Presentación de clase de geotecnia · Muros de contención

Muro de suelo reforzado (MSE)

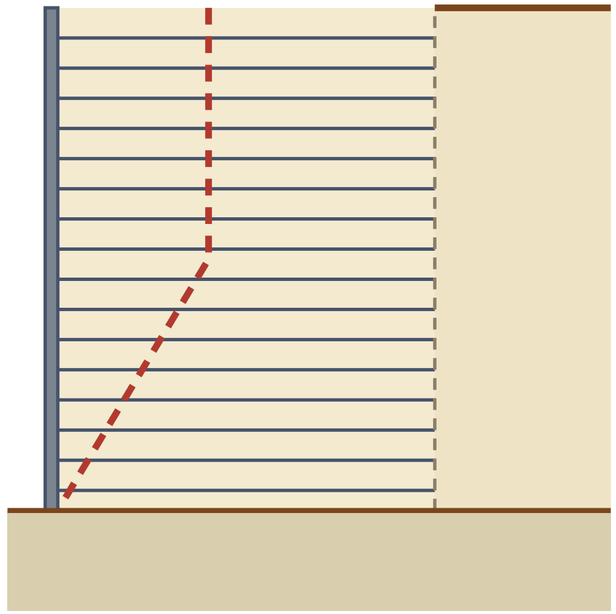
Clase: estabilidad interna (rotura, arrancamiento), estabilidad externa (vuelco, deslizamiento, capacidad portante) y comprobación sísmica de un muro de suelo reforzado; un ejemplo resuelto en cada tema.

Suelo reforzado

Rotura · arrancamiento

Vuelco · deslizamiento · capacidad portante

Sismo



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

Introducción

¿Qué aprenderemos en esta clase?

La lógica del suelo reforzado: la presión del terreno provoca tracción en el refuerzo y la fricción entre ambos mantiene unidos a los dos; el paramento solo retiene el terreno

Estabilidad interna: tracción en cada nivel $T = \sigma'_h S_V S_H$, **rotura** (incluido el margen por corrosión), **arrancamiento** (longitud efectiva por detrás de la superficie de rotura)

La **superficie de rotura** (bilineal o cuña de Rankine) y la relación K_r/K_a: con refuerzo rígido, la tensión lateral en la parte superior es mayor que la de Rankine

La estabilidad externa: el bloque reforzado L × H es un muro de gravedad; vuelco, excentricidad (L/6), deslizamiento y capacidad portante (ancho efectivo de Meyerhof)

Por qué la **sobrecarga variable** solo carga, y el efecto del **sismo** sobre el bloque, el empuje y los niveles de refuerzo

Cómo corregir un diseño insuficiente: longitud del refuerzo, tipo de refuerzo

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: H = 10 m, flejes de acero galvanizado 75 × 6 mm (f_y = 240 MPa), L = 7.5 m, S_V = 0.6 m, S_H = 1.0 m; relleno γ = 16.5 kN/m³, φ′ = 36°; suelo de cimentación φ′ = 28°, c′ = 50 kPa. Las fuerzas son por metro de muro (por fleje).

¿Qué hace y qué se comprueba?

TEORÍA

Un muro de suelo se sostiene por sí solo únicamente con el ángulo de reposo. Si al colocar el relleno se disponen delgados **elementos de tracción** (bandas de acero galvanizado, geotextil, geomalla), el suelo soporta la compresión y el refuerzo la tracción, y la **fricción** mantiene unidos a ambos. El paramento (paneles de hormigón, bloques o el envolvimiento del refuerzo) retiene el terreno y no soporta ninguna otra carga.

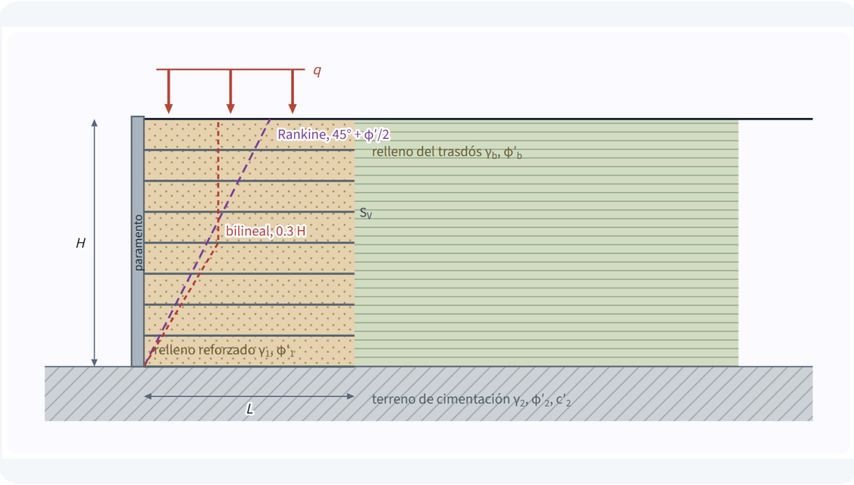
Estabilidad interna: cada nivel debe soportar la tracción (1) sin **rotura** del refuerzo, (2) sin **arrancamiento** por detrás de la superficie de rotura, (3) sin **rotura** en el paramento (conexión).

Estabilidad externa: el bloque reforzado de ancho L y altura H es un **muro de gravedad**: no debe volcar por el empuje del relleno trasero, no debe deslizar en la base y el terreno de cimentación debe soportarlo.

Sismo: de nuevo los dos conjuntos de comprobaciones, con empuje dinámico + inercia del bloque y de la zona efectiva (los factores de seguridad requeridos son el 75% de los estáticos).

El **relleno** debe ser granular de drenaje libre; la **estabilidad global** (superficie de rotura que pasa por la cimentación o superficie de rotura compuesta) queda fuera de este módulo.

Dos métodos: el enfoque de **Rankine** de la referencia y el **método simplificado** del programa (FHWA/AASHTO) (el método con el que se abre el módulo).



Tensión vertical y lateral, relación K_r/K_a

TEORÍA

z es la profundidad desde la coronación del muro; γ_1 y φ'_1 son el peso específico y el ángulo de fricción del relleno reforzado. El relleno está en estado activo:

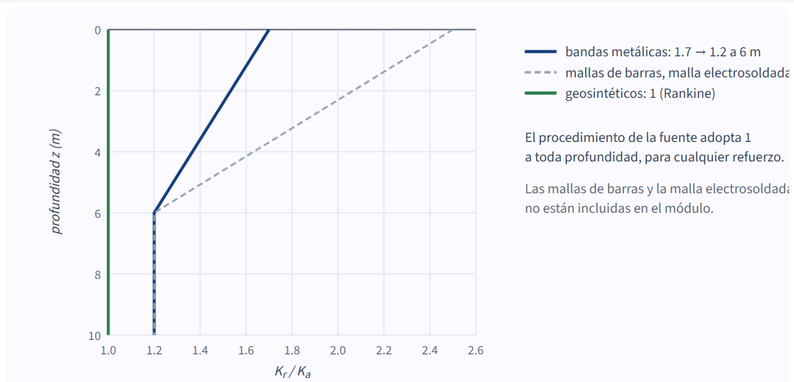
$$\sigma'_v = \gamma_1 z + q_D + q_L \qquad \sigma'_h = K_r\,(\gamma_1 z + q_D + q_L) \qquad K_a = \tan^2\!\left(45^\circ - \frac{\varphi'_1}{2}\right)$$

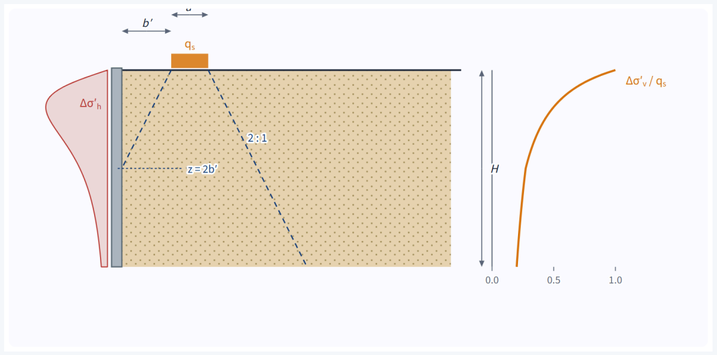
Un refuerzo rígido (inextensible) — bandas de acero — mantiene el relleno en la parte superior **más rígido** que en el estado de Rankine; en el método simplificado, K_r/K_a se toma según el tipo de refuerzo:

$$\text{dovelas: } \frac{K_r}{K_a} = 1.7 - 0.5\frac{z}{6}\ (z \le 6\ \text{m}),\ \ 1.2\ \text{bajo} \qquad \text{geosintético: } \frac{K_r}{K_a} = 1$$

La sobrecarga uniforme aumenta la tensión vertical en q a cualquier profundidad y, mediante K_r, también la tensión lateral. La sobrecarga **variable** (q_L) carga pero **no retiene**: no entra en el peso de vuelco/deslizamiento ni en la tensión vertical que resiste el arrancamiento (del lado de la seguridad).

Carga en franja (Laba–Kennedy): la tensión vertical se reparte a 2:1 y la presión lateral es la solución elástica para un muro rígido (M = 1.4 → 1).





Enunciado

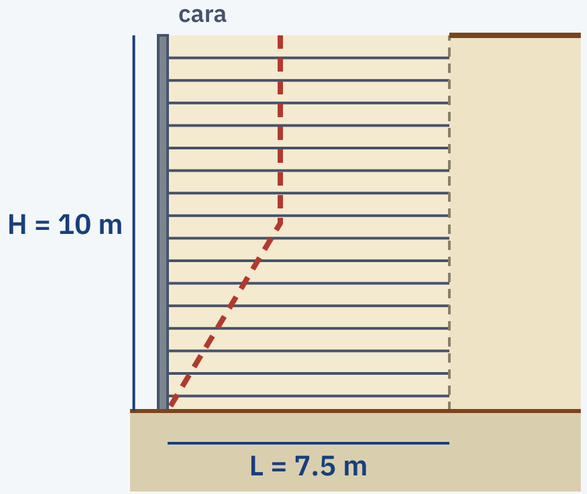
EJEMPLO

SE PIDE

K_a, K_r/K_a, σ'_v y σ'_h a cada profundidad; ¿dónde está la tensión lateral máxima?

Datos

Relleno	$\gamma_1 = 16.5\ \mathrm{kN/m^3}$, $\varphi'_1 = 36°$; **bandas de acero; método simplificado; sin sobrecarga**
Profundidades	$z = 0.6;\ 3.0;\ 6.0$ **y** 10.0 **m (base)**



Solución

SOLUCIÓN

1 Coeficiente de empuje activo

$$K_a = \tan^2(45^\circ - 18^\circ) = \mathbf{0.2596}$$

2 A cada profundidad ($K_r/K_a = 1.7 - 0.5z/6$, $z \le 6$ m; 1.2 a partir de los 6 m)

z (m)	$\sigma'_v = 16.5z$ (kPa)	K_r/K_a	K_r	$\sigma'_h = K_r\sigma'_v$ (kPa)
0.6	9.9	1.65	0.4284	4.24
3.0	49.5	1.45	0.3764	18.63
6.0	99.0	1.20	0.3115	30.84
10.0	165.0	1.20	0.3115	51.40

Base: σ'_v = **165 kPa**, $K_r = 1.2K_a = 0.3115$, σ'_h = **51.4 kPa**. En el nivel superior (z = 0.6 m) $K_r/K_a = 1.65$: 1.65 veces el valor de Rankine. σ'_h aumenta con la profundidad; la mayor tensión lateral (y la mayor tracción) se da en la base.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Longitud efectiva $L_e = L - L_a$

TEORÍA

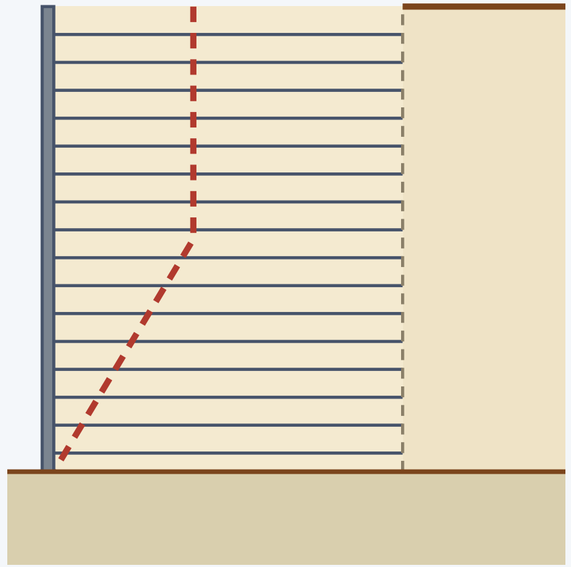
El refuerzo trabaja allí donde el relleno rompería de otro modo. La **parte de cada nivel dentro de la zona de rotura** (entre el paramento y la superficie de rotura) se va con el terreno que desliza y no retiene; solo la **parte situada detrás de la superficie** ancla el nivel: longitud activa L_a y longitud eficaz $L_e = L - L_a$.

$$\text{Rankine: } L_a = \frac{H - z}{\tan(45^\circ + \varphi'_1/2)} \qquad \text{bilineal: } L_a = 0.3H \ (z \le H/2),\ \ L_a = 0.6(H - z) \ (z > H/2)$$

La **fuente** toma para cada refuerzo la cuña de Rankine que parte del extremo frontal (45° + φ′$_1$/2 respecto de la horizontal): con φ′ = 36°, a 5.1 m del paramento en la coronación de un muro de 10 m.

En refuerzo rígido (flejes de acero), las mediciones sitúan la superficie de máxima tracción mucho más cerca del paramento: en la práctica se adopta una superficie **bilineal**: vertical a 0.3H del paramento en la mitad superior y recta desde allí hasta el talón. En geosintéticos se mantiene la de Rankine.

En el método simplificado del módulo, la banda de acero adopta la superficie bilineal y el geosintético la superficie de Rankine; en ambos casos el método de la referencia es el de Rankine.



Rojo discontinuo: superficie de rotura bilineal (tira). La cuña de Rankine comienza a 5.1 m de la cara.

Enunciado

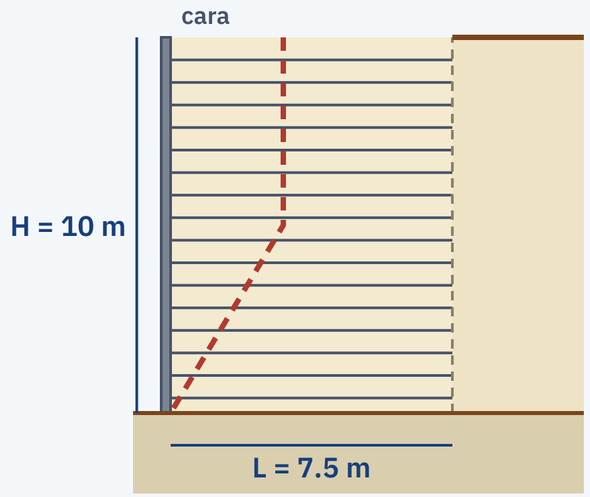
EJEMPLO

SE PIDE

A cada profundidad, $\mathbf{L_a}$ (bilineal y Rankine) y $\mathbf{L_e}$ con la superficie bilineal.

Datos

Muro	$H = 10$ **m,** $L = 7.5$ **m, bandas de acero;** $\varphi'_1 = 36°$
Profundidades	$z = 0;\ 0.6;\ 3;\ 5;\ 6;\ 9.4$ **m**



Solución

SOLUCIÓN

1 Bilineal: para z ≤ 5 m, 0.3H = 3.00 m; para z > 5 m, 0.6(H – z). Rankine: (H – z)/tan63° = (H – z)/1,963

z (m)	L_a bilineal (m)	$L_e = 7.5 - L_a$ (m)	L_a Rankine (m)	L_e Rankine (m)
0.0	3.00	4.50	5.10	2.40
0.6	3.00	4.50	4.79	2.71
3.0	3.00	4.50	3.57	3.93
5.0	3.00	4.50	2.55	4.95
6.0	2.40	5.10	2.04	5.46
9.4	0.36	7.14	0.31	7.19

La superficie bilineal está, en los niveles superiores, más próxima al paramento que la de Rankine (z = 0.6 m: L_a = 3.00 m, Rankine 4.79 m); por ello la **longitud eficaz es mayor** (4.50 m, Rankine 2.71 m). Los niveles superiores, en cambio, soportan K_r/K_a veces más tracción (Ejemplo 4).

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Tracción en el nivel y capacidad del refuerzo

TEORÍA

Cada nivel soporta la tensión lateral del relleno dentro de una **altura de influencia** limitada (S_V) entre las alturas medias de los niveles vecinos. El fleje retiene un ancho de relleno igual a la separación horizontal S_H; como la lámina y la geomalla son continuas, la tracción se expresa por metro de muro:

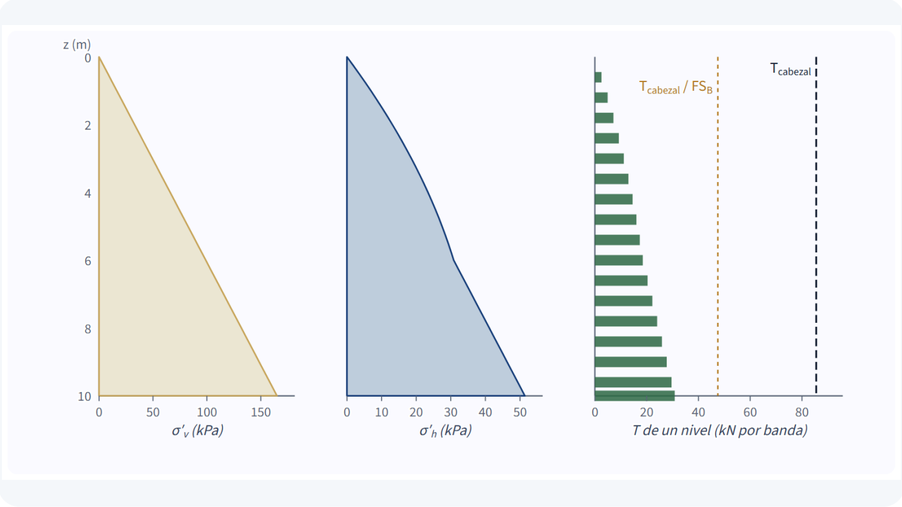
$$T = \sigma'_h S_V S_H \ \text{(por franja)} \qquad T = \sigma'_h S_V \ \text{(por metro de muro)}$$

Banda (ancho w, espesor t, límite elástico f_y): el acero galvanizado en el relleno se corroe 0.025–0.050 mm al año; para una vida útil de cálculo n, el espesor disminuye en r n:

$$t_{eff} = t - rn \qquad T_{diameter} = w\, t_{eff}\, f_y \qquad FS_B = \frac{T_{diameter}}{T} \qquad t_{req} = \frac{FS_B T_{max}}{w\, f_y} + rn$$

Geosintético: la resistencia a largo plazo es la resistencia última a tracción dividida por los factores de daño, fluencia y degradación; la malla no siempre cubre toda la planta (C_r):

$$T_{all} = \frac{T_{ult}}{RF_{id}\, RF_{cr}\, RF_{cbd}} \qquad FS_B = \frac{T_{all} C_r}{T} \qquad S_{V,req} = \frac{T_{all} C_r}{\sigma'_h(H)\, FS_B}$$



Enunciado

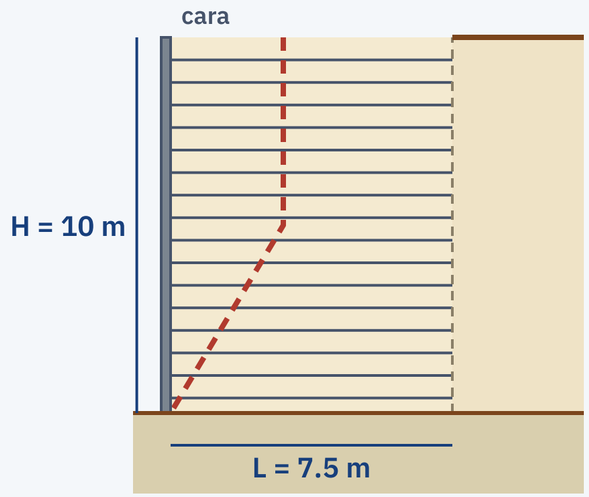
EJEMPLO

SE PIDE

Tracción máxima $\mathbf{T_{max}}$ (por banda); $\mathbf{T_{cap}}$, $\mathbf{FS_B}$; espesor necesario $\mathbf{t_{req}}$.

Datos

Franja	**75 × 6 mm colocado; $f_y = 240$ MPa; corrosión de 0.025 mm/año, vida útil de proyecto de 50 años; $S_V = 0.6$ m, $S_H = 1.0$ m**
Requerido	$FS_B \geq 1.8$ **(aplicación: 0.55 f_y en la sección con corrosión)**



Solución

SOLUCIÓN

1 La tracción máxima se da en el nivel de la base (z = 10 m; σ'_h = 51.40 kPa)

$$T_{max} = \sigma'_h S_V S_H = 51.40(0.6)(1.0) = \mathbf{30.84}\ \text{kN/franja}$$

2 Sección corroída y capacidad portante

$$t_{eff} = 6 - 0.025(50) = 4.75\ \text{mm} \quad (1.25\ \text{mm de pérdida})$$

$$T_{diameter} = w\, t_{eff} f_y = 0.075(0.00475)(240\,000) = \mathbf{85.5}\ \text{kN}$$

$$FS_B = 85.5/30.84 = \mathbf{2.772} \ \geq 1.80\ \checkmark$$

3 Espesor necesario (restituyendo el margen por corrosión)

$$t_{req} = \frac{1.8(30.84)}{0.075(240\,000)} + rn = 3.084 + 1.25 = \mathbf{4.33}\ \text{mm}$$

FS_B = **2.77** ≥ 1.80: el fleje de 6 mm es suficiente; el espesor necesario es **4.33 mm**. El nivel crítico es la base (k = 17).

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Fricción por detrás de la superficie de rotura

TEORÍA

Un nivel que no llega a romperse puede, no obstante, **arrancarse** del relleno. Detrás de la superficie de rotura, el relleno retiene el refuerzo por rozamiento en sus dos caras; el rozamiento es la tensión vertical sobre el nivel multiplicada por el coeficiente que el refuerzo moviliza:

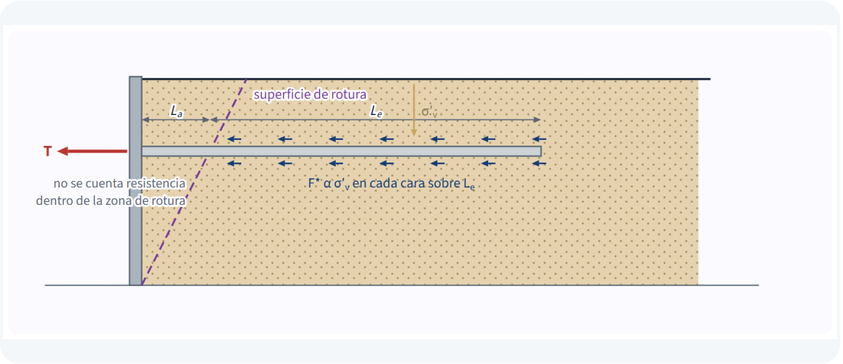
$$P_r = 2R_c\,F^*\alpha\,\sigma'_v\,L_e \qquad FS_P = \frac{P_r}{T} \qquad L_{req} = L_a + \frac{FS_P\,T}{2R_c F^*\alpha\,\sigma'_v}$$

F* coeficiente de resistencia al arrancamiento: tan φ′ para bandas (límite inferior), ⅔ tan φ′ para geosintéticos (límite inferior del módulo; se determina mediante ensayo de arrancamiento). **α** efecto de escala: 1.0 para bandas, 0.8 para geomalla, 0.6 para geotextil.

R_c relación de cobertura: en la banda, el ancho de banda w (por banda); en la geomalla, C_r (por metro de muro); en el manto continuo, 1. **σ'_v** es la tensión vertical en la zona resistente: $\gamma_1 z$ + sobrecarga permanente; **la sobrecarga variable no se incluye** (no retiene).

En las tiras, T y P_r crecen con la profundidad: en el método de la fuente, la longitud efectiva necesaria es la misma en todos los niveles; en el método simplificado, los niveles superiores soportan K_r/K_a veces más tracción, y la longitud efectiva aumenta en la misma proporción.

Conexión: la tracción T_{max} se transmite al paramento; la resistencia se introduce a partir de ensayos de conexión y se comprueba con el coeficiente de rotura.



Enunciado

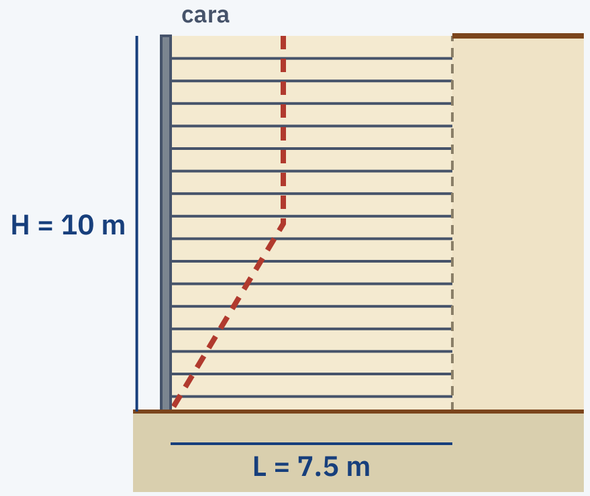
EJEMPLO

SE PIDE

En el nivel 1, **P_r**, **FS_P** y la longitud necesaria **L_{req}**; resumen de todos los niveles.

Datos

Franja y suelo	**El muro de los Ejemplos 1–3;** $F^* = \tan 36^\circ = 0.727$, $\alpha = 1$; $FS_P \geq 1.5$
Niveles	**z = 0.6 m (nivel 1) y demás niveles**



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 Nivel 1 (z = 0.6 m): $K_r/K_a = 1.65$; $\sigma'_h = 4.24$ kPa

$$T = \sigma'_h S_V S_H = 4.24(0.6) = 2.54 \text{ kN} \qquad L_a = 0.3H = 3.00, \quad L_e = 4.50 \text{ m}$$

$$P_r = 2(0.075)(0.727)(1.0)(9.9)(4.50) = \mathbf{4.86} \text{ kN}$$

$$FS_P = \frac{4.86}{2.54} = \mathbf{1.908} \geq 1.5 \checkmark$$

2 Longitud requerida: $L_{req} = L_a + FS_P T/(F^* \alpha \sigma'_v \cdot 2w)$

$$L_{req} = 3.00 + \frac{1.5(2.54)}{0.727(1)(9.9)(2)(0.075)} = 3.00 + 3.54 = \mathbf{6.54} \text{ m}$$

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

3 Resumen de todos los niveles

Nivel	z (m)	T (kN)	L_a	L_e	P_r (kN)	FS_P	L_{req} (m)
1	0.6	2.54	3.00	4.50	4.86	1.91	6.54
2	1.2	4.93	3.00	4.50	9.71	1.97	6.43
5	3.0	11.18	3.00	4.50	24.28	2.17	6.11
10	6.0	18.51	2.40	5.10	55.02	2.97	4.97
17	10.0	30.84	0.00	7.50	134.86	4.37	2.57

La menor seguridad al arrancamiento es **FS_P = 1.91 en el nivel 1** (se requiere 1.5); la mayor longitud necesaria es **6.54 m** (L = 7.5 m es suficiente). En el nivel superior la tracción es pequeña, pero, como σ'_V también lo es, el arrancamiento es más desfavorable allí.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

El bloque es un muro de gravedad

TEORÍA

El bloque reforzado que garantiza la estabilidad interna es **un bloque de suelo de dimensiones L × H** que contiene el relleno situado detrás. El relleno retenido (γ_b, φ'_b) actúa sobre la cara trasera vertical del bloque con el empuje activo de Rankine; la sobrecarga aporta un empuje adicional:

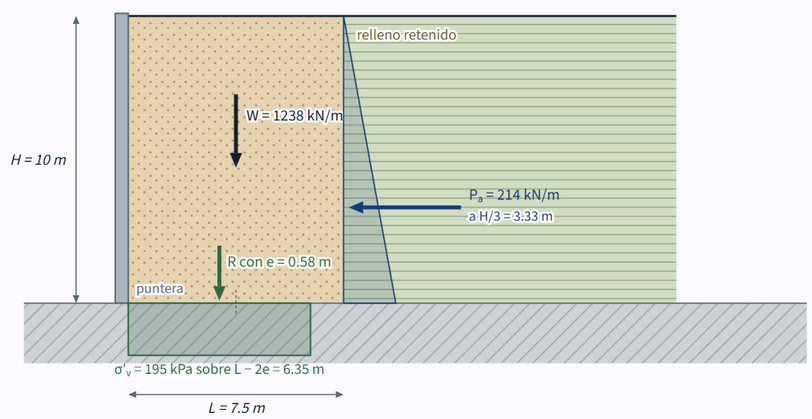
$$P_a = \tfrac{1}{2} K_a \gamma_b H^2 \ \ (H/3) \qquad P_q = K_a\, q\, H \ \ (H/2) \qquad W = \gamma_1 H L \ \ (L/2)$$

$$FS_{ot} = \frac{M_R}{M_o} = \frac{W\, L/2}{P_a H/3 + P_q H/2} \qquad x_R = \frac{M_R - M_o}{\Sigma V} \qquad e = \frac{L}{2} - x_R$$

Estabilizadores: el peso del bloque y la sobrecarga **permanente**. La **carga variable no es estabilizadora**, pues puede no estar presente cuando actúa el empuje (solo cargas).

La misma comprobación se lee de dos formas: la **relación de momentos** ($FS_{ot} \geq 2$) y la posición de la resultante: **e ≤ L/6** para que la base permanezca totalmente comprimida (L/3 en caso de sismo).

El paramento y la parte empotrada delante de él no se incluyen en el peso estabilizador (lado seguro).



Enunciado

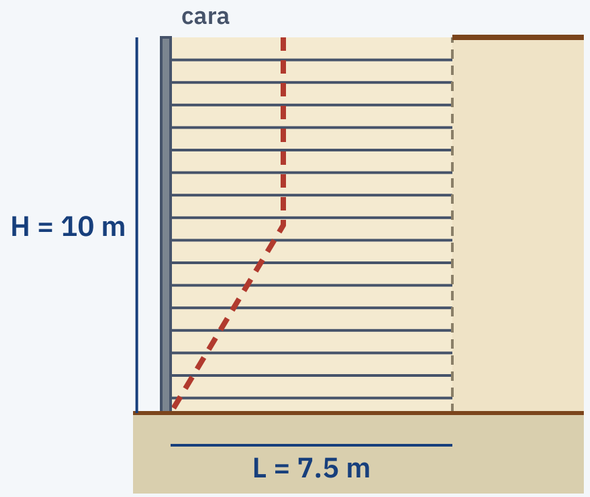
EJEMPLO

SE PIDE

P_a y M_O; **W** y M_R; **FS_{ot}**; posición de la resultante x_R y **e** (límite L/6).

Datos

Bloque	$H = 10$ **m,** $L = 7.5$ **m; relleno reforzado** $\gamma_1 = 16.5$ **kN/m³**
Relleno contenido	**el mismo suelo (**$\gamma_b = 16.5$**,** $\varphi'_b = 36°$**); sin sobrecarga**



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 Empuje activo (K_a = 0.2596) y momento de vuelco

$$P_a = \tfrac{1}{2} K_a \gamma_b H^2 = \tfrac{1}{2}(0.2596)(16.5)(10)^2 = \mathbf{214.18}\ \text{kN/m}$$

$$M_o = P_a\, H/3 = 214.18(3.333) = \mathbf{713.9}\ \text{kN·m/m}$$

2 Peso del bloque y momento estabilizador

$$W = \gamma_1 H L = 16.5(10)(7.5) = \mathbf{1{,}237.5}\ \text{kN/m}$$

$$M_R = W\, L/2 = 1{,}237.5(3.75) = \mathbf{4{,}640.6}\ \text{kN·m/m}$$

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

3 Vuelco y posición de la resultante

$$FS_{ot} = M_R/M_o = 4{,}640.6/713.9 = \mathbf{6.50} \ \geq 2.0 \ \checkmark$$

$$x_R = (M_R - M_o)/\Sigma V = (4{,}640.6 - 713.9)/1{,}237.5 = 3.173 \ \text{m}$$

$$e = L/2 - x_R = 3.75 - 3.173 = \mathbf{0.577} \ \text{m} \ \leq L/6 = 1.25 \ \checkmark$$

El factor de seguridad al vuelco es de **6.50** (≥ 2.0); la resultante se ha desplazado solo **0.58 m** desde el centro de la base hacia la puntera: la base está totalmente comprimida (e ≤ L/6 = 1.25 m).

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Rozamiento en la base

TEORÍA

Si el empuje supera la fricción de la base, el bloque desliza sobre su base. **La fuente** toma la fricción con k ≈ ⅔, como en un muro de hormigón apoyado sobre el terreno; en la base de un bloque reforzado, en cambio, el **terreno se apoya sobre terreno**: la práctica se basa en el ángulo de fricción del **más débil** entre el relleno reforzado y el terreno de cimentación. El módulo conserva el coeficiente ⅔, elige el terreno más débil y no cuenta la cohesión del terreno de cimentación:

$$FS_{sl} = \frac{\Sigma V \, \tan\left(\frac{2}{3}\varphi'_{min}\right)}{\Sigma H} \qquad \varphi'_{min} = \min\left(\varphi'_1, \varphi'_2\right)$$

ΣH: empuje del relleno contenido y (si existe) empuje de la sobrecarga; ΣV: peso del bloque y sobrecarga permanente. **La carga variable interviene en el empuje, pero no en ΣV.**

También se calcula la trayectoria de la fuente (solo relleno, φ'_1); si el terreno de cimentación es débil, el valor del módulo es menor y **es el determinante**.

El deslizamiento se resuelve ensanchando el bloque (ΣV crece linealmente con L); la longitud mejora además el arrancamiento y la excentricidad.

FACTORES DE SEGURIDAD REQUERIDOS

Comprobación	Estático (requerido)	Sismo (requerido, 75 %)
Rotura FS_B	1.80	1.35
Arrancamiento FS_P	1.50	1,125
Vuelco FS_{ot}	2.00	1.50
Excentricidad e	≤ L/6	≤ L/3
Deslizamiento FS_{sl}	1.50	1,125
Capacidad portante FS_{bc}	2.50	1,875

Los valores sísmicos son el 75 % de los estáticos (en la excentricidad, L/6 → L/3). La carga variable se mantiene en ambos casos.

Enunciado

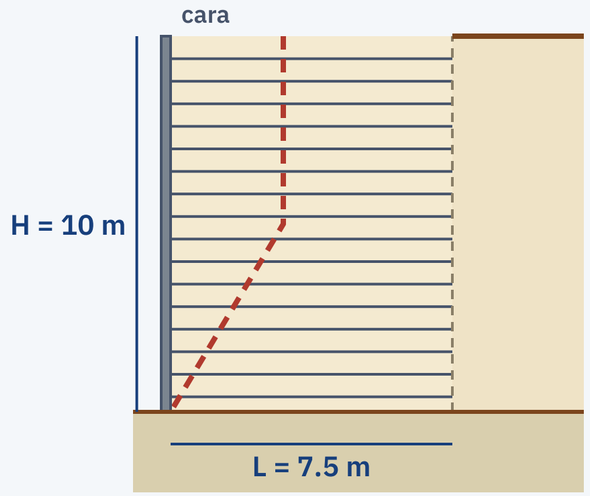
EJEMPLO

Datos

Bloque	**El bloque del Ejemplo 5 ($\Sigma V = 1\,237.5$ kN/m, $\Sigma H = P_a = 214.18$ kN/m)**
Suelos	**relleno reforzado $\varphi'_1 = 36°$; suelo de cimentación $\varphi'_2 = 28°$ ($c'_2 = 50$ kPa, no se considera la cohesión)**

SE PIDE

FS_{sl} por rozamiento en la base; comparación con el procedimiento de la fuente (solo el relleno).



Solución

SOLUCIÓN

1 Suelo débil: φ'_{min} = min(36°, 28°) = 28° (suelo de cimentación)

$$\tan\left(\tfrac{2}{3}\cdot 28^\circ\right) = \tan 18.67^\circ = 0.3378$$

$$R = \Sigma V \tan(\ldots) = 1{,}237.5(0.3378) = 418.1\ \text{kN/m}$$

$$FS_{sl} = \frac{R}{\Sigma H} = \frac{418.1}{214.18} = \mathbf{1.952}\ \geq 1.5\ \checkmark$$

2 Procedimiento de la fuente (solo relleno, φ'_1 = 36°)

$$\tan\left(\tfrac{2}{3}\cdot 36^\circ\right) = \tan 24^\circ = 0.4452$$

$$FS_{sl} = \frac{1{,}237.5(0.4452)}{214.18} = \mathbf{2.572}$$

Como el terreno de cimentación es más débil, el factor de seguridad al deslizamiento es **1.95** (2.57 según el procedimiento de la fuente): el módulo adopta como determinante **el menor**; supera el valor exigido de 1.5.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

El bloque de suelo de cimentación soporta la carga como una zapata corrida

TEORÍA

La fuente compara la capacidad portante de una zapata de ancho L situada en la superficie del terreno, sin término de profundidad, con la tensión vertical en la base. Factores generales de capacidad portante (Vesic): $N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45° + \varphi'/2)$, $N_c = (N_q - 1)\cot \varphi'$, $N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \varphi'$:

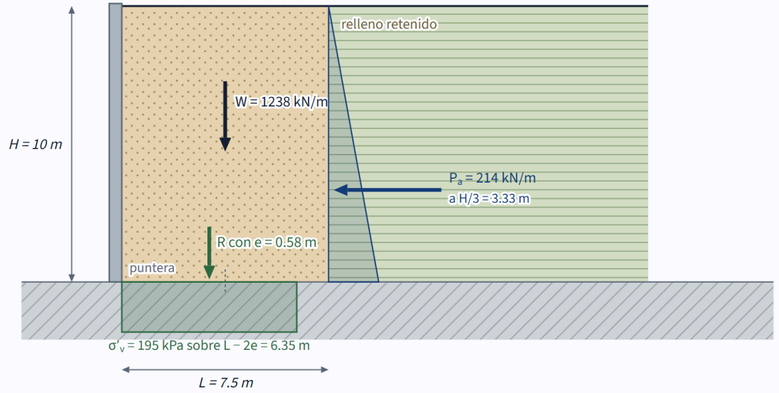
$$q_u = c'_2 N_c + \tfrac{1}{2}\gamma_2 L N_\gamma \qquad FS_{bc} = \frac{q_u}{\sigma'_o},\ \ \sigma'_o = \gamma_1 H + q_D$$

Aplicación (FHWA/AASHTO): la resultante no está en el centro (e) y la presión en la puntera es mayor que la media; por ello, toda la carga vertical se reparte uniformemente sobre el **ancho efectivo de Meyerhof** L′ = L − 2e, y se calcula la capacidad portante de una zapata de este ancho:

$$L' = L - 2e \qquad \sigma'_v = \frac{\Sigma V}{L'} \qquad q_u = c'_2 N_c + \tfrac{1}{2}\gamma_2 L' N_\gamma \qquad FS_{bc} = \frac{q_u}{\sigma'_v}$$

La presión es mayor y la zapata más estrecha: el factor de seguridad de Meyerhof es menor; el módulo **calcula ambos y adopta el menor** como determinante.

Esta página corresponde a una comprobación a corto plazo (sin presión intersticial); la estabilidad global y el asentamiento quedan fuera del módulo.



Enunciado

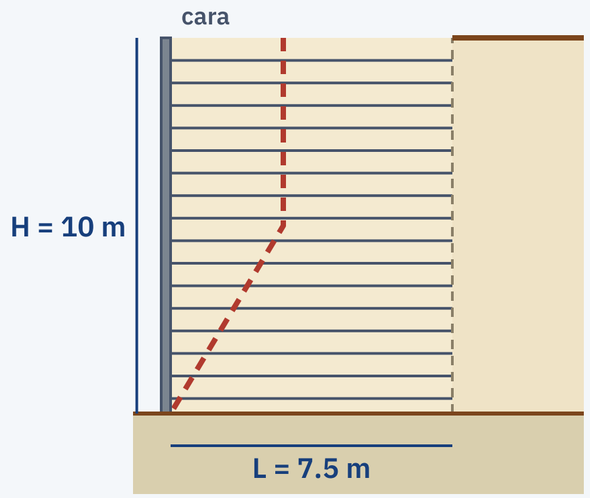
EJEMPLO

SE PIDE

FS_{bc} por el procedimiento de la fuente, **FS_{bc}** con el ancho efectivo de Meyerhof; cuál rige.

Datos

Bloque	**Bloque del Ejemplo 5: $\Sigma V = 1\,237.5$ kN/m, $e = 0.577$ m**
Terreno de cimentación	$\varphi'_2 = 28°$, $c'_2 = 50$ **kPa,** $\gamma_2 = 17.3$ **kN/m³**



Solución

SOLUCIÓN

1 Factores (Vesic, $\varphi'_2 = 28°$): $N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45° + \varphi'/2)$, $N_c = (N_q - 1)\cot \varphi'$, $N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \varphi'$

$$N_q = 14.72 \qquad N_c = 25.80 \qquad N_\gamma = 16.72$$

2 Procedimiento de la fuente (ancho L = 7.5 m, $\sigma'_o = \gamma_1 H = 165$ kPa)

$$q_u = 50(25.80) + \tfrac{1}{2}(17.3)(7.5)(16.72) = 2{,}375 \text{ kPa} \qquad FS_{bc} = 2{,}375/165 = \mathbf{14.39}$$

3 Ancho efectivo de Meyerhof (e = 0.577 m)

$$L' = 7.5 - 2(0.577) = 6.346 \text{ m} \qquad \sigma'_v = \Sigma V / L' = 1{,}237.5/6.346 = 195 \text{ kPa}$$

$$q_u = 50(25.80) + \tfrac{1}{2}(17.3)(6.346)(16.72) = 2{,}208 \text{ kPa}$$

$$FS_{bc} = 2{,}208/195 = \mathbf{11.32} \geq 2.5 \checkmark$$

El procedimiento de la fuente da **14.39**; con el ancho efectivo, **11.32**: dado que la excentricidad aumenta la presión y reduce el ancho de la zapata, **rige el valor de Meyerhof**; ambos están muy por encima de 2.5.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Enunciado

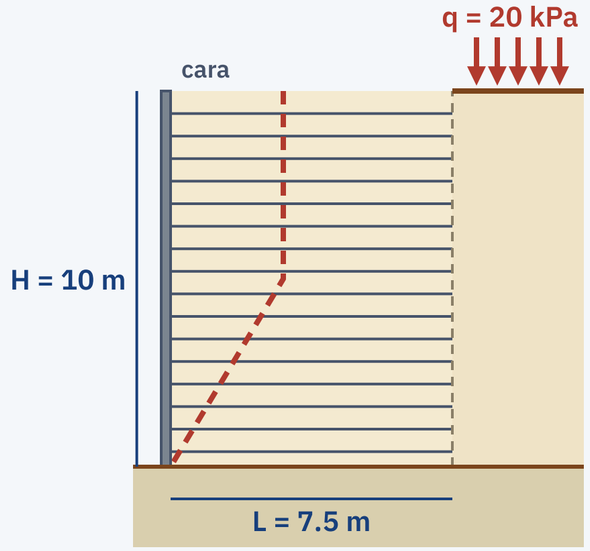
EJEMPLO

Datos

Muro	**Muro de los ejemplos 1–7 (H = 10 m, L = 7.5 m, bandas)**
Carga	**sobrecarga distribuida variable $q_L = 20$ kPa sobre el muro (sobre el bloque y detrás de él)**

SE PIDE

En el nivel 1, **FS_P**; en la base, **T_{max}**, FS_B; comprobaciones externas (empuje, vuelco, deslizamiento, capacidad portante).



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 Nivel 1 (z = 0.6 m): la sobrecarga aumenta la tensión lateral, pero no la resistencia al arrancamiento

$$\sigma'_h = K_r\,(\gamma_1 z + q_L) = 0.4284(9.9 + 20) = 12.81\ \text{kPa} \quad T = 12.81(0.6) = 7.68\ \text{kN}$$

$$P_r = 4.86\ \text{kN} \quad (\sigma'_v = \gamma_1 z = 9.9\ \text{kPa; la carga variable no se tiene en cuenta})$$

$$FS_P = \frac{4.86}{7.68} = \mathbf{0.632} \ < 1.5 \ \text{✗}$$

2 Base: tracción máxima y rotura

$$\sigma'_h = 0.3115(165 + 20) = 57.63\ \text{kPa} \quad T_{max} = 57.63(0.6) = 34.58\ \text{kN}$$

$$FS_B = \frac{85.5}{34.58} = \mathbf{2.47} \ \geq 1.8 \ \text{✓} \qquad L_{req} = 13.68\ \text{m} \ > 7.5 \ \text{✗}$$

En el nivel 1, mientras la tracción aumenta de 2.54 a **7.68 kN**, la resistencia al arrancamiento **se mantiene igual**: FS_P 1.91 → **0.63**. La seguridad frente a la rotura de la armadura es suficiente (2.47), pero la longitud necesaria pasa a ser 13.68 m: la carga variable **solicita, no retiene**.

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

3 Comprobaciones externas: el empuje aumenta; no se incluye en el peso

$$P_q = K_a q_L H = 0.2596(20)(10) = 51.92\ \text{kN/m}\ \ (H/2) \qquad P_a = 266.11\ \text{kN/m}$$

$$M_o = 713.9 + 51.92(5) = 973.6\ \text{kN·m/m} \qquad W = 1{,}237.5\ \text{kN/m (sin carga variable)}$$

$$FS_{ot} = 4{,}640.6/973.6 = \mathbf{4.77} \qquad e = \mathbf{0.787}\ \text{m}\ \le 1.25\ \checkmark$$

4 Deslizamiento y capacidad portante (en la capacidad portante la carga variable también carga la base)

$$FS_{sl} = 1{,}237.5(0.3378)/266.11 = \mathbf{1.57}\ \ge 1.5\ \checkmark$$

$$V = 1\,237.5 + 20(7.5) = 1{,}387.5\ \Rightarrow\ e_b = 0.702,\ \ L' = 6.10\ \text{m},\ \ \sigma'_v = 227.6\ \text{kPa}$$

$$q_u = 2{,}172\ \text{kPa} \qquad FS_{bc} = \mathbf{9.54}\ \ge 2.5\ \checkmark$$

La estabilidad externa es suficiente (vuelco 4.77, deslizamiento 1.57, capacidad portante 9.54), pero **el arrancamiento no cumple** (FS_P = 0.63): en un muro con carga variable, la longitud de los niveles superiores resulta determinante.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Empuje dinámico, inercia del bloque e inercia de la zona activa

TEORÍA

El sismo (pseudoestático, k_h; $k_v = 0$) añade tres fuerzas: el empuje dinámico del relleno contenido (Mononobe–Okabe), la inercia del bloque reforzado y la **inercia de la zona activa** retenida por el refuerzo:

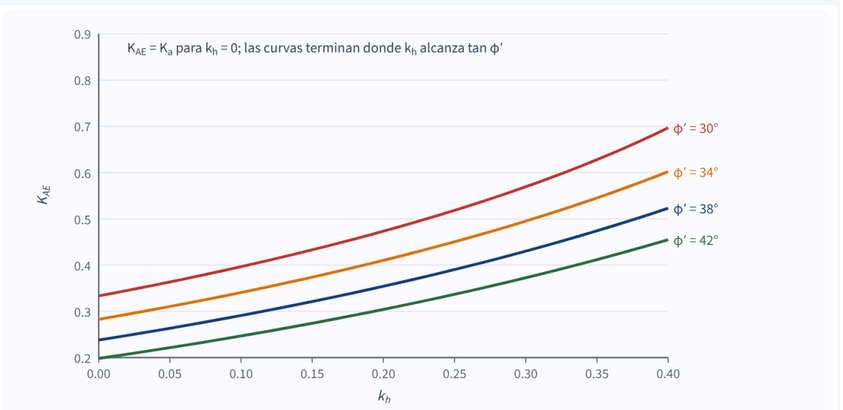
$$\psi = \tan^{-1} k_h \qquad K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi'_b - \psi)}{\cos^2\psi \left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin\varphi'_b \sin(\varphi'_b - \psi)}{\cos\psi}}\right]^2}$$

$$\Delta P_{AE} = \tfrac{1}{2}\gamma_b H^2 (K_{AE} - K_a) \;\; (0.6H) \qquad P_{IR} = \tfrac{1}{2} k_h \gamma_1 H^2 \;\; (H/2) \qquad P_i = k_h W_a \;\Rightarrow\; T_{md} = P_i \frac{L_e}{\Sigma L_e}$$

Se toma la **mitad** de ΔP_{AE} (el empuje y la inercia no alcanzan sus valores máximos al mismo tiempo); P_{IR} solo para el bloque de ancho 0.5H detrás del paramento. La sobrecarga no genera fuerza de inercia.

Comprobaciones externas: $\Sigma H = P_a + \tfrac{1}{2}\Delta P_{AE} + P_{IR}$; $e \le L/3$; los factores de seguridad son el 75 % de los estáticos.

Comprobaciones internas: cada nivel se vuelve a comprobar frente a la rotura con $T + T_{md}$ y frente al arrancamiento con el **80 %** de F*; la carga variable se mantiene como en el caso estático.



Enunciado

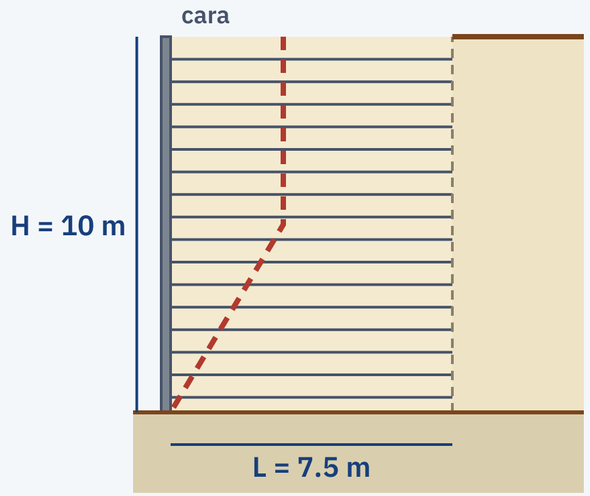
EJEMPLO

SE PIDE

K_{AE}, ΔP_{AE}, P_{IR}; comprobaciones externas; inercia de la zona activa y comprobación de rotura y de arrancamiento de cada nivel con **T + T_{md}**.

Datos

Muro	**Muro de los Ejemplos 1–7; sin sobrecarga**
Sismo	**$k_h = 0.15$ ($k_v = 0$); FS requerido: el 75 % del estático; $e \leq L/3$; en el arrancamiento F^* es el 80 % del estático**



Solución (1/4)

SOLUCIÓN

1 Ángulo sísmico y coeficiente

$$\psi = \tan^{-1} 0.15 = 8.53^\circ \qquad \sqrt{\sin 36^\circ \sin(27.47^\circ)/\cos 8.53^\circ} = 0.5236$$

$$K_{AE} = \cos^2(27.47^\circ)/\left[\cos^2 8.53^\circ (1+0.5236)^2\right] = \mathbf{0.3468} \quad (K_a = 0.2596)$$

2 Incremento del empuje dinámico, inercia del bloque y fuerza horizontal total

$$\Delta P_{AE} = \tfrac{1}{2}(16.5)(10)^2(0.3468 - 0.2596) = \mathbf{71.89}\ \text{kN/m} \ \ (6.0\ \text{m})$$

$$P_{IR} = \tfrac{1}{2}(0.15)(16.5)(10)^2 = \mathbf{123.75}\ \text{kN/m} \ \ (5.0\ \text{m})$$

$$P_s = 214.18 + \tfrac{1}{2}(71.89) + 123.75 = \mathbf{373.88}\ \text{kN/m}$$

3 Momento de vuelco

$$M_{o,E} = 214.18(3.333) + 35.94(6.0) + 123.75(5.0)$$

$$= 713.9 + 215.7 + 618.8 = \mathbf{1{,}548.4}\ \text{kN·m/m}$$

Solución (2/4)

SOLUCIÓN

4 Vuelco y excentricidad (límite L/3 = 2.50 m)

$$FS_{ot,E} = 4{,}640.6/1{,}548.4 = \mathbf{3.00} \ \geq 1.5 \ \checkmark$$

$$x_R = (4{,}640.6 - 1{,}548.4)/1{,}237.5 = 2.499 \text{ m} \qquad e = 3.75 - 2.499 = \mathbf{1.251} \text{ m} \ \leq 2.50 \ \checkmark$$

5 Deslizamiento (sin resistencia frontal)

$$FS_{sl,E} = 1{,}237.5(0.3378)/373.88 = 418.1/373.88 = \mathbf{1.118} \ < 1.125 \ \times$$

6 Capacidad portante (Meyerhof)

$$L' = 7.5 - 2(1.251) = 4.998 \text{ m} \qquad \sigma'_v = 1{,}237.5/4.998 = 247.6 \text{ kPa}$$

$$q_u = 50(25.80) + \tfrac{1}{2}(17.3)(4.998)(16.72) = 2{,}013 \text{ kPa} \quad FS_{bc,E} = \mathbf{8.13} \ \geq 1.875 \ \checkmark$$

Solución (3/4)

SOLUCIÓN

7 Inercia de la zona activa y su reparto entre niveles

$$W_a = \gamma_1 A_a = 16.5(22.50) = 371.25\ \text{kN/m} \qquad P_i = 0.15(371.25) = 55.69\ \text{kN/m}$$

$$T_{md} = P_i L_e / \Sigma L_e \qquad \Sigma L_e = 91.5\ \text{m} \quad (17\ \text{nivel})$$

8 Nivel 1 (z = 0.6 m, L_e = 4.50 m): fuerza de rotura y arrancamiento

$$T_{md} = 55.69(4.50)/91.5 = 2.739\ \text{kN} \qquad T + T_{md} = 2.54 + 2.739 = 5.283\ \text{kN}$$

$$P_{r,E} = 0.8(4.855) = 3.884\ \text{kN} \quad (F^*\ 80\%\ \text{del estático})$$

$$FS_{P,E} = 3.884/5.283 = \mathbf{0.735} \ < 1.125 \quad ✗$$

9 Nivel 17 (base, L_e = 7.50 m): rotura

$$T_{md} = 55.69(7.50)/91.5 = 4.565\ \text{kN} \qquad FS_{B,E} = 85.5/(30.84 + 4.565) = \mathbf{2.415} \ \geq 1.35\ ✓$$

Solución (4/4)

SOLUCIÓN

10 Resumen de resultados (k_h = 0.15)

Comprobación	Estático	Sismo	Requerido (estático / sísmico)	Decisión (sismo)
Rotura FS_B (el menor)	2.77	2.41	1.80 / 1.35	Se cumple
Arrancamiento FS_P (mínimo)	1.91	**0.74**	1.50 / 1,125	**No se cumple** (nivel 1)
Vuelco FS_{ot}	6.50	3.00	2.00 / 1.50	Se cumple
Excentricidad e (m)	0.58	1.25	≤ 1.25 / ≤ 2.50	Se cumple
Deslizamiento FS_{sl}	1.95	**1.118**	1.50 / 1,125	**No se cumple** (en el límite)
Capacidad portante FS_{bc}	11.32	8.13	2.50 / 1,875	Se cumple

El sismo reduce el **arrancamiento ($FS_{P,E}$ = 0.74) y el deslizamiento ($FS_{sl,E}$ = 1.12)** por debajo del valor exigido; se cumplen el vuelco, la excentricidad, la capacidad portante y la rotura del refuerzo. En los niveles superiores la tracción es pequeña, pero como σ'_V también lo es, **el arrancamiento es el eslabón más débil**: debe aumentarse la longitud del refuerzo (Ejemplo 10).

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Enunciado

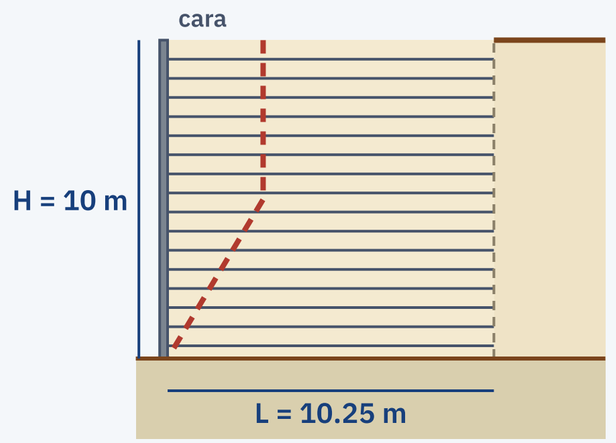
EJEMPLO

SE PIDE

L mínimo: deben cumplirse las comprobaciones sísmicas ($FS_{P,E} \geq 1.125$; $FS_{sl,E} \geq 1.125$; $e \leq L/3$); **tabla de L**.

Datos

Inicial	**Ejemplo 9: arrancamiento ($FS_{P,E} = 0.74$) y deslizamiento ($FS_{sl,E} = 1.12$) insuficientes frente al sismo**
Variable	**longitud de la banda L (se aumenta en pasos de 0.25 m); S_V, S_H, la sección de la banda y el relleno permanecen iguales**



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 Factores de seguridad al aumentar la longitud (en negrita: por debajo del valor requerido)

L (m)	$FS_{P,E}$ (≥ 1,125)	$FS_{sl,E}$ (≥ 1,125)	e_E / (L/3) (m)	FS_P estático	FS_{sl} estático	FS_{bc} estático
7.5	**0.735**	**1.118**	1.25 / 2.50	1.91	1.95	11.32
8.5	**0.884**	1.267	1.10 / 2.83	2.33	2.21	12.65
9.5	**1.033**	1.416	0.99 / 3.17	2.76	2.47	13.87
10.5	1.182	1.565	0.89 / 3.50	3.18	2.73	15.02
11.5	1.331	1.715	0.82 / 3.83	3.60	2.99	16.11
12.5	1.480	1.864	0.75 / 4.17	4.03	3.25	17.16

Con L = 7.5 m, el arrancamiento (0.74) y el deslizamiento (1.12) son insuficientes; **el arrancamiento es determinante**: incluso con L = 9.5 m resulta 1.03 < 1.125. A medida que aumenta la longitud, crecen tanto la longitud efectiva L_e (arrancamiento) como el peso del bloque (deslizamiento, excentricidad).

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

2 Menor longitud con pasos de 0.25 m: L = 10.25 m

$$FS_{P,E} = 1.145 \geq 1.125 \checkmark \qquad FS_{sl,E} = 1.528 \geq 1.125 \checkmark$$

$$e_E = 0.916 \leq \frac{L}{3} = 3.42\ \text{m} \checkmark \qquad FS_{ot,E} = 5.60 \quad FS_{bc,E} = 12.48$$

3 Caso estático con esta longitud (comprobación)

$$FS_P = 3.07 \quad FS_{sl} = 2.67 \quad FS_{ot} = 12.14 \quad e = 0.422\ \text{m} \quad FS_{bc} = 14.74$$

Para el sismo se requiere **L = 10.25 m** (≈ 1.02 H); con esta longitud los factores de seguridad estáticos son muy elevados. El mismo resultado puede buscarse también densificando el refuerzo (S_V, S_H) o con un fleje más ancho o un refuerzo recubierto; la longitud es el factor más directo.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Enunciado

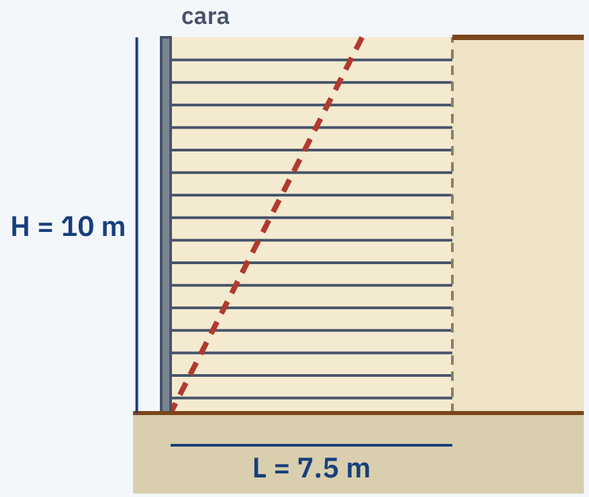
EJEMPLO

Datos

Geomalla	$T_{ult} = 150$ **kN/m;** $RF_{id} = 1.2$, $RF_{cr} = 2.5$, $RF_{cbd} = 1.25$; **revestimiento** $C_r = 0.8$; $S_V = 0.6$ **m**
Arrancamiento	$F^* = \frac{2}{3}\tan 36°$, $\alpha = 0.8$; **superficie de rotura de Rankine (**$K_r = K_a$**);** $FS_B \geq 1.8$, $FS_P \geq 1.5$

SE PIDE

T_{all}, T_{cap}, T_{max} (por metro de muro), **FS_B**, S_V necesario; en el nivel 1, **FS_P** y L_{req}.



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 Resistencia a largo plazo y capacidad

$$RF = 1.2(2.5)(1.25) = 3.75 \qquad T_{all} = \frac{T_{ult}}{RF} = \frac{150}{3.75} = 40.0\ \text{kN/m}$$

$$T_{diameter} = T_{all} C_r = 40.0(0.8) = 32.0\ \text{kN/m}$$

2 Tracción y rotura ($K_r = K_a$)

$$\sigma'_h(H) = K_a(165) = 42.84\ \text{kPa} \qquad T_{max} = 42.84(0.6) = 25.70\ \text{kN/m}$$

$$FS_B = \frac{32.0}{25.70} = \mathbf{1.245} < 1.8\ \text{✗} \qquad S_{V,req} = \frac{T_{all} C_r}{\sigma'_h FS_B} = \frac{32.0}{42.84(1.8)} = \mathbf{0.415}\ \text{m}$$

La separación colocada (0.6 m) es excesiva: el factor de seguridad frente a la rotura es 1.25 < 1.8; la separación necesaria es **$S_V \leq 0.415$ m** (o una geomalla más resistente).

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

3 Nivel 1 (z = 0.6 m): superficie de Rankine

$$L_a = (H - z)/\tan 63^\circ = 4.79\ \text{m} \qquad L_e = 7.5 - 4.79 = 2.71\ \text{m}$$

$$\sigma'_h = K_a(9.9) = 2.57\ \text{kPa} \qquad T = 2.57(0.6) = 1.542\ \text{kN/m}$$

4 Arrancamiento (por metro de muro, $R_c = C_r = 0.8$)

$$F^* = \tfrac{2}{3}\tan 36^\circ = 0.4844$$

$$P_r = 2C_rF^*\alpha\sigma'_vL_e = 2(0.8)(0.4844)(0.8)(9.9)(2.71) = 16.64\ \text{kN/m}$$

$$FS_P = 16.64/1.542 = \mathbf{10.79}\ \geq 1.5\ \checkmark \qquad L_{req} = L_a + \frac{1.5\,T}{2C_rF^*\alpha\sigma'_v} = \mathbf{5.17}\ \text{m}$$

En el geosintético, el arrancamiento queda sobradamente cubierto (FS_P = 10.79); la longitud necesaria sigue la cuña de Rankine: **L_{req} = 5.17 m** (< 7.5 m). El modo determinante es la **rotura**: se ajusta con la resistencia de cálculo y la separación.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Enunciado

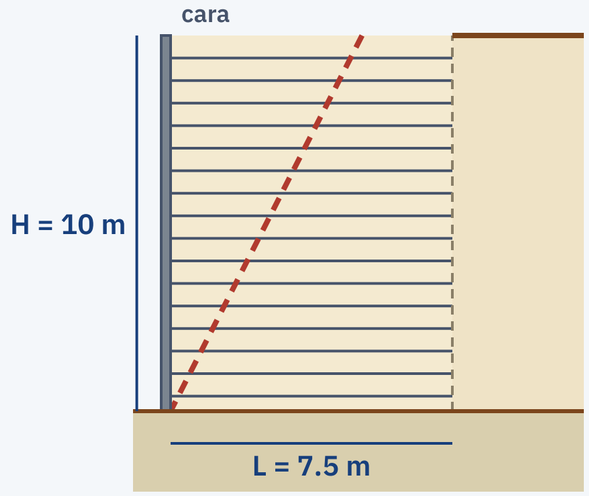
EJEMPLO

SE PIDE

Escribir lado a lado los **factores de seguridad** de los siete casos e interpretar las diferencias.

Datos

Muro	**H = 10 m, L = 7.5 m, $S_V = 0.6$ m; relleno $\varphi'_1 = 36°$; mismo terreno de cimentación**
Casos	**método simplificado, enfoque de Rankine de la fuente, carga variable, carga en franja, geomalla, refuerzo corto**



Solución

SOLUCIÓN

1 El mismo muro, siete casos (estático)

Situación	FS_B	FS_P	L_{req} (m)	FS_{ot}	e (m)	FS_{sl}	FS_{bc}
Estado inicial: simplificado, dovelas, L = 7.5 m	2.77	1.91	6.54	6.50	0.58	1.95	11.32
Enfoque de Rankine de la fuente (las mismas franjas)	3.33	1.90	6.93	6.50	0.58	1.95	11.32
Enfoque de Rankine, L = 13.5 m	3.33	6.09	6.93	21.06	0.32	3.51	18.18
Sobrecarga variable q_L = 20 kPa	2.47	0.63	13.68	4.77	0.79	1.57	9.54
Carga en franja de 60 kPa (a′ = 2 m, b′ = 1 m)	2.74	1.32	8.13	3.66	1.14	1.55	7.87
Geomalla 150 kN/m (Rankine, α = 0.8)	1.25	10.79	5.17	6.50	0.58	1.95	11.32
Flejes L = 7 m (0.7H)	2.77	1.70	6.54	5.66	0.62	1.82	10.60

El **planteamiento de Rankine** emplea K_a en la base: la tracción es pequeña (T_{max} 25.7 kN), la rotura del refuerzo presenta un factor alto (3.33), pero la longitud necesaria en la parte superior es de 6.93 m. La **carga viva** reduce todos los factores de seguridad (FS_P 0.63: la carga solicita y no retiene); la **sobrecarga en franja** los reduce menos (FS_P 1.32), porque actúa como peso sobre el bloque y se opone a la rotura. En la geomalla el arrancamiento tiene un amplio margen y **la rotura es la condición determinante** (FS_B 1.25). Con L = 7 m, las tiras de refuerzo siguen siendo suficientes (FS_P 1.70, e = 0.62 m).

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Alcance de la solución

TEORÍA

El **relleno** es granular de drenaje libre (sin presión intersticial); **no hay** agua subterránea dentro ni detrás del muro, ni relleno inclinado sobre el muro.

Los **niveles** se sitúan a las profundidades S_V, $2S_V$, ...; no se modelan una longitud única de refuerzo, la sección trapezoidal ni niveles de distinta longitud. Quedan fuera del alcance las mallas de barras o alambres ($K_r/K_a \geq 2.5$) y el valor de F* de las bandas nervadas, que varía con la profundidad.

Cargas: sobrecarga distribuida (permanente/variable) y sobrecargas en franja (Laba–Kennedy; se superponen). No se modelan las cargas puntuales ni lineales.

El **paramento** no soporta carga; la conexión solo se comprueba con el factor de seguridad frente a la rotura cuando se introduce una resistencia; la parte empotrada delante de él no se cuenta.

No se comprueban: la estabilidad global y compuesta (análisis de estabilidad de taludes), el asentamiento y el asentamiento diferencial, el drenaje, el paramento y las fases de construcción.

Las comprobaciones son de tipo **tensión admisible** (factores de seguridad globales); no se utilizan los coeficientes de carga y de resistencia de AASHTO LRFD/GEC 11. Para un muro importante deben verificarse además, por separado, los datos del producto, la estabilidad global y el asentamiento.

Resumen

Puntos clave

Suelo reforzado: la presión del terreno la soporta la tracción del refuerzo, y el rozamiento los une. Estabilidad interna: rotura, arrancamiento, (conexión); estabilidad externa: vuelco, deslizamiento, capacidad portante para el bloque de L × H

Tensión: $\sigma'_h = K_r\sigma'_v$; en las tiras, $K_r/K_a = 1.7 \rightarrow 1.2$ (hasta 6 m), y 1 en el geosintético. **Tracción** $T = \sigma'_h S_V S_H$; la tracción máxima se produce en la base

Rotura: $T_{cap} = w(t - rn)f_y$ (fleje) o $T_{all}C_r$ (geosintético); **arrancamiento**: $P_r = 2R_cF^*\alpha\sigma'_vL_e$, con L_e detrás de la superficie de rotura (bilineal / Rankine)

Comprobaciones externas: FS_{ot}, $e \leq L/6$, $FS_{sl} = \Sigma V \tan(\frac{2}{3}\varphi'_{min})/\Sigma H$, capacidad portante (de la fuente y de Meyerhof con $L' = L - 2e$; el menor valor)

La carga variable solicita, no resiste: aumenta la tracción y el empuje, y no interviene en el arrancamiento ni en el peso; en el ejemplo FS_P 1.91 → 0.63

Sismo: ΔP_{AE} (la mitad, a 0.6H), P_{IR}, $P_i \rightarrow T_{md}$; el FS necesario es el 75 % del estático; el muro del ejemplo **no cumple a arrancamiento (0.74) ni a deslizamiento (1.12)** y cumple con L = 10.25 m

Geomalla: $T_{all} = T_{ult}/(RF_{id}RF_{cr}RF_{cbd})$; la rotura del refuerzo es la condición determinante ($S_{V,req}$ = 0.415 m); el arrancamiento tiene amplia holgura

Referencias bibliográficas

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning, Boston. Capítulo 13, apartados 13.10 a 13.17: refuerzo del suelo, proyecto de muros con flejes metálicos, geotextiles y geomallas; Tabla 4.2 para los factores de capacidad portante.

Berg, R.R., Christopher, B.R. and Samtani, N.C. (2009). Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Vol. I, FHWA-NHI-10-024. Federal Highway Administration, Washington, D.C.

American Association of State Highway and Transportation Officials (2012). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 6th ed., Section 11.10, Mechanically stabilized earth walls.

Vidal, H. (1966). La terre armée. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, July–August, 888–938.

Laba, J.T. and Kennedy, J.B. (1986). Reinforced earth retaining wall analysis and design. Canadian Geotechnical Journal, 23(3), 317–326.

Koerner, R.M. (2005). Designing with Geosynthetics, 5th ed. Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.

Binquet, J. and Lee, K.L. (1975). Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101(GT12), 1257–1276.

Martin, J.P., Koerner, R.M. and Whitty, J.E. (1984). Experimental friction evaluation of slippage between geomembranes, geotextiles and soils. Proceedings, International Conference on Geomembranes, Denver, 191–196.

Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressures during earthquakes. Proceedings, 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).

Vesic, A.S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 99(SM1), 45–73.

NOTA

Todos los ejemplos numéricos se han obtenido con el propio motor de cálculo del módulo; el módulo da los mismos valores. El ejemplo paso a paso de la página del módulo es también este muro (H = 10 m, fleje galvanizado 75 × 6 mm, L = 7.5 m, S_V = 0.6 m, S_H = 1.0 m).

GeoTerva

Cálculos geotécnicos en línea

De la teoría a la práctica

Introducir en GeoTerva la altura del propio muro, su refuerzo (fleje, geomalla, geotextil), el relleno, la sobrecarga y el coeficiente sísmico; el módulo proporciona conjuntamente la seguridad frente a la rotura y al arrancamiento de cada nivel, las comprobaciones externas del bloque y la longitud necesaria.

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