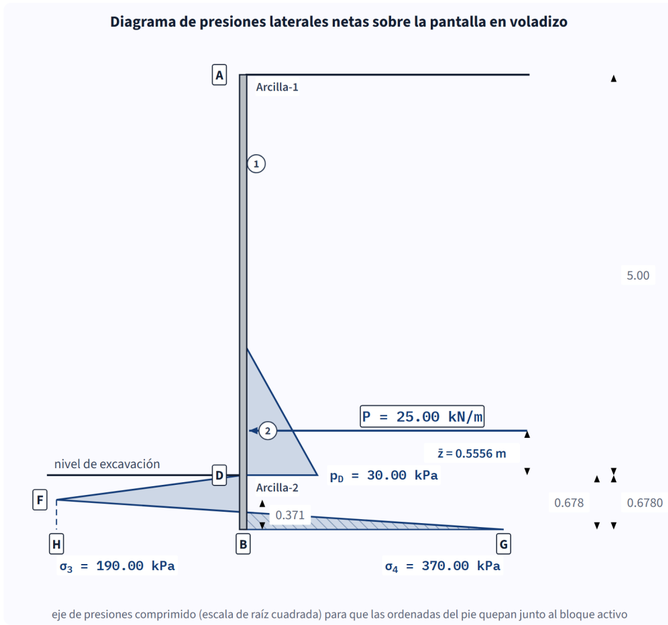
Presentación de clase de geotecnia · Pantallas de tablestacas y excavaciones entibadas

Pantalla de tablestacas en voladizo en arcilla

Clase: diseño de una pantalla de tablestacas en voladizo en arcilla (presión neta sin drenaje, profundidad de empotramiento, momento, sección, sismo, levantamiento del fondo de excavación); un ejemplo resuelto en cada tema.

- Pantalla de tablestacas en voladizo
- Arcilla sin drenaje (φ = 0)
- Profundidad de empotramiento · momento máximo
- Levantamiento del fondo
- Sismo · desplazamiento



Introducción

¿Qué aprenderemos en esta clase?

Por qué una pantalla de tablestacas en voladizo en arcilla se resuelve mediante un análisis **sin drenaje, en tensiones totales (φ = 0)**; $K_a = K_p = 1$

La presión activa de la arcilla contenida es $\boldsymbol{\sigma_v - 2c_u}$, la **grieta de tracción** $\boldsymbol{z_c}$ y la resultante P_1 sobre la base de la excavación

En arcilla, bajo la base de la excavación, una **presión neta constante** $\boldsymbol{\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)}$ y en el pie σ_7

Ecuación de segundo grado para D a partir del equilibrio de fuerzas horizontales y de momentos; z' y M_{max}

Profundidad de diseño (f, K_p/FS_p, profundidad dada); efecto de la **grieta llena de agua** y de un nivel de agua distinto

Verificación de la tablestaca (EN 1993-1-1, AISC 360-22), **sismo**, desplazamientos y comprobación del **levantamiento del fondo**

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

Muro de ejemplo: sobre el fondo de la excavación L = 5 m de arcilla (γ = 18 kN/m³, c_u = 30 kPa), por debajo arcilla más rígida (c_u = 70 kPa); sin agua, sin sobrecarga. En la solución manual la grieta de tracción está seca; en el valor predeterminado del módulo está llena de agua. Las fuerzas son por metro de muro.

¿Cómo funciona y cómo gira?

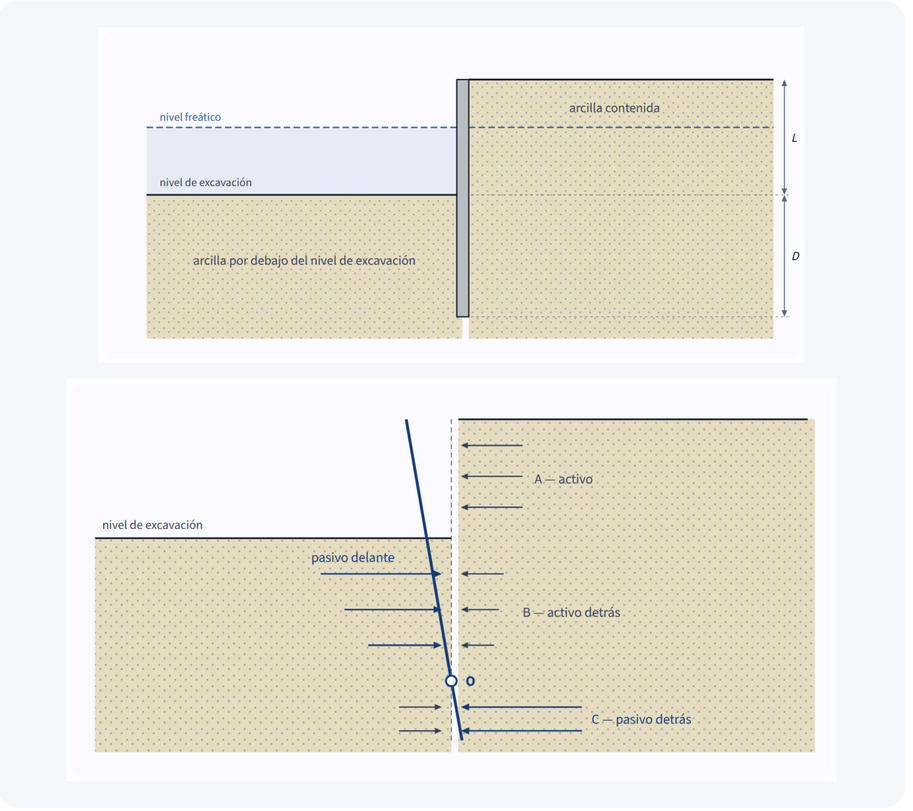
TEORÍA

La pantalla de tablestacas retiene el terreno situado por encima del nivel de excavación (L) y se mantiene en pie gracias a la **profundidad de empotramiento D**. La pantalla **en voladizo** no tiene ningún otro apoyo; se sostiene únicamente por la resistencia pasiva del terreno en el que está hincada, por lo que resulta económica hasta unos 6 m por encima del nivel de excavación.

El muro gira rígidamente en torno al punto O (próximo a la punta): **A** (por encima del nivel de excavación) activo; **B** (nivel de excavación–O) activo por detrás, pasivo por delante; **C** (por debajo de O) pasivo por detrás, activo por delante.

La fuente sustituye la distribución real (curva) por **una idealización lineal**: la presión neta bajo el fondo de la excavación y el bloque de giro en la punta; el equilibrio de fuerzas horizontales y de momentos da la profundidad de empotramiento.

En arcilla, el terreno cargado con rapidez no puede drenar: el análisis se realiza **sin drenaje, en tensiones totales** ($\varphi = 0$, c_u); los dos coeficientes de Rankine valen 1. La situación drenada a largo plazo (c', φ') no se comprueba en este módulo.



$\sigma_v - 2c_u$, grieta de tracción z_c, P_1

TEORÍA

La arcilla contenida por encima del fondo de excavación empuja con su presión activa sin drenaje: tensión vertical total menos $2c_u$ ($K_a = 1$ para $\varphi = 0$):

$$\sigma_a(z) = q + \gamma z - 2c_u \qquad z_c = \frac{2c_u - q}{\gamma}$$

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\,\sigma_a(L)\,(L - z_c) \qquad \bar{z}_1 = \frac{L - z_c}{3}$$

Cerca de la superficie σ_a es negativa: la arcilla tiraría del muro. Esa **succión no se considera**; la presión es nula hasta la profundidad z_c (grieta de tracción) y por debajo aumenta linealmente. En una arcilla única el diagrama es un triángulo desde z_c hasta el fondo de la excavación; P_1 actúa a $\bar{z}_1$ por encima del fondo de la excavación.

La grieta puede estar llena de agua (valor por defecto del módulo): la presión hidrostática del agua a lo largo de la grieta, $\frac{1}{2}\gamma_w z_c^2$, se suma a P_1; si la grieta se considera **seca** (ecuaciones de la fuente), no se suma. Por debajo del nivel freático, el agua llena la grieta hasta un nivel constante.

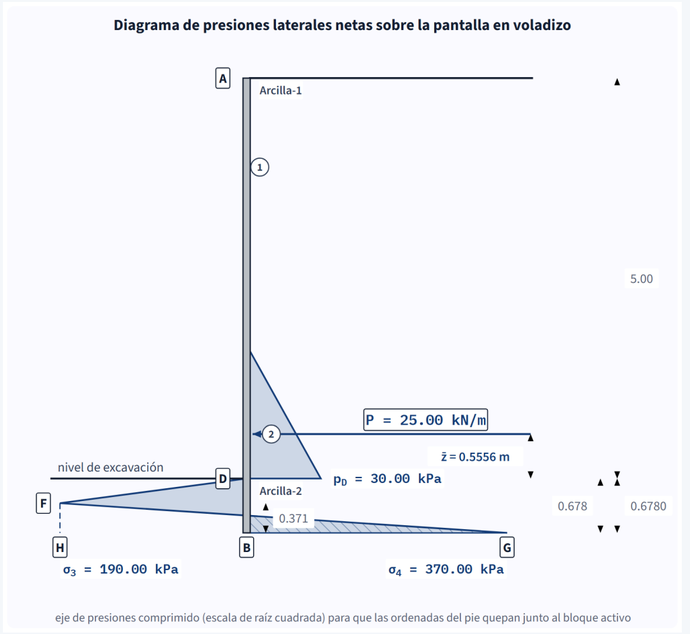


Diagrama de presión neta (muro del ejemplo inicial con grieta llena de agua).

Enunciado

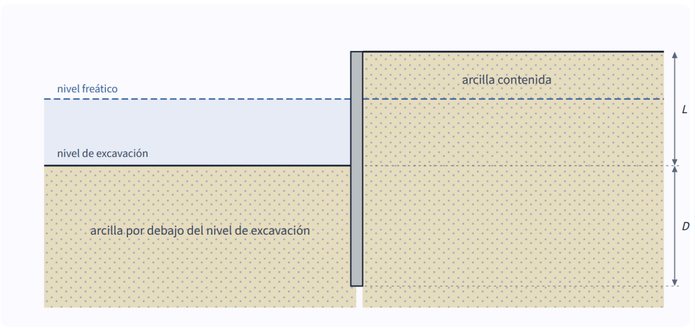
EJEMPLO

Datos

Suelo	**arcilla contenida: $\gamma = 18$ kN/m³, $c_u = 30$ kPa; debajo, arcilla rígida $c_u = 70$ kPa**
Muro	**$L = 5$ m; sin agua, sin sobrecarga; grieta de tracción seca (ecuaciones de la fuente)**

SE PIDE

z_c, $\sigma_a(L)$, P_1 y su brazo $\bar{z}_1$ (desde el fondo de la excavación).



Solución

SOLUCIÓN

1 Profundidad de la grieta de tracción y presión activa en el fondo de la excavación

$$z_c = \frac{2c_u}{\gamma} = \frac{2(30)}{18} = \mathbf{3.333}\ \text{m}$$

$$\sigma_a(L) = \gamma L - 2c_u = 18(5) - 60 = \mathbf{30}\ \text{kPa}$$

2 Resultante del diagrama triangular y su brazo

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\,\sigma_a(L)(L - z_c) = \tfrac{1}{2}(30)(1.667) = \mathbf{25.00}\ \text{kN/m}$$

$$\bar{z}_1 = \frac{L - z_c}{3} = \frac{1.667}{3} = \mathbf{0.5556}\ \text{m}\ \ (\text{por encima del fondo de la excavación})$$

En los primeros **3.33 m** de profundidad la arcilla no produce presión activa (grieta); en el nivel de excavación σ_a alcanza 30 kPa. **P_1 = 25.0 kN/m**, a 0.556 m por encima del nivel de excavación.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Presión neta constante σ_6 y σ_7 en el extremo

TEORÍA

Una arcilla cargada rápidamente, como por un muro, no puede drenar: φ = 0, los coeficientes valen 1 y las presiones laterales en la superficie son la tensión total vertical ∓ $2c_u$:

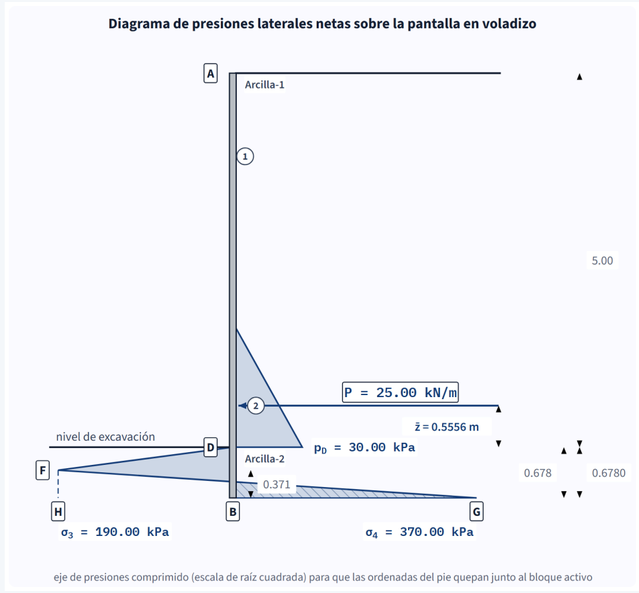
$$\sigma_a = \sigma_v - 2c_u \qquad \sigma_p = \sigma_v + 2c_u$$

Justo debajo del fondo de la excavación, el lado retenido empuja con la carga que soporta $(\gamma L_1 + \gamma' L_2) - 2c_u$; la cara de la excavación, que aún no soporta carga, resiste con $2c_u$. Más abajo ambas caras ganan la misma carga y **la diferencia no cambia**: la presión neta es constante y está dirigida hacia el terreno retenido. En la zona de giro los lados se invierten:

$$\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \qquad \sigma_7 = 4c_u + (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$

> σ_6 debe ser positiva: una arcilla en la que $4c_u$ no supera la carga en el fondo de la excavación no puede sostener el muro y el módulo detiene el cálculo.

> El punto de presión nula E es el propio nivel de excavación; bajo el nivel de excavación la presión neta es constante e igual a σ_6 y en el pie de la pantalla vuelve a σ_7 mediante un bloque de altura L_4.



Enunciado

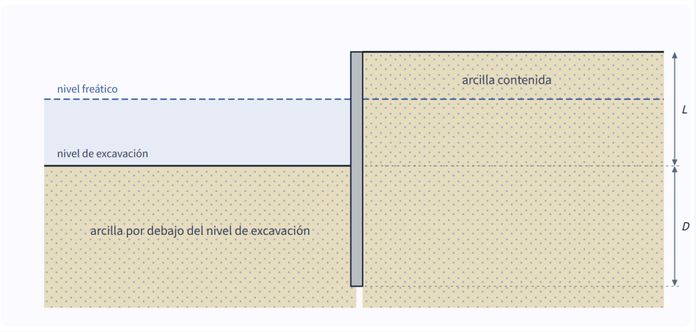
EJEMPLO

Datos

Datos	**Ejemplo 1: $\gamma = 18$ kN/m³, $L = 5$ m (sin agua): $\gamma L = 90$ kPa; en la arcilla empotrada $c_u = 70$ kPa**

SE PIDE

La presión neta constante **σ_6** bajo el fondo de la excavación y **σ_7** en la punta; ¿es positiva σ_6?



Solución

SOLUCIÓN

1 Presión neta bajo el fondo de la excavación (hacia el lado del terreno contenido)

$$\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = 4(70) - 90 = \mathbf{190}\ \text{kPa}\ > 0\ \checkmark$$

2 Ordenada de giro en el extremo

$$\sigma_7 = 4c_u + (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = 4(70) + 90 = \mathbf{370}\ \text{kPa}$$

Presión neta σ_6 = **190 kPa** positiva: la arcilla rígida puede sostener el muro. En la punta la presión se invierte a σ_7 = 370 kPa. Por debajo de la base de la excavación actúa a cualquier profundidad la misma presión neta de **190 kPa** (diagrama constante).

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

L_4 a partir del equilibrio horizontal; ecuación de segundo grado para D

TEORÍA

Por encima de la base de la excavación la resultante es P_1 (brazo $\bar{z}_1$); por debajo, σ_6 actúa sobre todo el empotramiento (D) y el bloque de la punta (altura L_4) invierte la presión hasta σ_7. El equilibrio horizontal da L_4:

$$P_1 - \sigma_6 D + \tfrac{1}{2} L_4(\sigma_6 + \sigma_7) = 0 \;\Rightarrow\; L_4 = \frac{\sigma_6 D - P_1}{4c_u}$$

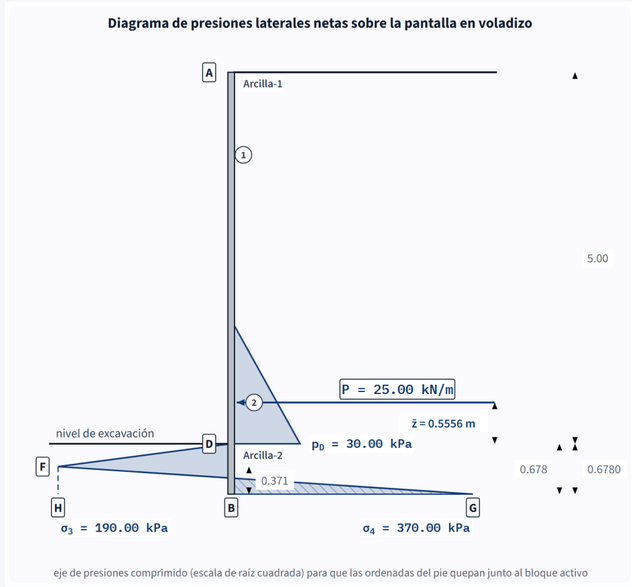
Una vez introducido L_4 en el equilibrio de momentos respecto al pie, queda para D una ecuación de **segundo grado**:

$$P_1(D + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 D^2}{2} + \frac{4c_u}{3} L_4^2 = 0$$

$$\sigma_6(\sigma_6 - 6c_u)D^2 + P_1(12c_u - 2\sigma_6)D + P_1(P_1 + 12c_u\bar{z}_1) = 0$$

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} \qquad M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2}$$

El esfuerzo cortante es nulo a la profundidad z′ (por debajo del fondo de excavación) en la que la presión neta constante anula P_1; aquí el momento es máximo. $D_{teór}$ es la raíz positiva de esta ecuación; la resistencia pasiva está plenamente movilizada, sin reserva.



Enunciado

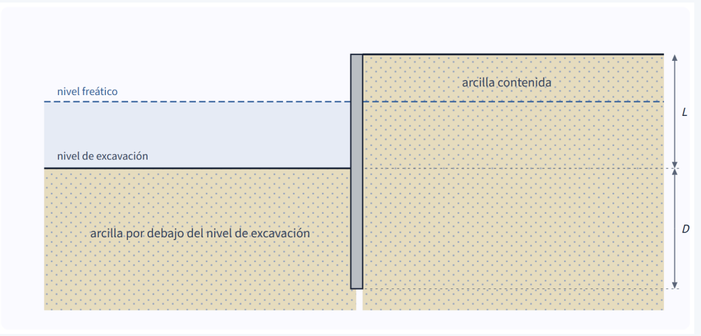
EJEMPLO

Datos

Datos	**Ejemplos 1–2:** $P_1 = 25.00$ **kN/m,** $\bar{z}_1 = 0.5556$ **m;** $\sigma_6 = 190$ **kPa,** $\sigma_7 = 370$ **kPa;** $c_u = 70$ **kPa**

SE PIDE

Coeficientes de la ecuación; $\mathbf{D_{teór}}$; altura del bloque del pie $\mathbf{L_4}$.



Solución

SOLUCIÓN

1 Coeficientes

$$a = \sigma_6(\sigma_6 - 6c_u) = 190(190 - 420) = -43{,}700$$

$$b = P_1(12c_u - 2\sigma_6) = 25(840 - 380) = 11{,}500$$

$$c = P_1(P_1 + 12c_u\bar{z}_1) = 25(25 + 840(0.5556)) = 12{,}291.7$$

2 Raíz positiva y bloque extremo

$$-43{,}700D^2 + 11{,}500D + 12{,}291.7 = 0 \;\Rightarrow\; D_{theoretical} = \mathbf{0.678}\ \mathrm{m}$$

$$L_4 = \frac{\sigma_6 D - P_1}{4c_u} = \frac{190(0.678) - 25}{280} = \mathbf{0.3708}\ \mathrm{m}$$

La profundidad teórica de empotramiento es solo **D = 0.678 m**: como la arcilla empotrada es rígida (c_u = 70 kPa) y la grieta está seca, basta muy poco empotramiento por debajo del fondo de la excavación. El bloque de punta es de 0.371 m.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Enunciado

EJEMPLO

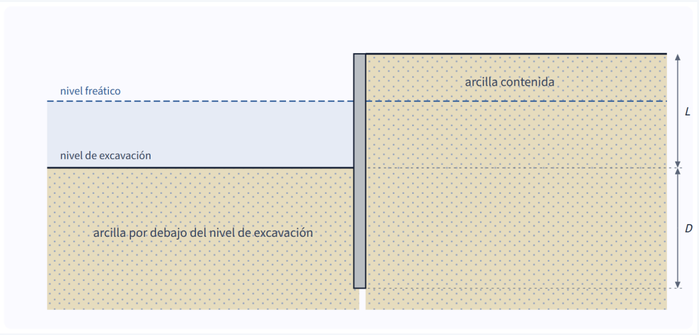
Datos

Datos

Ejemplos 1–3: $P_1 = 25.00$ **kN/m,** $\bar{z}_1 = 0.5556$ **m,** $\sigma_6 = 190$ **kPa**

SE PIDE

z′ donde el cortante es nulo y $\mathbf{M_{max}}$.



Solución

SOLUCIÓN

1 Profundidad a la que el esfuerzo cortante es nulo (desde el fondo de la excavación)

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} = \frac{25}{190} = \mathbf{0.1316}\ \text{m}$$

2 Momento máximo

$$M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2} = 25(0.1316 + 0.5556) - 95(0.1316)^2 = \mathbf{15.53}\ \text{kN}\cdot\text{m/m}$$

M_{max} = 15.53 kN·m/m, a solo 0.13 m bajo el fondo de la excavación. Como la presión neta es constante, el esfuerzo cortante disminuye linealmente a lo largo de z′ y el momento alcanza su valor máximo muy cerca del fondo de la excavación.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Formas de añadir un margen de seguridad

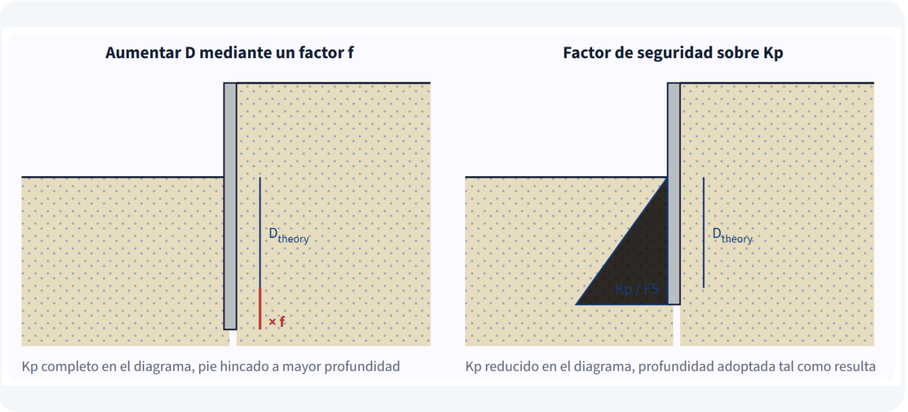
TEORÍA

A la profundidad teórica no hay margen adicional. Dos vías (figura):

Aumento de la profundidad: $D_d = f \cdot D_{teór}$; en arcilla se toma f = 1.4–1.6 (valor predeterminado del módulo, 1.5). Las presiones y el momento son los del muro teórico.

Factor de seguridad sobre el empuje pasivo: el diagrama se construye desde el principio con σ_p/FS_p ($\sigma_p = \sigma_v + 2c_u$); la profundidad resultante se utiliza tal cual y **el momento aumenta**.

Profundidad dada: se comprueba frente a la profundidad requerida ($D_{dado} \geq D_{d,req}$); con $\sigma_p/FS_{p,mob}$ el diagrama queda exactamente equilibrado a la profundidad dada. Los esfuerzos internos se estudian para los dos casos y la tablestaca se selecciona con el **mayor momento**; el momento a la profundidad dada puede ser mayor que el de la profundidad requerida.



Enunciado

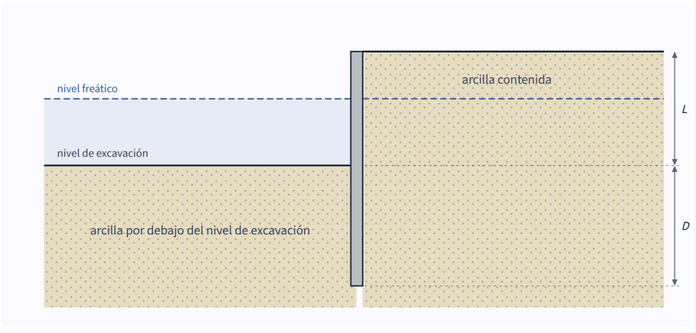
EJEMPLO

Datos

Muro	**muro inicial con grieta de tracción llena de agua (valor predeterminado del módulo): $L = 5$ m, $c_u = 30/70$ kPa; si la grieta está seca, D = 0.678 m (Ejemplo 3)**
Carreteras	$f = 1.5$; $FS_p = 1.5$; **dado** $D = 5.0$ **m; tablestaca S275,** $W_{el} = 1\,400$ **cm³/m (**$\gamma_F = 1.35$**)**

SE PIDE

D_d de cada vía, longitud total, **M_{max}** y grado de aprovechamiento **η** de la tablestaca.



Solución

SOLUCIÓN

1 $D_d = f \cdot D_{teór}$ (el momento no cambia); en el procedimiento con K_p el diagrama se reconstruye

Carretera	D_d (m)	L + D (m)	M_{max} (kN·m/m)	η (EN 1993)	Nota
Grieta seca, f = 1.5 (Ejemplo 3)	1.017	6.02	15.53	0.054	$D_{teór}$ = 0.678 m
Grieta llena de agua, f = 1.5	3.433	8.43	181.91	0.638	$D_{teór}$ = 2.288 m
Lleno de agua, FS_p = 1.5	2.775	7.77	187.51	0.657	la profundidad y el momento aumentan
Lleno de agua, con D = 5.0 m dado	5.000	10.00	209.71	0.735	$FS_{p,mob}$ = 5.19

La grieta llena de agua introduce una carga mucho mayor: P_1 25.0 → 79.5 kN/m, $D_{teór}$ 0.68 → 2.29 m, M_{max} 15.5 → 181.9 kN·m/m (Ejemplo 6). La D = 5.0 m dada es mayor que la profundidad de proyecto (3.43 m) y moviliza solo 1/5.2 de la resistencia pasiva; sin embargo, da un **momento mayor** (209.7 kN·m/m) que el de la situación de profundidad requerida (181.9): la tablestaca se selecciona según el mayor.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Agua en la grieta de tracción y distintos niveles de agua

TEORÍA

Grieta llena de agua (valor predeterminado del módulo): la presión hidrostática a lo largo de la grieta $P_w = ½\gamma_w z_c^2$ se suma al empuje activo (su brazo está en el tercio inferior de la grieta); el total es $P_1 = P_w + ½\sigma_a(L)(L - z_c)$. Si se elige la grieta **seca**, rigen las ecuaciones de la fuente.

Mismo nivel de agua en ambos lados: las presiones hidrostáticas por encima del nivel de excavación se anulan; bajo el nivel freático se emplea el peso específico sumergido γ′ de la arcilla, y si no hay nivel freático, el γ natural en todas partes.

Niveles distintos (más allá de la fuente): la presión neta del agua por encima del fondo de la excavación se suma al empuje activo (sin filtración). Como la arcilla se resuelve en tensiones totales, en lugar de $(\gamma L_1 + \gamma' L_2)$ se utiliza $\Delta q = q_r - q_e$, la diferencia entre las tensiones verticales totales de las dos caras; los niveles de agua dentro de la arcilla no intervienen en el análisis sin drenaje.

$$u_{net}(z) = \gamma_w(z - D_w) - \gamma_w(z - D_{w,exc}) \quad (\text{cada término} \geq 0)$$

$$\sigma_6 = 4c_u - \Delta q \qquad \Delta q = q_r - q_e$$

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\gamma_w z_c^2 + \tfrac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$$

Enunciado

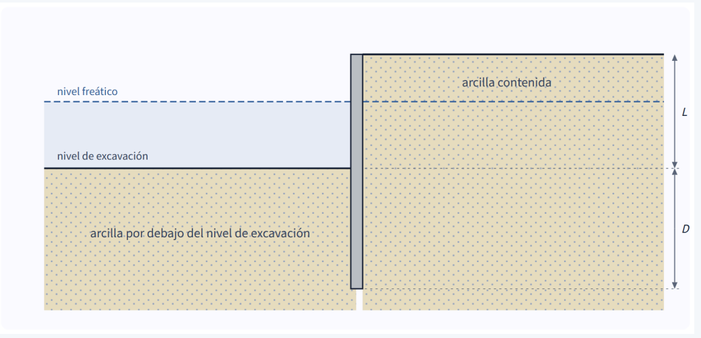
EJEMPLO

Datos

Muro	**El muro de los Ejemplos 1–5 ($L = 5$ m, $\gamma = 18$, $c_u = 30/70$ kPa)**
Casos	**(a) grieta seca; (b) grieta llena de agua (predeterminado); (c) agua a 2 m detrás y a 6 m del lado de la excavación (presión neta del agua)**

SE PIDE

Para (b), $\mathbf{P_1}$ y $\bar{\mathbf{z}}_\mathbf{1}$ (a mano); valores de $\mathbf{D_{teór}}$ y $\mathbf{M_{max}}$ para los tres casos.



Solución

SOLUCIÓN

1 (b) Se añade la presión del agua en la grieta (profundidad de la grieta z_c = 3.333 m)

$$P_w = \tfrac{1}{2}\gamma_w z_c^2 = \tfrac{1}{2}(9.81)(3.333)^2 = 54.50\ \text{kN/m} \quad (\text{brazo } 5 - \tfrac{2}{3}z_c = 2.778\ \text{m})$$

$$P_1 = 54.50 + 25.00 = \mathbf{79.50}\ \text{kN/m} \qquad \bar{z}_1 = \frac{54.50(2.778) + 25.00(0.5556)}{79.50} = \mathbf{2.0790}\ \text{m}$$

2 Resumen de los tres casos (mismas ecuaciones; para D y M se resuelve la ecuación de segundo grado)

Situación	P_1 (kN/m)	$\bar{z}_1$ (m)	σ_6 (kPa)	$D_{teór}$ (m)	M_{max} (kN·m/m)
(a) Grieta seca	25.00	0.556	190	0.678	15.53
(b) Grieta llena de agua	79.50	2.079	190	2.288	181.91
(c) Nivel de agua diferente	115.70	1.754	187	2.765	238.79

La grieta llena de agua eleva P_1 de 25.0 a **79.5 kN/m**: el empotramiento pasa de 0.68 a **2.29 m** y el momento de 15.5 a **181.9 kN·m/m**. Un nivel de agua diferente (presión neta del agua) da P_1 = 115.7 kN/m, D = 2.77 m, M = 238.8 kN·m/m. Omitir el agua de la grieta de tracción queda del lado inseguro.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

EN 1993-1-1 y AISC 360-22

TEORÍA

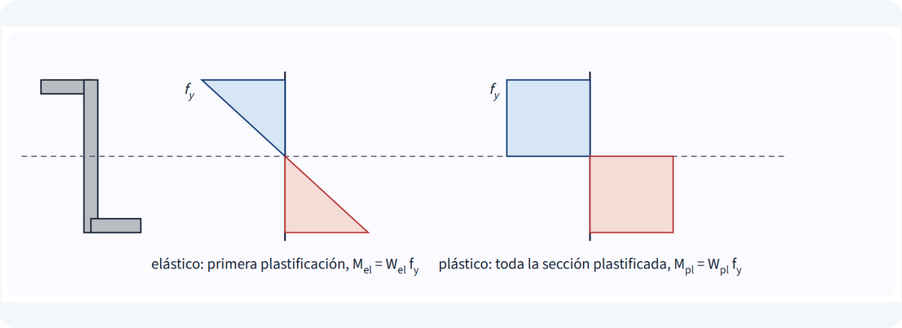
Método clásico: S = M_{max}/σ_{adm}. El módulo realiza una comprobación de estado límite: el momento del diagrama de presión neta es una acción característica; el coeficiente parcial lo lleva al valor de cálculo:

$$M_{Ed} = \gamma_F M_{max} \quad W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} \quad M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \quad \eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

La tabla contiene **W_{el}** (primera plastificación, hasta la clase 3) y **W_{pl}** (plástico completo, clases 1–2). La contribución de la profundidad de empotramiento no se multiplica además por el código de acero.

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

$M_n = F_y Z$ (sección compacta) o $F_y S$ en la primera plastificación; la presión del terreno se considera empuje lateral de tierras H: γ_H = 1.6 en LRFD y 1.0 en ASD.



Enunciado

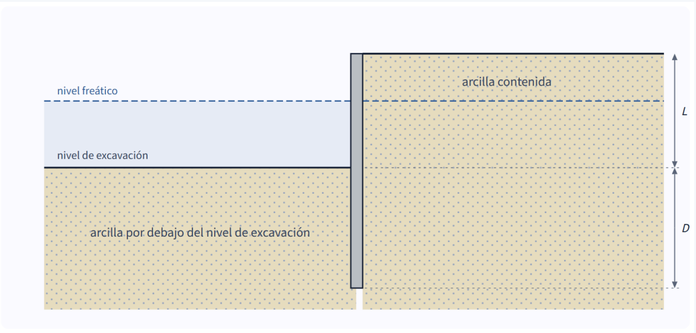
EJEMPLO

Datos

Sección	**S275 ($f_y = 275$ MPa); $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Momento	**Muro con grieta llena de agua: $M_{max} = 181.91$ kN·m/m; EN: $\gamma_F = 1.35$, $\gamma_{M0} = 1.00$; AISC: $\gamma_H = 1.6$, $\Omega_b = 1.67$ ($M_n = F_y S$)**

SE PIDE

Para EN 1993-1-1: **M_{Ed}**, **W_{req}**, $M_{c,Rd}$, **η**; η para AISC LRFD y ASD.



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 EN 1993-1-1

$$M_{Ed} = 1.35(181.91) = \mathbf{245.58}\ \mathrm{kN{\cdot}m/m}$$

$$W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{245.58(1.00)}{275\,000} = \mathbf{893.0}\ \mathrm{cm^3/m}$$

$$M_{c,Rd} = 1\,400 \cdot 10^{-6}(275\,000) = 385.00\ \mathrm{kN{\cdot}m/m} \qquad \eta = \frac{245.58}{385.00} = \mathbf{0.638}\ \leq 1\ \checkmark$$

La tablestaca elegida es suficiente: η = **0.638**; W requerido = 893 cm³/m < 1 400 cm³/m.

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

1 AISC 360-22: $M_n = F_y S = 275\,000\,(1\,400 \cdot 10^{-6}) = 385.0$ kN·m/m

$$\text{LRFD: } M_u = 1.6(181.91) = 291.06\ \text{kN·m/m} \leq \phi_b M_n = 0.90(385.0) = 346.5 \quad \eta = \mathbf{0.840}$$

$$\text{ASD: } M_a = 181.91\ \text{kN·m/m} \leq \frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{385.0}{1.67} = 230.5 \quad \eta = \mathbf{0.789}$$

También es suficiente según AISC: LRFD η = **0.840**, ASD η = **0.789**; según EN 1993-1-1, 0.638. Las relaciones difieren porque las filosofías de seguridad de las normas son distintas.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Cuña cuasiestática sin drenaje

TEORÍA

El sismo conserva el planteamiento estático de equilibrio límite al añadir a las cuñas de terreno fuerzas de inercia constantes ($k_h W$ horizontal, $k_v W$ vertical). En arcilla no es aplicable Mononobe–Okabe ($\varphi = 0$); el módulo adopta **una cuña sin drenaje con plano crítico a 45°** (hipótesis de GeoTerva):

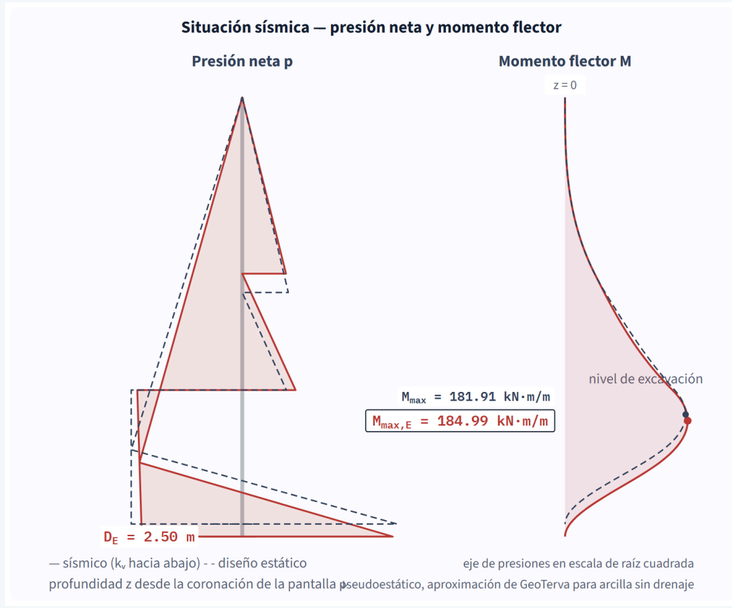
$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad K^c_{AE} = 1 + \tan\theta \qquad K^c_{PE} = 1 - \tan\theta$$

$$\text{presión: } (1 \mp k_v)\,(1 \pm \tan\theta)\,\sigma_v \;\mp\; 2c_u = [(1 \mp k_v) \pm k_h]\,\sigma_v \;\mp\; 2c_u$$

El agua intersticial de la arcilla se mueve siempre solidariamente con el suelo (solidaria); el agua libre solo se da en suelos muy permeables. Se comprueban **los dos sentidos de k_v**.

Comprobación: el diagrama de presiones netas se construye como en el caso estático; las dos ecuaciones de equilibrio dan D_E. El sismo es una situación accidental y no se aplica coeficiente al empuje pasivo: la pantalla resiste si $D_E \le D_d$. En el voladizo, las presiones sísmicas se distribuyen proporcionalmente a la tensión efectiva, como las estáticas.

En la combinación sísmica los efectos se toman con 1.0: $M_{Ed,E} = M_{max,E}$.



Enunciado

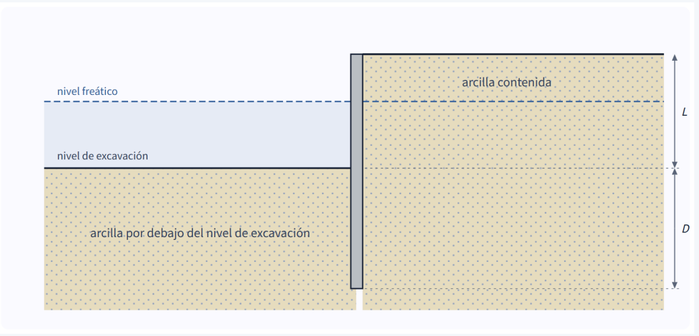
EJEMPLO

Datos

Muro	**Ejemplo 6(b): muro con grieta llena de agua,** $D_{design} = 3.43$ **m,** $M_{max} = 181.91$ **kN·m/m;** $W_{el} = 1\,400$ **cm³/m**
Sismo	$k_h = 0.15$**,** $k_v = \pm 0.075$ **(dos direcciones)**

SE PIDE

Coeficientes sísmicos; $\mathbf{D_E}$ (dos sentidos de k_V), $\mathbf{M_{max,E}}$; ¿soporta este sismo el muro diseñado para el caso estático?



Solución

SOLUCIÓN

1 Coeficientes sísmicos (estático: activo = pasivo = 1) y resultado para las dos direcciones

k_v	f_v	tan θ	activo: $f_v + k_h$	pasivo: $f_v - k_h$	D_E (m)	$M_{max,E}$ (kN·m/m)
+0.075	0.925	0.1622	1.075	0.775	2.391	181.39
−0.075	1.075	0.1395	1.225	0.925	**2.503**	184.99

2 Comprobación y sección

$$D_E = 2.50\ \text{m} \ \leq\ D_{design} = 3.43\ \text{m}\ \checkmark$$

$$M_{Ed,E} = M_{max,E} = 184.99\ \text{kN·m/m} \qquad \eta_E = \frac{184.99}{385.00} = \mathbf{0.481}\ \leq 1\ \checkmark$$

El dimensionamiento estático **resiste** este sismo: el diagrama sísmico exige solo **2.50 m** de empotramiento (cálculo 3.43 m); el momento es 185.0 kN·m/m (estático 181.9), prácticamente el mismo, y la tablestaca es adecuada. Como la presión neta en la arcilla es constante, el sismo modifica muy poco el diagrama.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Método del coeficiente de reacción del terreno

TEORÍA

El equilibrio límite proporciona la profundidad de empotramiento y el momento, pero no **cuánto se desplaza la pantalla**. Para el desplazamiento en condiciones de servicio, la pantalla es una viga elástica (EI) y el terreno de cada cara está formado por muelles independientes (Winkler):

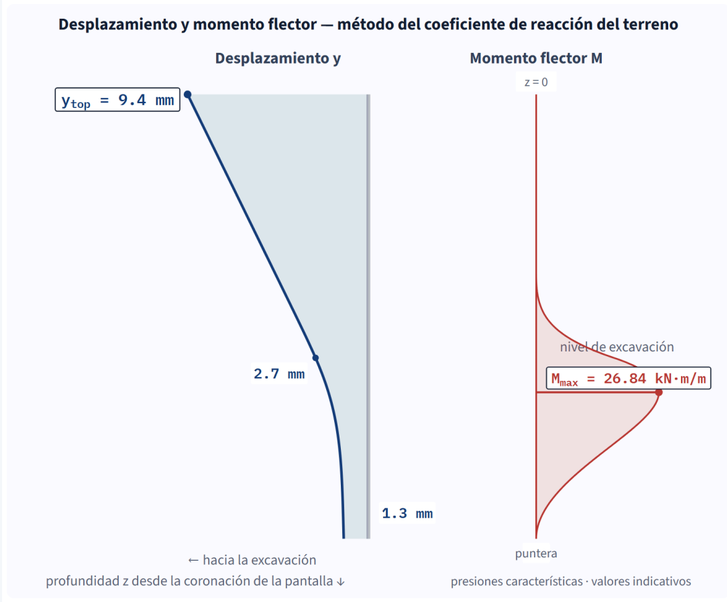
$$EI\frac{d^4y}{dz^4} = p_R(z) - p_E(z) + u_{net}(z)$$

$$p_R = K_0\sigma_{v,r} - k_h y \;\; (\sigma_a \le p_R \le \sigma_p) \qquad p_E = K_0\sigma_{v,e} + k_h y \;\; (\ldots) \qquad K_0 = 1 - \sin\varphi'$$

Los muelles parten del empuje al reposo, varían en proporción al desplazamiento y no sobrepasan los límites activo y pasivo. k_h es más un **parámetro del modelo** que una propiedad del suelo. En arcilla, al ser φ = 0, K_0 = 1.

El muro tiene la longitud de diseño (L + D_d), con ambos extremos libres; las presiones son características, sin factor de seguridad. La excavación se realiza en una sola fase, con el muro ya instalado de antemano.

La solución se obtiene por elementos finitos, iterando hasta que los resortes alcancen el estado elástico/activo/pasivo; el resultado se presenta como una **estimación no acotada**.



Enunciado

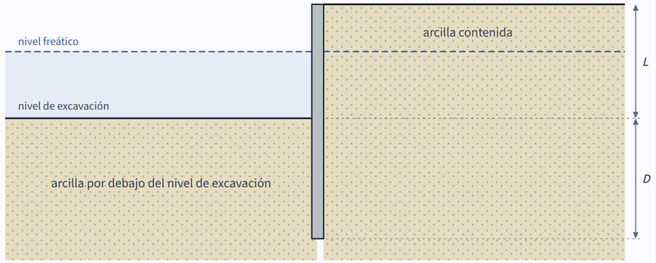
EJEMPLO

Datos

Muro	**Ejemplo 6(b): longitud de cálculo $L + D = 8.43$ m**
Tablestaca	$I = 21\,000$ **cm⁴/m,** $E = 210\,000$ **MPa (**$EI = 44\,100$ **kN·m²/m)**
Suelo	$k_h = 15$ **MN/m³ (arcilla superior),** 30 **MN/m³ (arcilla inferior)**

SE PIDE

Desplazamiento en la coronación del muro, en el fondo de la excavación y en la punta; ¿es el momento máximo del modelo igual al del equilibrio límite?



Solución

SOLUCIÓN

1 Modelo

$$EI = 210\,000\,000(21\,000 \cdot 10^{-8}) = 44{,}100\ \text{kN}\cdot\text{m}^2/\text{m} \qquad K_0 = 1 - \sin 0^\circ = 1$$

$$EI\, y^{IV} = p_R - p_E \ \ \text{(elementos finitos, resortes elásticos/activos/pasivos)}$$

2 Resultado (hacia la excavación)

$$y_{üst} = \mathbf{9.4}\ \text{mm} \qquad y_{excavation\ base} = \mathbf{2.7}\ \text{mm} \qquad y_{tip} = 1.3\ \text{mm}$$

$$M_{max}^{model} = 26.84\ \text{kN}\cdot\text{m/m}\ \ (z = 5.65\ \text{m}) \qquad M_{max}^{limit\ equilibrium} = 181.91$$

La coronación del muro se desplaza hacia la excavación **9.4 mm**, el nivel de excavación 2.7 mm y el pie 1.3 mm. El momento del modelo en estado de servicio (26.8 kN·m/m) es **mucho menor** que el del equilibrio límite (181.9): los resortes utilizan solo el 48% del límite pasivo; el equilibrio límite describe el momento de rotura del muro y ese es el **momento de cálculo**.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Levantamiento del fondo de excavación

TEORÍA

Por corto que sea el empotramiento que dé el equilibrio lateral, este no dice nada sobre el fondo de la excavación. En arcilla el fondo **puede levantarse**: la arcilla situada bajo la excavación es empujada hacia el interior por el peso del terreno contiguo (rotura por capacidad portante inversa). La comprobación habitual en excavaciones compara la resistencia al corte a lo largo de la superficie de rotura con este peso:

$$FS = \frac{5.14\, c_u \left(1 + 0.2\,\frac{B''}{L_{exc}}\right) + \frac{c_{side} H}{B'}}{\sigma_v(H) + q} \qquad B' = \min\left(T, \frac{B}{\sqrt{2}}\right),\ B'' = \sqrt{2}\, B'$$

B es el ancho de la excavación; L_{exc}, la longitud en planta (en una excavación larga desaparece el término de forma); T, la profundidad del estrato rígido bajo el fondo (si no se introduce, la superficie de rotura queda limitada solo por el ancho); c_u, la arcilla bajo el fondo; c_{side}, la cohesión media en la altura retenida; $\sigma_v(H)$, la tensión total del terreno lateral a nivel del fondo.

No se tiene en cuenta el empotramiento del muro por debajo de su base (del lado de la seguridad). La sobrecarga y las cargas en franja o puntuales se añaden a q como cargas uniformes equivalentes dentro de B′. Con varios estratos, la fórmula se emplea con la extensión para terreno estratificado de GeoTerva.

$$FS_{req} = 1.5$$

El factor de seguridad requerido es un dato de entrada; la comprobación solo es válida para excavaciones cohesivas.

Enunciado

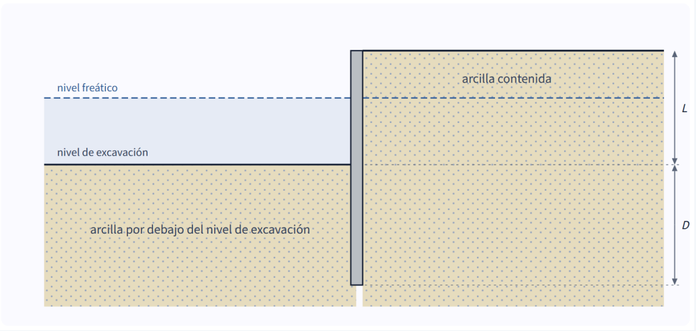
EJEMPLO

Datos

Excavación	**ancho $B = 10$ m (excavación larga, estrato rígido no introducido); muro como en el Ejemplo 6 ($H = 5$ m)**
Suelo	**arcilla bajo la base $c_u = 70$ kPa; promedio en la altura de contención $c_{side} = 30$ kPa; $\sigma_v(H) = 90$ kPa; sin sobrecarga**

SE PIDE

B′, **FS** (≥ 1.5?); ¿y si el ancho de la excavación fuera B = 5 m y 20 m?



Solución

SOLUCIÓN

1 Ancho efectivo (no se introduce L_{exc}: sin término de forma)

$$B' = \frac{B}{\sqrt{2}} = \frac{10}{\sqrt{2}} = \mathbf{7.071}\ \mathrm{m}$$

2 Factor de seguridad

$$FS = \frac{5.14(70) + 30(5)/7.071}{90} = \frac{359.8 + 21.2}{90} = \mathbf{4.23}\ \geq 1.5\ \checkmark$$

$$B = 5\ \mathrm{m}:\ FS = 4.47 \qquad B = 20\ \mathrm{m}:\ FS = 4.12$$

El factor de seguridad frente al levantamiento del fondo de excavación es **4.23** (requerido 1.5): el fondo es seguro. A medida que aumenta el ancho, disminuye la contribución del corte lateral (4.12 para B = 20 m); el valor de c_u de la arcilla inferior es determinante.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Alcance de la solución

TEORÍA

Todos los estratos se tratan como arcilla y se resuelven en **tensiones totales sin drenaje** ($\varphi = 0$): **situación a corto plazo**. La situación drenada a largo plazo (c', φ') no se comprueba; en muros permanentes puede ser determinante. Un muro con relleno de arena se diseña con el módulo de arena.

Presiones de Rankine sin adherencia entre muro y terreno: $K_a = K_p = 1$; activa $\sigma_v - 2c_u$, pasiva $\sigma_v + 2c_u$; sin succión por encima del nivel de excavación (grieta de tracción, por defecto llena de agua, o seca; por debajo del nivel freático la grieta retiene el agua subterránea).

Diagrama de presión neta simplificado de la fuente: a cada profundidad, las presiones de las dos caras; el bloque extremo, a partir del equilibrio horizontal; la profundidad, a partir de los momentos. El agua es igual o distinta en las dos caras (sin filtración); la filtración no se modela.

En sismo, la arcilla se trata con una cuña pseudoestática sin drenaje con plano crítico a 45° (hipótesis de GeoTerva). La tablestaca se verifica a flexión; no se comprueban el esfuerzo cortante, el pandeo local ni la corrosión. El desplazamiento se calcula con el método del coeficiente de reacción del terreno y se indica sin valor límite.

Resumen

Puntos clave

Arcilla sin drenaje ($\varphi = 0$, c_u): activo $\sigma_v - 2c_u$, pasivo $\sigma_v + 2c_u$; la succión cercana a la superficie no se considera: **grieta de tracción $z_c = (2c_u - q)/\gamma$**; $P_1 = \frac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$, $\bar{z}_1 = (L - z_c)/3$

Bajo el fondo de la excavación la presión neta es constante: $\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$, en la punta $\sigma_7 = 4c_u + (\ldots)$; si no se cumple $\sigma_6 > 0$, la arcilla no puede sostener el muro

Equilibrio: $L_4 = (\sigma_6 D - P_1)/(4c_u)$; ecuación de segundo grado para D (ejemplo: 0.678 m; 2.288 m con la grieta llena de agua); $z' = P_1/\sigma_6$, $M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \sigma_6 z'^2/2$

Una **grieta llena de agua** aumenta mucho P_1, D y M (25 → 79.5 kN/m; 15.5 → 181.9 kN·m/m); suponerla seca es inseguro

Profundidad de diseño: f = 1.4–1.6 (el momento no cambia) o σ_p/FS_p; el mayor momento de los dos casos para la profundidad dada

Sección: EN 1993-1-1 $\eta = 0.638$; AISC LRFD/ASD 0.840 / 0.789. **Sismo**: $D_E = 2.50$ m ≤ 3.43 m; con el método del coeficiente de balasto, desplazamiento en cabeza ≈ 9 mm

Levantamiento del fondo: $FS = (5.14c_u(1 + 0.2B''/L_{exc}) + c_{side}H/B')/(\sigma_v(H) + q)$; en el ejemplo 4.23 ≥ 1.5

Referencias bibliográficas

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

EN 1993-1-1:2005 — Proyecto de estructuras de acero, reglas generales.

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

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

Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, 7, 355–358.

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.

NOTA

Todos los ejemplos numéricos se han obtenido con el propio motor de cálculo del módulo; el módulo da los mismos valores. El ejemplo resuelto de la página del módulo es también este muro (L = 5 m, γ = 18 kN/m³, c_u = 30 / 70 kPa).

GeoTerva

Cálculos geotécnicos en línea

De la teoría a la práctica

Introducir en GeoTerva la altura del propio muro, el perfil de arcilla estratificado, el agua, la grieta de tracción, la sección de la tablestaca y los coeficientes sísmicos; el módulo da conjuntamente el diagrama de presiones, la profundidad de empotramiento, el momento, la comprobación de la sección, el desplazamiento y el levantamiento del fondo.

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