFD: } 1.6(121.43) = 194.28 \le 0.90(385.0) = 346.5 \quad \eta = \mathbf{0.561}$$

$$\text{ASD: } 121.43 \le \frac{385.0}{1.67} = 230.5 \quad \eta = \mathbf{0.527}$$

A estaca-prancha é adequada: EN 1993-1-1 η = **0.426** (W requerido = 596 cm³/m < 1 400), AISC LRFD **0.561**, ASD **0.527**.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Pseudoestático em camadas: Mononobe–Okabe na areia, cunha não drenada na argila

TEORIA

Cada coeficiente estático é substituído pelo equivalente pseudoestático de sua própria camada. O ângulo sísmico resulta dos coeficientes horizontal e vertical:

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad \sigma_{AE} = (1 \mp k_v) K_{AE} \sigma'_v \qquad \sigma_{PE} = (1 \mp k_v) K_{PE} \sigma'_v$$

$$\text{argila: } \sigma_{AE} = (1 \mp k_v)(1 + \tan\theta)\sigma_v - 2c_u \qquad \sigma_{PE} = (1 \mp k_v)(1 - \tan\theta)\sigma_v + 2c_u$$

Os **dois cenários** do projeto estático são executados, cada um com as duas direções de k_V; governam a maior ficha, o maior momento e as maiores forças de ancoragem.

Um muro atirantado não pode girar em torno da ponta: o acréscimo dinâmico do empuxo ativo é **distribuído uniformemente ao longo da altura contida**: $\Delta P_{AE} = \int (p_{AE} - p_A) dz$. Na escavação, a água livre acrescenta a pressão de Westergaard ($7/8\ k_h \gamma_w \sqrt{(hz')}$).

O sismo é uma situação excepcional: **não se aplica fator** ao solo passivo; D_E, que equilibra o diagrama sísmico, não deve exceder o da cortina (D_{design}). Se a cortina for mais longa que D_E, cada caso também é equilibrado na profundidade fornecida, adotando-se o maior momento e a maior força. O tirante e a aderência também são verificados para T_E ($FS_{required,E} \approx 1.5$).



Enunciado

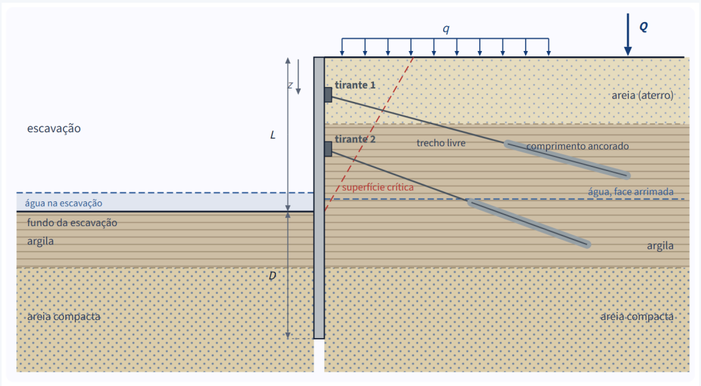
EXEMPLO

Dados

Muro	**no topo 3.0 m de areia ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m de argila ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), abaixo areia compacta ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; água a 8.5 m nas duas faces; $q = 10$ kPa; duas fileiras de tirantes: $z = 1.5$ m ($15°$) e 4.5 m ($20°$), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Sismo	**$k_h = 0.15$, $k_v = \pm 0.075$; a água dos poros é confinada; tirante: $T_{ult} = 754$ kN, necessário $FS_{bond,E} \approx 1.5$**

PEDE-SE

Valores de D, M, F dos quatro casos (dois cenários × dois k_v); **D_E**, **$M_{max,E}$**, forças de ancoragem e aderência; a cortina resiste a este sismo?



Solução (1/2)

SOLUÇÃO

1 Quatro casos (dois cenários do projeto estático, k_V em duas direções)

Cenário	k_V	D (m)	M (kN·m/m)	F (kN/m)	F_1 ; F_2
Curto	+0.075	2.900	87.4	132.3	51.2 ; 81.0
Curto	−0.075	3.110	134.9	205.0	82.4 ; 122.6
Longo	+0.075	4.348	277.0	288.5	66.1 ; 222.4
Longo	−0.075	3.958	277.2	315.8	81.5 ; 234.3

Ficha determinante **D_E = 4.35 m** (longo prazo, k_V = +0.075); momento máximo **277.2 kN·m/m** (longo prazo, k_V = −0.075). ΔP_{AE} = 48.9 kN/m.

Solução (2/2)

SOLUÇÃO

2 Verificações

$$D_E = 4.35\ \text{m} \ > D_{design} = 3.12\ \text{m} \ \ \text{✗} \qquad \eta_E = \frac{M_{Ed,E}}{M_{c,Rd}} = \frac{277.2}{385.0} = 0.720 \ \leq 1 \ \text{✓}$$

$$T_{E,1} = 213.3\ \text{kN}: \quad FS_{bond,E} = \frac{753.98}{\max(213.3, 250)} = 3.02 \ \geq 1.50 \ \text{✓}$$

$$T_{E,2} = 623.3\ \text{kN}: \quad FS_{bond,E} = \frac{753.98}{623.3} = \mathbf{1.21} \ < 1.50 \ \ \text{✗}$$

A cortina inicial **não resiste** a este sismo: o equilíbrio sísmico exige 4.35 m de ficha (projeto 3.12 m) e a aderência do segundo tirante é insuficiente ($FS_{bond,E}$ = 1.21 < 1.50, $T_{E,2}$ = 623 kN). A seção da estaca-prancha é adequada (η_E = 0.72): o comprimento da ficha e a aderência da calda (comprimento ou diâmetro) devem ser aumentados.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Bloco de levantamento de fundo na base, em argila; viga sobre solo com molas

TEORIA

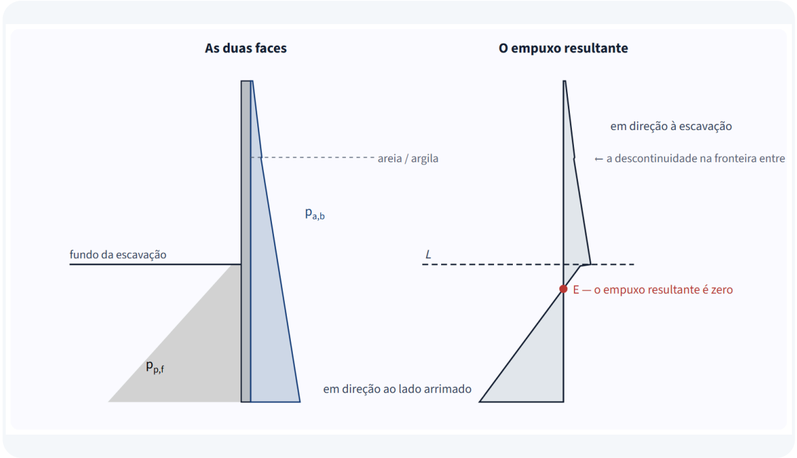
Levantamento de fundo: se o fundo da escavação é de argila mole, o peso do solo contido pode comprimir a argila em direção à escavação. Como no módulo de argila, a verificação é feita na ponta da cortina com um bloco de capacidade de carga (B′ = B/√2 ou T até a camada rígida, o que for menor; B″ = √2 B′):

$$FS = \frac{5.14\, c_u \left(1 + 0.2\frac{B''}{L_{exc}}\right) + \frac{c_{side} H}{B'}}{\sigma_v(H) + q}$$

Cargas em faixa e pontuais são convertidas em sobrecarga equivalente dentro de B′; se o solo no fundo não for argila, a verificação não é aplicada. **Deslocamento**: a cortina é uma viga elástica (EI), com molas elastoplásticas em cada face (coeficiente de reação do solo k_h); cada tirante é uma mola pré-tensionada ($k = E\, A_t \cos^2\alpha/(L_f s)$, que parte de $P_0 \cos\alpha/s$) e resiste apenas à tração:

As molas partem do empuxo em repouso ($K_0\sigma'_v$ na camada drenada, σ'_v na argila não drenada) e não ultrapassam o limite. k_h é um parâmetro do modelo; o resultado é **característico e indicativo**, fornecido sem limites; depende fortemente de k_h quando as molas são moles e muito pouco quando os limites são atingidos.

O momento do modelo de deslocamentos pode resultar próximo ao do equilíbrio limite, mas o momento de projeto é sempre o do equilíbrio limite.



Enunciado

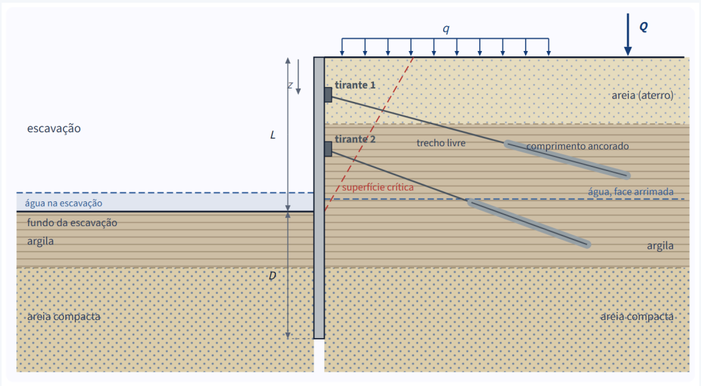
EXEMPLO

Dados

Muro	**no topo 3.0 m de areia ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m de argila ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), abaixo areia compacta ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; água a 8.5 m nas duas faces; $q = 10$ kPa; duas fileiras de tirantes: $z = 1.5$ m ($15°$) e 4.5 m ($20°$), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Escavação e cortina	**largura da escavação $B = 10$ m (longa, sem camada rija); argila abaixo do fundo da escavação ($c_u = 45$ kPa); $EI = 44\,100$ kN·m²/m; $k_h = 20/15/40$ MN/m³ (areia/argila/areia); $P_0 = 250$ kN**

PEDE-SE

FS_{heave} (≥ 1.5?); **deslocamento** do topo do muro, do fundo da escavação e da ponta; momento máximo do modelo de deslocamento.



Solução

SOLUÇÃO

1 Levantamento de fundo (B′ = B/√2 = 7.07 m; L_{exc} não informado: sem termo de forma)

$$c_{side} = \frac{45(4.5)}{7.5} = 27.0\ \text{kPa}\ \ (\text{areia: zero}) \qquad \sigma_v(H) = 18(3) + 19(4.5) = 139.5\ \text{kPa}$$

$$FS = \frac{5.14(45) + 27.0(7.5)/7.07}{139.5 + 10} = \frac{231.3 + 28.6}{149.5} = \mathbf{1.739}\ \geq 1.5\ \checkmark$$

2 Deslocamento (método do coeficiente de reação do solo; tirantes protendidos)

$$y_{crest} = -2.6\ \text{mm}\ \ (\text{para trás, para o lado contido}) \qquad y_{excavation\ base} = 11.2\ \text{mm} \qquad y_{tip} = -0.5\ \text{mm}$$

$$M_{max}^{model} = 108.6\ \text{kN·m/m}\ \ (z = 6.86\ \text{m}) \qquad M_{max}^{limit\ equilibrium} = 121.4$$

O coeficiente de segurança ao levantamento de fundo é **1.74** (≥ 1.5). O topo da cortina é puxado **2.6 mm para trás** pelos tirantes protendidos; no fundo da escavação, desloca-se **11.2 mm** em direção à escavação (valor indicativo, não comparado com um limite). O momento do modelo (108.6) é próximo do momento de equilíbrio limite (121.4).

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Hipóteses do módulo e o que ele não faz

TEORIA

Hipóteses declaradas: sem atrito solo-muro (δ = 0); a margem do comprimento livre é medida ao longo do tendão; a carga pontual é considerada na seção mais carregada; coeficientes sísmicos camada por camada. **Casos apresentados de duas maneiras**: curto e longo prazo (ambos são calculados), trinca com água ou seca (o outro caso é registrado), margem na profundidade ou no passivo (o outro caso é registrado).

Impedimentos: um tirante fora do muro; uma camada sem a resistência exigida pelo cenário; impossibilidade de encontrar uma ficha aceitável; tirantes que permanecem comprimidos em todos os cenários; perda de fechamento; zona de ancoragem situada dentro da cunha crítica.

Fora do escopo: redução de momento de Rowe (muro flexível), estabilidade profunda e estabilidade global (em toda execução com tirantes consta “não verificado”), percolação (níveis de água diferentes são hidrostáticos), superfície contida inclinada, carga linear e etapas construtivas.

O cálculo é de **equilíbrio limite, de projeto preliminar**; a tela pode sugerir o que fazer, e o relatório apenas informa o que foi adotado e o que foi obtido.

Resumo

Pontos-chave

Tensões: σ_v, u, σ'_v em ambas as faces; camada drenada, Rankine c′–φ′ (**salto de pressão** no limite da camada), argila não drenada $\sigma_v \mp 2c_u$; na superfície, uma **trinca de tração cheia de água** (no exemplo, z_c = 4.37 m)

Tanto o **curto quanto o longo prazo** são calculados; a ficha, as forças de ancoragem e o momento adotam **o maior dos dois cenários** (no exemplo, o longo prazo em todos os casos)

Pressão líquida = retida – face da escavação; ponto E; margem: D = f·$D_{theoretical}$ (2.403 → 3.124 m) ou FS_p sobre o lado passivo; na profundidade dada, **o momento e a força de ancoragem aumentam** (D = 6 m: M = 255 kN·m/m)

Sistema: em balanço (D = 10.4 m, η = 4.2), uma linha com apoio livre (M = 296, η = 1.04), duas linhas pelo método da articulação (F_1 = 41.7, F_2 = 132.3 kN/m; M = 121.4; η = 0.43)

Tirante: T = Fs/cos α (107.9 e 352.0 kN); FS de aderência = T_{ult}/max(T, P_0) = 3.02 e 2.14; **sísmico**: D_E = 4.35 > 3.12 m e $FS_{bond,E}$ = 1.21 < 1.5: a cortina inicial não resiste ao sismo

Seção: EN 1993-1-1 η = 0.426; AISC LRFD 0.561, ASD 0.527. **Levantamento de fundo** FS = 1.74; **deslocamento** no topo −2.6 mm, no fundo da escavação 11.2 mm (indicativo)

Referências bibliográficas

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning.

Rankine, W.J.M. (1857). On the stability of loose earth. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, 147, 9–27.

Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressure during earthquakes. World Engineering Congress, Tokyo. Okabe, S. (1926). General theory of earth pressure. Journal of the Japan Society of Civil Engineering, 12(1).

Westergaard, H.M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 98, 418–433.

Bowles, J.E. (1996). Foundation Analysis and Design, 5th ed. McGraw-Hill.

Brent, R.P. (1973). Algorithms for Minimization without Derivatives. Prentice-Hall.

EN 1993-1-1:2005 — Design of steel structures, general rules.

ANSI/AISC 360-22 — Specification for Structural Steel Buildings.

NOTA

Todos os exemplos numéricos foram gerados com o próprio motor de cálculo do módulo; o módulo fornece os mesmos valores. O modelo inicial da página do módulo também é esta cortina (7.5 m de areia–argila–areia, água a 8.5 m, q = 10 kPa, duas linhas de tirantes).

GeoTerva

Cálculos geotécnicos on-line

Da teoria à prática

Inserir no GeoTerva o perfil estratificado da própria cortina (areia e argila), a água, a sobrecarga, as linhas de tirantes e seus elementos; o módulo fornece em conjunto as pressões nas duas faces, as condições de curto e longo prazo, a ficha, as forças nos tirantes, o momento e as verificações de seção, aderência, sismo, levantamento de fundo e deslocamento.

Abrir no celular
Os módulos de teste não exigem cadastro.

Abrir o módulo →

Página de teoria →