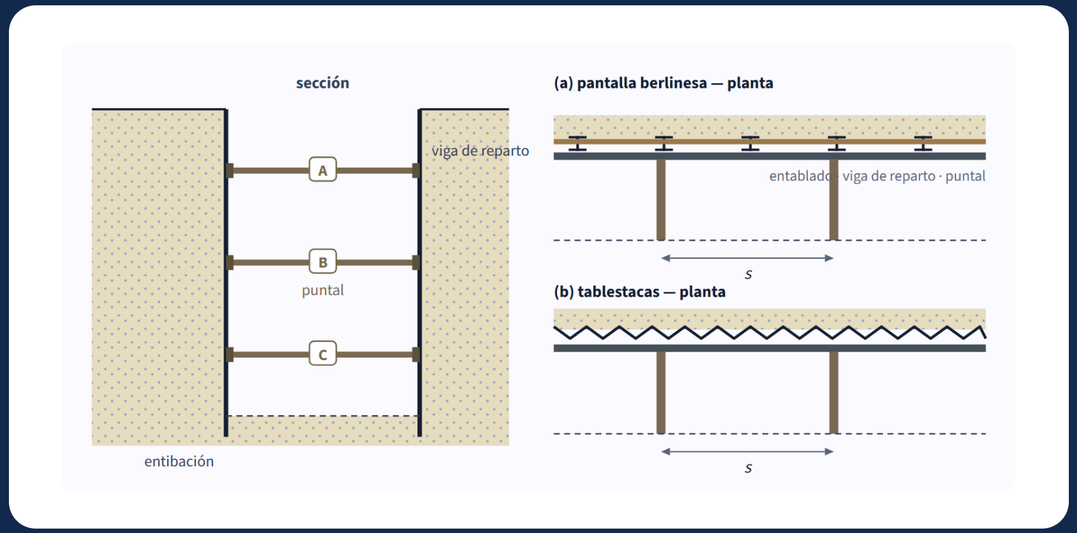
Presentación de clase de geotecnia · Pantallas de tablestacas y excavaciones entibadas

Arcilla sobre arena: excavación entibada

Clase: arena y arcilla en la misma excavación (cohesión equivalente de Peck); envolvente, cargas en los puntales, dimensionamiento de la tablestaca y de la viga de reparto, comprobación del acero y levantamiento del fondo; ejemplo resuelto en cada tema.



- Entibación de excavaciones
- Arcilla equivalente (arena + arcilla)
- Puntal · viga de reparto · tablestaca
- EN 1993 · AISC 360
- Levantamiento del fondo

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

Introducción

¿Qué aprenderemos en esta clase?

Por qué la presión en una excavación entibada **no es de Rankine** y cómo se construyen las envolventes; envolventes en arcilla (con γH/c)

Cuando la excavación atraviesa arena y arcilla, la **cohesión equivalente** de Peck, c_{av}, y γ_a; la elección de la envolvente mediante $\gamma_a H/c_{av}$

Cómo la excavación de National Plaza (Chicago) promedia primero **varias arcillas** según su espesor y luego las combina con la arena

La adición de la sobrecarga junto a la envolvente; a partir de la envolvente, las **cargas en los puntales** y el dimensionamiento de la **tablestaca** y de la **viga de reparto**

Verificar el acero con **EN 1993-1-1 y AISC 360-22** y comprobar el **levantamiento del fondo** en un perfil estratificado

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

Excavación de ejemplo: arriba 3 m de arena (γ = 17 kN/m³, φ′ = 30°) sobre arcilla (γ = 18 kN/m³, c = 35 kPa); H = 7.00 m, B = 6.00 m; puntales a 1.00 · 3.50 · 6.00 m de profundidad, separación horizontal s = 3.00 m. Las fuerzas son por metro de muro (cargas en los puntales multiplicadas por s).

Sistema de entibación y sus elementos

TEORÍA

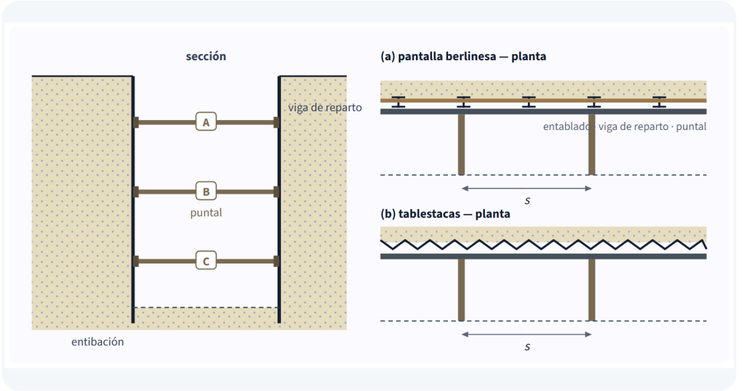
Las excavaciones profundas de paredes verticales (sótanos urbanos, túneles a cielo abierto) se mantienen abiertas con un **sistema de sostenimiento** provisional. Son habituales dos disposiciones: entre **pilotes verticales** (de acero o de madera) hincados previamente se coloca un entablado horizontal de madera a medida que avanza la excavación; o bien **tablestacas** entrelazadas forman un muro continuo.

En cada nivel de apoyo, en cuanto la excavación alcanza ese nivel, se colocan las **vigas de reparto** horizontales; los **puntales** son elementos de acero horizontales, sometidos a compresión, que atraviesan la excavación de una viga de reparto a otra.

Para seleccionar los elementos se necesita la presión lateral que recibirá el sistema de entibación. La teoría da el empuje total, no su **distribución**: la distribución depende del terreno, de la secuencia y el ritmo de los trabajos, del personal y de los equipos.

Por eso las presiones de diseño son **envolventes empíricas**: se trazan en torno a las presiones obtenidas por retroanálisis a partir de las cargas en los puntales medidas en excavaciones reales.

En obra, la separación vertical entre puntales debe ser como mínimo de unos 2.75 m.



Gira alrededor de la coronación del muro

TEORÍA

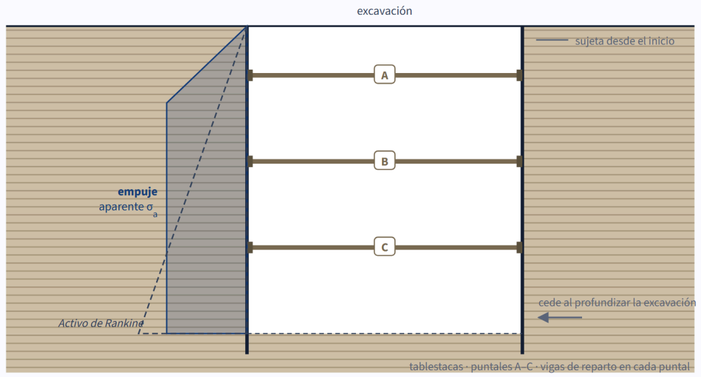
Un muro de contención en voladizo gira en torno a su base y el empuje activo de Rankine (nulo en la parte superior, máximo en la inferior) lo describe bien. **Una pantalla entibada se mueve al revés**: el primer puntal se coloca cuando la excavación es poco profunda, por lo que la parte superior apenas se mueve; cada fase siguiente se excava antes de instalar el puntal y el intervalo se alarga con la profundidad, de modo que la pantalla se flexiona cada vez más abajo: al terminar la excavación ha **girado en torno a su parte superior**.

En la parte superior la presión se mantiene próxima al **valor al reposo** (el terreno se ha movido muy poco).

En la parte inferior la presión puede caer por debajo del valor activo de Rankine (el suelo ha rebasado con creces el equilibrio plástico).

La resultante del empuje P_a actúa **por encima** del tercio del triángulo: a una altura n_aH desde la base, con $n_a > 1/3$.

El empuje total se obtiene con la cuña de espiral logarítmica ($r = r_o e^{\theta \tan \varphi'}$); en suelo granular es un 15–20% superior al valor de Coulomb. Pero como su distribución y n_a dependen del suelo y de la obra, las excavaciones se dimensionan con **envolventes**.



¿Cómo se construyeron las envolventes?

TEORÍA

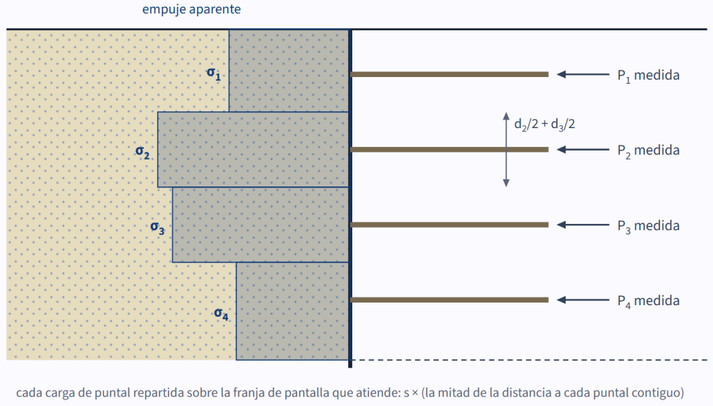
La presión varía de un punto a otro y cada puntal debe dimensionarse para la **carga máxima** que pueda encontrar. Con este fin se construyen las envolventes: en una excavación instrumentada se mide la carga de cada puntal, se divide por la franja de pantalla que sujeta (separación horizontal s × la mitad de las distancias a los puntales superior e inferior) y se convierte en una **presión aparente** sobre esta banda:

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{s\left(d_1 + \frac{d_2}{2}\right)} \qquad \sigma_i = \frac{P_i}{s\left(\frac{d_i}{2} + \frac{d_{i+1}}{2}\right)}$$

d_1 es la profundidad del primer puntal; d_i, las distancias entre los puntales siguientes. El contorno de todos los diagramas dibujados superpuestos es una **envolvente de presiones aparentes**.

Las envolventes de Peck se basan en cargas medidas en arena en excavaciones del metro de Berlín, Múnich y Nueva York; para arcillas blandas a medias y para arcillas duras las estableció con el mismo método.

La envolvente **no es** la presión que actúa sobre el muro en un instante cualquiera: la carga que se obtiene de ella para un puntal está trazada de modo que quede del lado de la seguridad respecto de las cargas medidas.



cada carga de puntal repartida sobre la franja de pantalla que atiende: s × (la mitad de la distancia a cada puntal contiguo)

Bland–media o rígida: γH/c

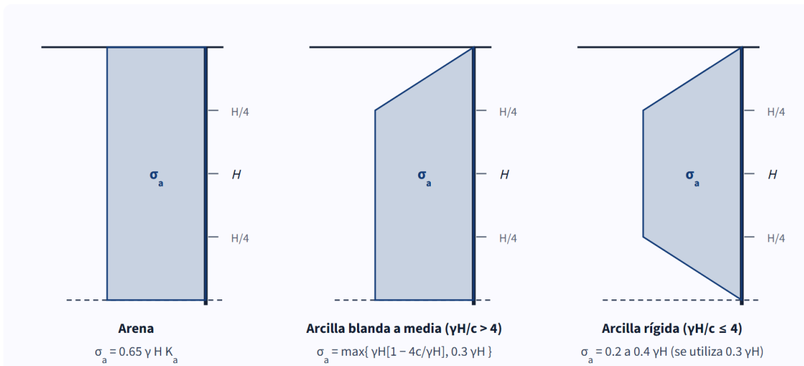
TEORÍA

En arcilla, la forma de la envolvente viene determinada por el **número de estabilidad γH/c** (c cohesión sin drenaje, φ = 0). La **arcilla blanda a media** con γH/c > 4 se ve solicitada por la excavación muy por encima de su resistencia; la **arcilla rígida** está más próxima a su rango elástico:

$$\frac{\gamma H}{c} > 4: \quad \sigma_a = \max\left(\gamma H\left[1 - \frac{4c}{\gamma H}\right], 0.3\gamma H\right) \qquad \frac{\gamma H}{c} \leq 4: \quad \sigma_a \approx 0.3\gamma H$$

La envolvente de arcilla blanda a media es nula en la superficie, crece en el cuarto superior y se mantiene en una meseta constante hasta la base; la envolvente de arcilla rígida crece en el cuarto superior, es constante en la mitad central y vuelve a cero en el cuarto inferior. Rige la mayor de las dos expresiones.

Condiciones: profundidad de excavación ≳ 6 m; agua por debajo del fondo; arcilla sin drenaje (no se considera la presión intersticial).



Cohesión equivalente de Peck

TEORÍA

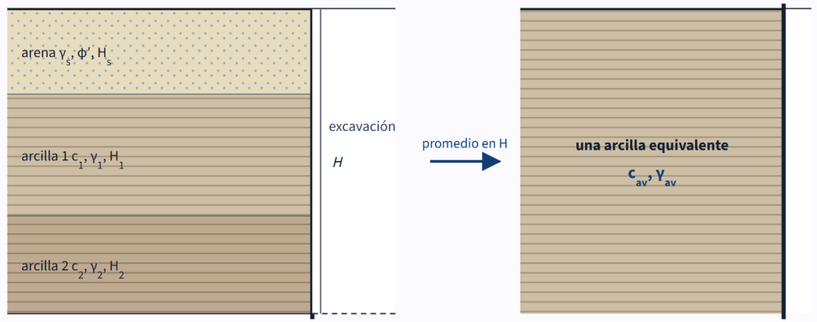
Cuando la excavación contiene tanto arena como arcilla, Peck sustituyó el perfil por **una única arcilla**: promedia la resistencia que el suelo puede movilizar a lo largo de la altura. La arena aporta el rozamiento de su propio peso; la arcilla, su resistencia a compresión simple (reducida por rotura progresiva):

$$c_{av} = \frac{1}{2H}\left[\gamma_s K_s H_s^2 \tan\varphi'_s + (H - H_s)\, n' q_u\right] \qquad \gamma_a = \frac{1}{H}\left[\gamma_s H_s + (H - H_s)\gamma_c\right]$$

H_s, γ_s, φ'_s: altura, peso específico y ángulo de rozamiento efectivo de la arena; K_s coeficiente de empuje lateral de la arena (≈ 1); $q_u = 2c$ resistencia a compresión simple de la arcilla, γ_c su peso específico saturado; n' coeficiente de rotura progresiva, 0.5–1.0 (media 0.75).

Con c_{av} y γ_a, las envolventes de arcilla se aplican a toda la altura; la envolvente se elige con $\gamma_a H/c_{av}$.

Si bajo la arena hay varias arcillas, la fuente las promedia primero ponderando por el espesor ($c_{av} = \Sigma c_i H_i/\Sigma H_i$, γ_{av}), y luego combina esta arcilla equivalente con la arena (como en el caso de National Plaza).



arena: fricción por peso propio y $K_s H_s^2 \tan\phi'$ · arcilla: $n' q_u H$ · ambas sumadas en toda la altura; a continuación se aplica la regla de la arcilla

Enunciado

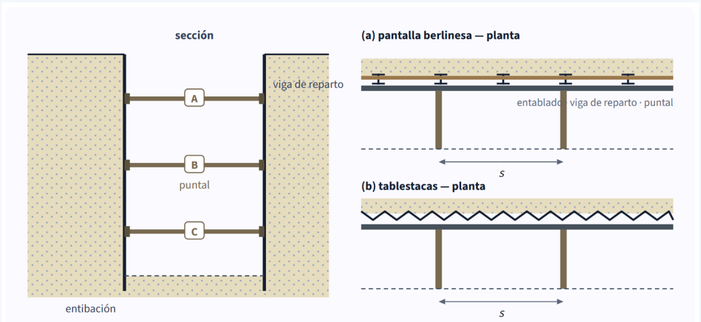
EJEMPLO

Datos

Perfil	**arriba $H_s = 3$ m de arena ($\gamma_s = 17$ kN/m³, $\varphi'_s = 30°$, $K_s = 1$), debajo arcilla ($\gamma_c = 18$ kN/m³, $c = 35$ kPa)**
Excavación y coeficiente	$H = 7.0$ **m;** $n' = 0.75$ **(media); además** $n' = 0.5$ **y** 1.0

SE PIDE

c_{av}, γ_a, $\gamma_a H/c_{av}$, el tipo de envolvente y σ_a; resultado al variar n′.



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 Cohesión y peso específico equivalentes (n′ = 0.75)

$$c_{av} = \frac{1}{2(7)}\left[17(1)(3)^2\tan 30^\circ + (7-3)(0.75)(2\cdot 35)\right] = \frac{88.33 + 210.0}{14} = \mathbf{21.31}\ \text{kPa}$$

$$\gamma_a = \frac{17(3) + (7-3)18}{7} = \mathbf{17.57}\ \text{kN/m}^{\mathbf{3}} \qquad \frac{\gamma_a H}{c_{av}} = \frac{17.57(7)}{21.31} = \mathbf{5.77} > 4$$

Arcilla equivalente: c_{av} = **21.31 kPa**, γ_a = 17.57 kN/m³; $\gamma_a H/c_{av}$ = **5.77** > 4 → envolvente de arcilla blanda–media.

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

2 Envolvente de arcilla blanda a media y sensibilidad a n′

$$\sigma_a = \gamma_a H \left[1 - \frac{4c_{av}}{\gamma_a H}\right] = 17.57(7) - 4(21.31) = \mathbf{37.75}\ \text{kPa}$$

n′	c_{av} (kPa)	$\gamma_a H/c_{av}$	σ_a (kPa)	P_{max} (kN)
0.50	16.31	7.54	57.75	424.5
0.75	21.31	5.77	37.75	277.5
1.00	26.31	4.67	36.90	271.2

Arcilla equivalente: c_{av} = **21.31 kPa**, $\gamma_a H/c_{av}$ = 5.77 > 4: envolvente de arcilla blanda a media, **σ_a = 37.75 kPa**. Si se toma n′ = 0.5, c_{av} baja a 16.31 y σ_a sube a 57.8 kPa: el coeficiente de rotura progresiva influye mucho en el resultado.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Enunciado

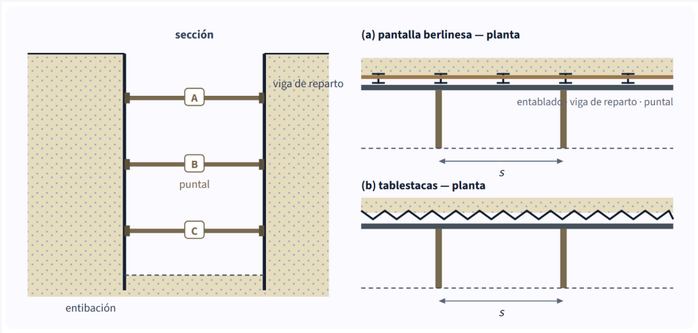
EJEMPLO

Datos

Excavación	$H = 70$ ft $= 21.34$ m de profundidad, seis puntales; bajo el relleno de arena de 13 ft, cuatro arcillas (tabla inferior, SI)
Coeficientes	$K_s = 1$, $\varphi'_s = 30°$, $n' = 0.75$

SE PIDE

Media de la arcilla ponderada por el espesor $c_{av,arc}$; c_{av}, γ_{av}, $\gamma H/c$ y σ_a.



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 Perfil (SI) y arcilla promediada por espesor

Estrato	Espesor (m)	γ (kN/m³)	c (kPa)	Término de contribución (kN/m)
Relleno de arena	3.96	17.28	—	156.6
Arcilla 1	10.06	19.95	19.2	289.0
Arcilla 2	3.35	20.42	33.5	168.6
Arcilla 3	1.83	21.21	95.8	262.7
Arcilla 4	2.13	21.21	191.5	612.9

$$c_{av,clay} = \frac{\Sigma c_i H_i}{\Sigma H_i} = \mathbf{51.16}\ \mathrm{kPa}$$

El promedio de las cuatro arcillas, ponderado por el espesor, es de **51.16 kPa**; el término de la arena $\gamma_s K_s H_s^2 \tan \varphi'_s$ = 156.6, el término de la arcilla $n' q_u \Sigma H_i$ = 1,333.2 kN/m.

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

2 Cohesión equivalente, peso específico y envolvente

$$c_{av} = \frac{\gamma_s K_s H_s^2 \tan\varphi'_s + n' q_u \Sigma H_i}{2H} = \frac{156.6 + 1{,}333.2}{2(21.34)} = \mathbf{34.91}\ \text{kPa}$$

$$\gamma_{av} = \frac{\Sigma \gamma_i H_i}{H} = \mathbf{19.76}\ \text{kN/m}^{\mathbf{3}} \qquad \frac{\gamma_{av} H}{c_{av}} = \frac{19.76(21.34)}{34.91} = \mathbf{12.08}\ > 4$$

$$\sigma_a = \gamma_{av} H \left[1 - \frac{4c_{av}}{\gamma_{av} H}\right] = \mathbf{282.0}\ \text{kPa}$$

Se aplica la envolvente de arcilla blanda a media: **σ_a = 282.0 kPa** (c_{av} = 34.91 kPa, γ_{av} = 19.76 kN/m³, $\gamma_{av}H/c_{av}$ = 12.08). La comparación de esta envolvente con las cargas observadas en las vigas de reparto figura en la sección «Las envolventes en excavaciones reales» (envolvente de Peck ≈ 1.8 veces).

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Se añade junto a la envolvente

TEORÍA

La **sobrecarga q** no entra en la envolvente (los coeficientes empíricos también se le aplicarían); se considera como su propia presión uniforme en toda la altura y, en arcilla sin drenaje, $K_a = 1$: $\mathbf{\Delta p_q = q}$.

Agua: las envolventes en arcilla son sin drenaje y se formulan en tensiones totales; en la arcilla el agua ya está incluida en el peso específico y en la resistencia sin drenaje. El agua situada por encima del fondo se dibuja y se anota, pero no se añade como carga independiente; solo modifica el peso del terreno: peso específico saturado bajo el agua y, en el estrato cortado por el agua, la media de los dos valores ponderada por el espesor.

Como el espesor del estrato de arena determina la arcilla equivalente, el **orden de los estratos** del perfil influye directamente en el resultado: al aumentar el espesor de la arena, c_{av} varía (ejemplo siguiente).

$$\Delta p_q = K_a q = q \;\; (\varphi = 0 \Rightarrow K_a = 1)$$

$$\gamma = \frac{\gamma z_w + \gamma_{sat}(H - z_w)}{H}$$

Enunciado

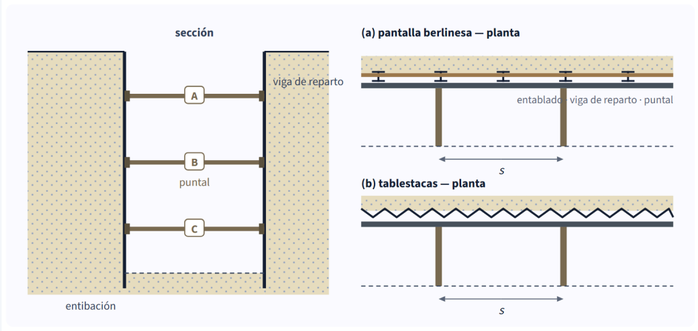
EJEMPLO

Datos

Excavación	**Excavación del ejemplo 1 ($H = 7$ m, $n' = 0.75$): arena 3 m (ejemplo inicial)**
Cambios	**(a) arena de 5 m de espesor (arcilla 2 m); (b) sobrecarga $q = 10$ kPa**

SE PIDE

En cada caso, c_{av}, $\gamma_a H/c_{av}$, σ_a, la carga total R y la carga máxima en los puntales.



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 (a) Arena de 5 m: arcilla equivalente reconsolidada

$$c_{av} = \frac{1}{14}\left[17(5)^2 \tan 30^\circ + (2)(0.75)(70)\right] = 25.03 \text{ kPa}$$

$$\gamma_a = \frac{17(5) + 2(18)}{7} = 17.29 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_a = \max\left(\gamma_a H - 4c_{av},\, 0.3\gamma_a H\right) = \max(20.91, 36.31) = \mathbf{36.31} \text{ kPa}$$

Con 5 m de arena, la cohesión equivalente aumenta, 21.3 → **25.0 kPa**, y la envolvente la determina **$0.3\gamma_a H$ = 36.3 kPa**.

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

2 (b) Sobrecarga: por separado $\Delta p_q = q = 10$ kPa; resumen de los tres casos

Situación	c_{av} (kPa)	γ_a (kN/m³)	$\gamma_a H/c_{av}$	σ_a (kPa)	R (kN/m)	P_{max} (kN)
Excavación (arena 3 m)	21.31	17.57	5.77	37.75	231.2	277.5
(a) arena 5 m	25.03	17.29	4.84	36.31	222.4	266.9
(b) q = 10 kPa	21.31	17.57	5.77	37.75	301.2	351.0

Al aumentar el espesor de arena, c_{av} pasa de 21.3 a 25.0 kPa y la envolvente baja de 37.8 a **36.3 kPa** (la arena con rozamiento aporta más resistencia que la arcilla; ahora la determina la expresión $0.3\gamma_a H$). La sobrecarga no afecta a la envolvente: solo añade $\Delta p_q = 10$ kPa (R pasa de 231.2 a 301.2 kN/m).

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

De la envolvente a las cargas en los puntales

TEORÍA

Los puntales son columnas horizontales: transmiten la presión a lo largo de su eje y se flectan bajo su propio peso; su capacidad depende de la esbeltez y en excavaciones anchas puede requerirse un apoyo adicional. La fuente propone un método simple y conservador para la carga:

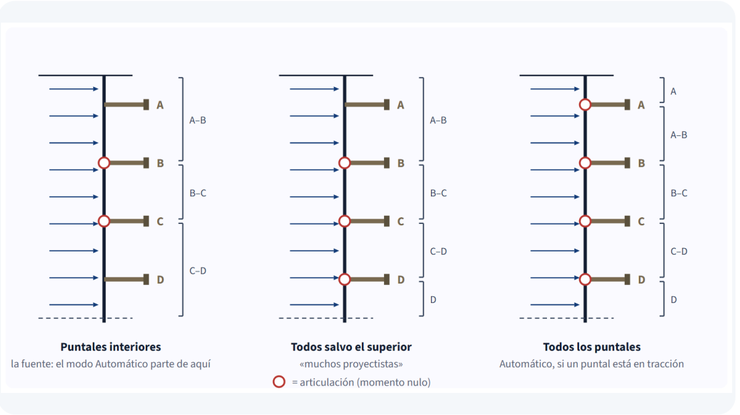
Dibujar la envolvente de presiones y los niveles de apoyo. Considerar la tablestaca **articulada en cada nivel de apoyo**, excepto en el más alto y en el más bajo (muchos proyectistas lo hacen en todos excepto en el más alto).

Dividir la pantalla en las articulaciones en **voladizos simples en los extremos y vigas simples en los tramos intermedios**; obtener las reacciones de cada parte por estática (en una excavación con cuatro apoyos, A, B_1, B_2, C_1, C_2, D).

La carga de un puntal es la suma de las reacciones que recibe × la separación horizontal s.

$$P_A = A\,s \quad P_B = (B_1 + B_2)\,s \quad P_C = (C_1 + C_2)\,s \quad P_D = D\,s$$

Cada tramo es isostático: tiene dos apoyos; el equilibrio de momentos y de fuerza horizontal respecto de uno de los apoyos da ambos. Como el apoyo de la articulación pertenece a los dos lados, recoge **dos reacciones**. Las reacciones son por unidad de longitud del muro (kN/m); s las convierte en carga del apoyo.



Enunciado

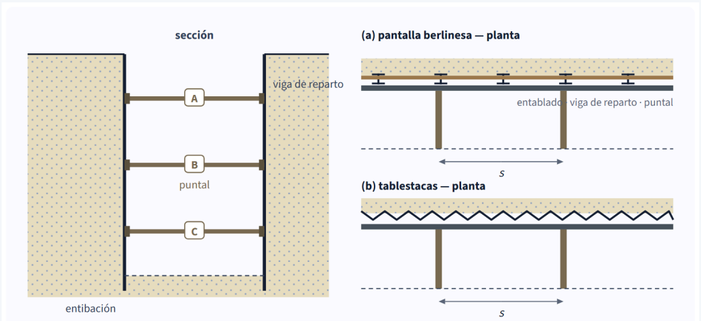
EJEMPLO

Datos

Excavación	$H = 7.00$ m; $B = 6$ m; puntales $z = 1.00, 3.50, 6.00$ m (A, B, C); separación horizontal $s = 3.00$ m
Presión	Ejemplo 1: arcilla equivalente, envolvente blanda–media $\sigma_a = 37.75$ kPa (aumenta en el cuarto superior, constante hasta la base); tablestaca articulada en el puntal B (excepto el superior y el inferior)

SE PIDE

La **resultante W** de las partes y su brazo **z̄**; las reacciones **A, B_1, B_2, C**; las cargas en los puntales **P_A, P_B, P_C**.



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 Dividir la envolvente en tramos en las articulaciones; resultante y brazo de cada tramo (profundidad desde la superficie superior)

Pieza	Intervalo (m)	W (kN/m)	z̄ (m)	Apoyos
1	0.00 – 3.50	99.09	2.139	A (z = 1.00), B (z = 3.50)
2	3.50 – 7.00	132.12	5.250	B (z = 3.50), C (z = 6.00)

2 Primera parte: equilibrio de momentos respecto al primer apoyo

$$R_{B_2} = \frac{W(\bar{z} - z_A)}{z_B - z_A} = \frac{99.09(2.139 - 1.00)}{3.50 - 1.00} = \mathbf{45.14} \qquad R_A = W - R_{B_2} = \mathbf{53.95}\ \mathrm{kN/m}$$

El primer tramo transmite 53.95 y 45.14 kN/m a sus dos apoyos; la reacción del apoyo superior (A) es mayor porque incluye también la carga de la parte en voladizo.

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

3 Segunda parte

$$R_C = \frac{W(\bar{z} - z_B)}{z_C - z_B} = \frac{132.12(5.250 - 3.50)}{6.00 - 3.50} = \mathbf{92.49} \qquad R_{B_1} = W - R_C = \mathbf{39.64}\ \mathrm{kN/m}$$

4 Cada puntal suma las reacciones que recibe; carga = total × s (s = 3.00 m)

Nivel	z (m)	Reacciones recibidas (kN/m)	Total (kN/m)	P = R·s (kN)
A	1.00	53.95	53.95	**161.85**
B	3.50	45.14 + 39.64	84.78	**254.34**
C	6.00	92.49	92.49	**277.47**

La mayor carga en un apoyo es **P_C = 277.47 kN** (nivel C): esta carga determina el dimensionamiento del puntal. Como el apoyo B pertenece a dos tramos, suma dos reacciones.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Momento máximo y módulo resistente necesario

TEORÍA

La **tablestaca** se diseña a partir de las mismas partes: en cada parte se halla el momento flector máximo (donde el esfuerzo cortante cambia de signo: dentro del vano o en el apoyo donde el voladizo se une al puntal); el mayor es el momento de cálculo por unidad de longitud de pantalla. El módulo resistente necesario resulta de la tensión de flexión admisible y de la tabla se elige una sección con un valor al menos igual:

$$M_{max} = \max_{parts} |M| \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

Las **vigas de reparto** pueden considerarse continuas si se empalman adecuadamente; de forma conservadora se toman **articuladas** en los puntales: viga simplemente apoyada de luz s, con la reacción R del nivel (por unidad de longitud del muro) como carga distribuida:

$$M_{max} = \frac{R\, s^2}{8} \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

El nivel con la mayor reacción es el determinante. A veces las vigas de reparto se conectan a la tablestaca en los puntos que proporcionan el apoyo lateral que necesitan.

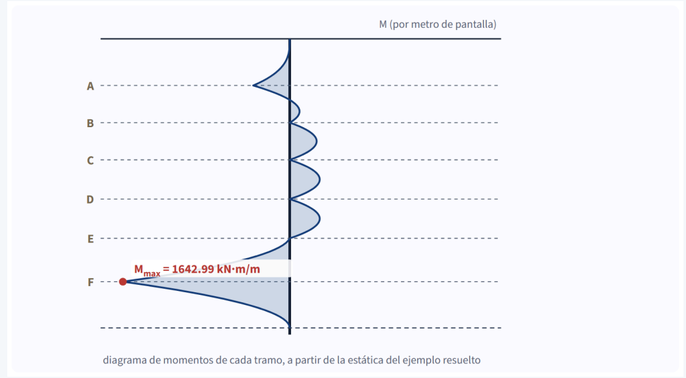
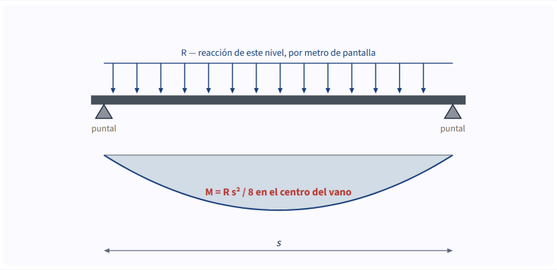


diagrama de momentos de cada tramo, a partir de la estática del ejemplo resuelto



Enunciado

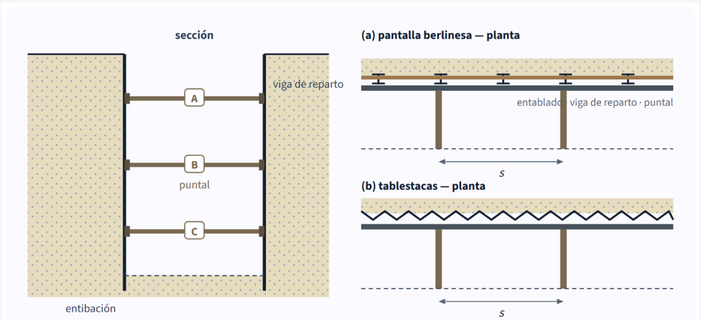
EJEMPLO

Datos

Excavación	**La excavación del Ejemplo 1 ($H = 7$ m, arcilla equivalente, $\sigma_a = 37.75$ kPa); puntales a 1.0 · 3.5 · 6.0 m; $s = 3.0$ m; articulación en B**
Acero	**tensión admisible de flexión $\sigma_{allow} = 170\,000$ kPa**

SE PIDE

M_{max} de la tablestaca y **S** necesario (cm³/m); en el nivel de mayor reacción, **M_{max}** y **S** de la viga de reparto (cm³).



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 Tablestaca: momento máximo en cada parte

Pieza	Intervalo (m)	M_{max} (kN·m/m)	Posición z (m)
1	0.00 – 3.50	26.99	2.30
2	3.50 – 7.00	20.81	4.55

2 Módulo resistente requerido

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}} = \frac{26.99}{170{,}000} = 0.0001588\ \mathrm{m^3/m} = \mathbf{158.8\ cm^3/m}$$

En la tablestaca **M_{max} = 26.99 kN·m/m** (tramo 1, z = 2.30 m): **S ≥ 158.8 cm³/m**.

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

3 Viga de reparto: viga simplemente apoyada en cada nivel (s = 3.000 m)

Nivel	R (kN/m)	M = R s²/8 (kN·m)	S = M/σ_{adm} (cm³)
A	53.95	60.69	357
B	84.78	95.38	561
C	92.49	104.05	612

La mayor reacción se da **en el nivel C** (R = 92.49 kN/m): la viga de reparto se dimensiona con **M_{max} = 104.05 kN·m**, **S ≥ 612 cm³**; las vigas de reparto de los demás niveles pueden ser menores.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Efectos de cálculo, clase, flexión y pandeo

TEORÍA

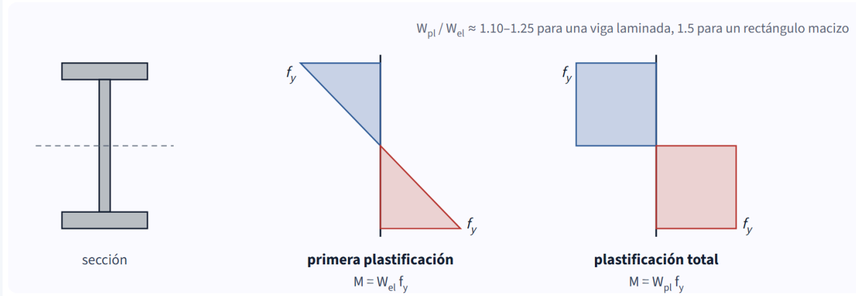
Las cargas obtenidas de la envolvente son **valores de trabajo** (la envolvente de Peck es un límite superior de las cargas medidas); se mayoran una sola vez al valor de cálculo: $E_d = \gamma_F E_k$. Cada elemento se comprueba con el límite elástico de su propio grado de acero (f_y); la sección se define por el **módulo resistente** del elemento (tablestaca: W_{el} por metro; viga de reparto: W; puntal: A e I respecto del eje débil).

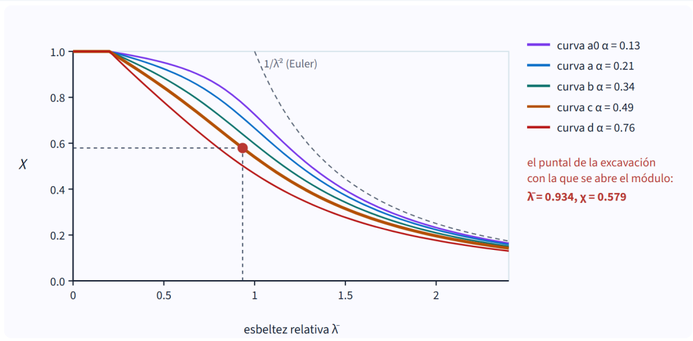
$$M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \qquad \eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1 \qquad W = W_{pl}\ (\text{clase 1–2}),\ W_{el}\ (\text{clase 3})$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \qquad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \qquad \Phi = 0.5\left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2\right] \qquad \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \le 1 \qquad N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

El puntal pandea según su eje débil: I es el momento de inercia menor y $L_{cr} = K\,L_b$ la longitud efectiva (ancho de la excavación, si entre medias no pasa ningún perfil de la pantalla berlinesa ni arriostramiento en cruz). α procede de la curva de pandeo (curva c: 0.49).

En la tablestaca, la misma resistencia se aplica por unidad de ancho (EN 1993-5; deslizamiento de las cerraduras β_B en perfiles U, 1.0 en perfiles Z). Como el ala comprimida de la viga de reparto se apoya contra la pantalla, el pandeo lateral por torsión no es determinante.





Enunciado

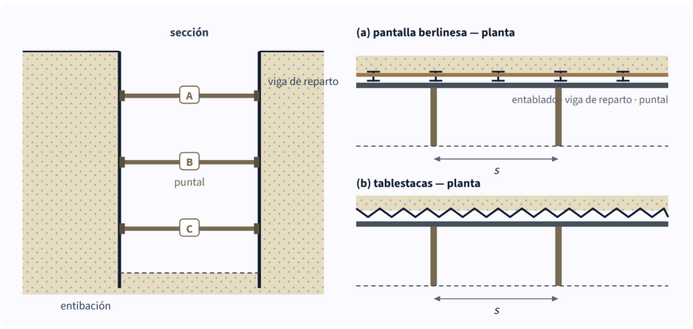
EJEMPLO

Datos

Excavación y cargas	**Excavación del Ejemplo 1 y cargas del Ejemplo 4:** $P_{max} = 277.47$ **kN**
Elementos	**S275 (**$f_y = 275$ **MPa),** $\gamma_F = 1.35$**,** $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.00$**: tablestaca** $W_{el} = 600$ **cm³/m; viga de reparto** $W_{el,y} = 1\,000$ **cm³; puntal** $A = 65.7$ **cm², ** $I = 3\,598$ **cm⁴, curva c,** $L_{cr} = 6.00$ **m**

SE PIDE

η (≤ 1) para la tablestaca, la viga de reparto más cargada y el puntal más cargado.



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 Tablestaca y viga de reparto (flexión): $\eta = \gamma_F M/(W f_y)$

$$\eta_{sp} = \frac{1.35(26.99)}{600 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{36.44}{165.0} = \mathbf{0.221}$$

$$\eta_{belt} = \frac{1.35(104.05)}{1\,000 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{140.47}{275.0} = \mathbf{0.511}$$

Tablestaca η = **0.221**, viga de reparto η = **0.511**: ambas son suficientes ($\eta \leq 1$).

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

2 Puntal (pandeo): $N_{Ed} = 1.35\ P_{max} = 1.35(277.47) = 374.58$ kN

$$N_{cr} = \frac{\pi^2(210\,000\,000)(3\,598 \cdot 10^{-8})}{6.00^2} = 2{,}071.5\ \text{kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1\,806.8}{2{,}071.5}} = 0.9339$$

$$\Phi = 0.5\left[1 + 0.49(0.9339 - 0.2) + 0.9339^2\right] = 1.1159$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.5791 \qquad N_{b,Rd} = \chi A f_y = 1{,}046.4\ \text{kN}$$

η_{punt} = 374.6 / 1,046.4 = **0.358**. Los tres elementos son suficientes ($\eta \le 1$); en el puntal es determinante el **pandeo** ($N_{c,Rd}$ = 1,806.8 kN, $N_{b,Rd}$ = 1,046.4 kN).

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

LRFD o ASD; clases, flexión, cortante, curva de pandeo de la columna

TEORÍA

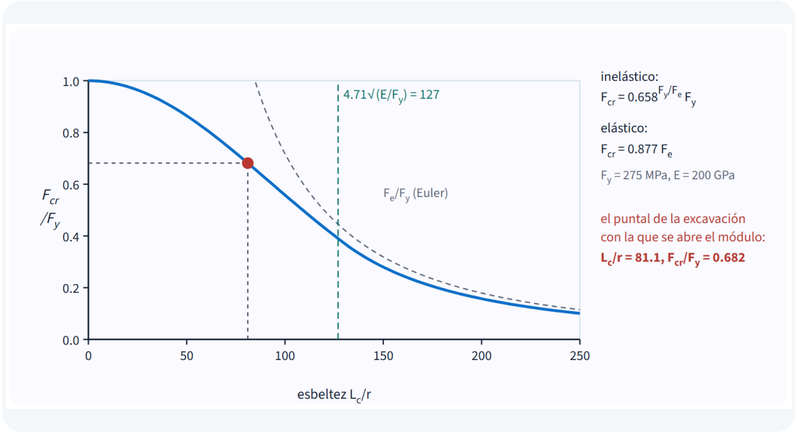
Cada elemento se comprueba con la **resistencia nominal R_n** obtenida de las disposiciones de compresión, flexión y cortante. En LRFD la carga se mayora y la resistencia se reduce con φ; en ASD la carga de servicio se compara con la resistencia dividida por el factor de seguridad Ω:

$$R_u \le \phi R_n \ (\text{LRFD}) \qquad R_a \le \frac{R_n}{\Omega} \ (\text{ASD}) \qquad P_u = \gamma_H P,\ M_u = \gamma_H M,\ \gamma_H = 1.6$$

Las cargas obtenidas de la envolvente son el **empuje lateral de tierras H** de la ASCE 7-22: en las combinaciones LRFD intervienen con 1.6 dondequiera que se sumen a la carga (siempre en el entibado de excavaciones) y con 1.0 en ASD. La tablestaca y la viga de reparto que se suministran con el módulo se toman con la resistencia que declara el módulo: F_yZ en sección compacta y F_yS en la primera fluencia. Como la viga de reparto está sujeta lateralmente por la pantalla, $L_b = 0$ y el pandeo lateral por torsión no es un estado límite.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} \qquad F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} F_y \ \left(\frac{L_c}{r} \le 4.71\sqrt{E/F_y}\right) \ \text{en caso contrario } 0.877F_e \qquad P_n = F_{cr} A_g$$

Una única curva de pandeo de pilares sirve para todas las secciones (no hay que elegir curva como en EN 1993-1-1); r es el radio de giro menor, $L_c = K\,L_b$ la longitud efectiva; se recomienda $L_c/r \le 200$. AISC, a diferencia de EN 1993-1-1, no reduce la resistencia a flexión por efecto del esfuerzo cortante.



Enunciado

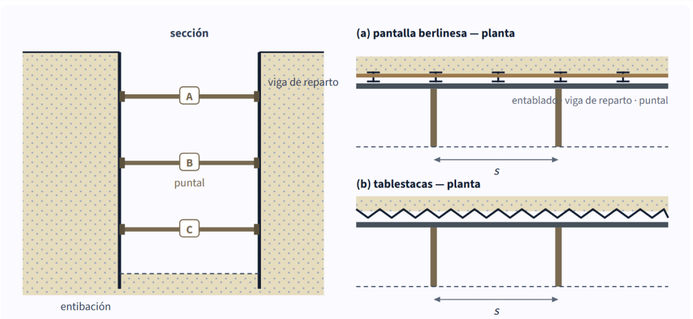
EJEMPLO

Datos

Excavación y cargas	**Excavación del Ejemplo 1 y cargas del Ejemplo 4:** $P_{max} = 277.47$ **kN**
Elementos	**Los elementos del Ejemplo 6 (S275,** $F_y = 275$ **MPa);** $E = 200$ **GPa; LRFD** $\gamma_H = 1.6$**,** $\phi_c = \phi_b = 0.90$**; ASD** $\Omega_c = 1.67$**,** $\Omega_b = 1.67$ **(**$M_n = F_y S$**)**

SE PIDE

Para el puntal más cargado: **L_c/r, F_e, F_{cr}, P_n**; relaciones LRFD y ASD; relación LRFD de la tablestaca y de la viga de reparto.



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 Puntal: curva de pandeo (A_g = 65.7 cm², r = 7.40 cm, L_c = 6.00 m)

$$\frac{L_c}{r} = \frac{600}{7.40} = 81.1 \;\leq 4.71\sqrt{E/F_y} = 127$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} = \frac{\pi^2(200\,000)}{(81.1)^2} = 300.3\ \text{MPa}$$

$$F_{cr} = 0.658^{275/300.3}(275) = 187.4\ \text{MPa}$$

$$P_n = F_{cr}A_g = 187.4 \times 6\,570\ \text{mm}^2 = \mathbf{1{,}231.5}\ \text{kN}$$

En el puntal, **resistencia nominal P_n = 1,231.5 kN**; esbeltez L_c/r = 81.1, en el rango de pandeo inelástico (límite 127).

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

2 Relaciones LRFD y ASD (P = 277.47 kN)

$$\text{LRFD: } P_u = 1.6(277.47) = 444.0\ \text{kN} \leq \phi_c P_n = 0.90(1{,}231.5) = 1{,}108.3\ \text{kN} \quad \eta = \mathbf{0.401}$$

$$\text{ASD: } P_a = 277.47\ \text{kN} \leq \frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{1{,}231.5}{1.67} = 737.4\ \text{kN} \quad \eta = \mathbf{0.376}$$

Puntal: LRFD η = **0.401**, ASD η = **0.376**. Tablestaca (LRFD) 0.291, viga de reparto 0.673; en EN 1993-1-1 eran 0.221, 0.511 y 0.358.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

La arcilla situada debajo soporta; los estratos laterales aportan corte y carga

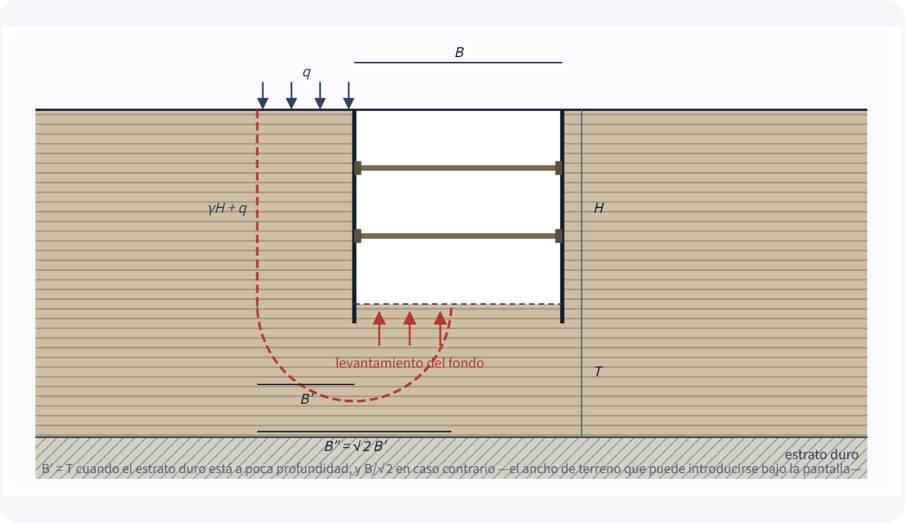
TEORÍA

El fondo de una excavación en arcilla puede levantarse por el peso del suelo adyacente (columna de Terzaghi, corrección de Chang). La fórmula se dedujo para arcilla homogénea; el módulo la utiliza **en perfiles estratificados mediante la extensión de GeoTerva**:

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

c: arcilla bajo el fondo de la excavación (término de capacidad portante); **c_{side}**: cohesión media en la altura retenida (la arena se toma como cero; término de cortante lateral); **$\sigma_v(H)$**: tensión total debida al terreno suprayacente en el nivel del fondo, en el borde de la excavación ($\Sigma\gamma_i H_i$).

B ancho de excavación, L longitud en planta, T estrato rígido bajo el fondo; no se cuenta el empotramiento de la pantalla (del lado de la seguridad). FS exigido **≈ 1.5**.



Enunciado

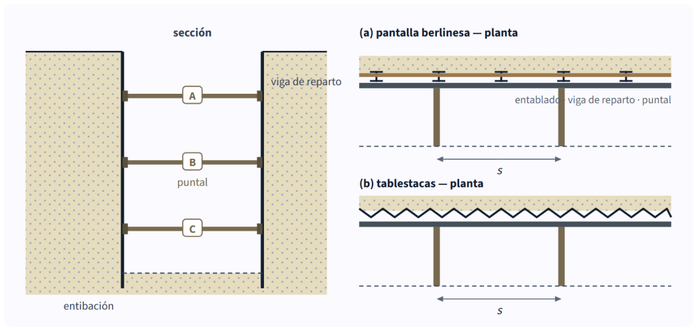
EJEMPLO

Datos

Excavación abierta	$H = 7$ m, $B = 6$ m, $L = 20$ m, arcilla $T = 4$ m por debajo del fondo; arriba 3 m de arena ($\gamma = 17$), debajo arcilla ($\gamma = 18$, $c = 35$ kPa)
Comparación	si la arena tuviera 5 m de espesor (arcilla 2 m)

SE PIDE

c_{side}, $\sigma_v(H)$, B' y **FS** (¿≥ 1.5?); ¿FS al aumentar el espesor de arena?



Solución

SOLUCIÓN

1 De los estratos laterales: cohesión media y tensión del terreno suprayacente

$$c_{side} = \frac{0\,(3) + 35\,(4)}{7} = \mathbf{20.0}\ \text{kPa}\ \ (\text{arena nula}) \qquad \sigma_v(H) = 17(3) + 18(4) = \mathbf{123}\ \text{kPa}$$

$$B/\sqrt{2} = 4.24\ \text{m} > T = 4\ \text{m}\ \Rightarrow\ B' = 4.00\ \text{m}, \quad B'' = \sqrt{2}B' = 5.66\ \text{m}$$

2 Factor de seguridad (término de capacidad portante: arcilla bajo la base, c = 35 kPa)

$$FS = \frac{5.14(35)\left(1 + 0.2\frac{5.66}{20}\right) + \frac{20(7)}{4.00}}{123} = \frac{190.1 + 35.0}{123} = \mathbf{1.83}\ \geq 1.5\ \checkmark$$

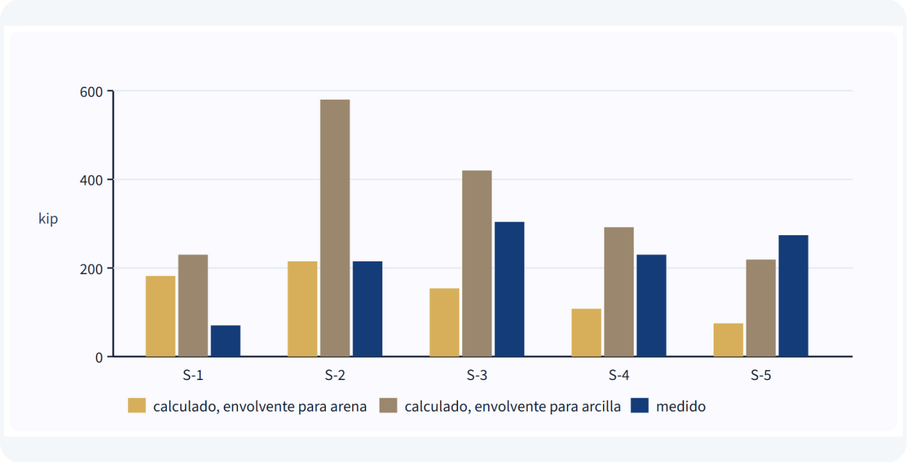
El factor de seguridad frente al levantamiento del fondo es **1.83** (≥ 1.5). Cuando la arena alcanza 5 m, la cohesión lateral baja a 10 kPa, la tensión debida al terreno suprayacente desciende a 121 kPa y FS baja a **1.72**: a medida que el estrato de arena se hace más grueso, la contribución del cortante lateral disminuye.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Casos de estudio de Boston y Chicago

TEORÍA

Boston (sección de ensayo B): 17.7 m de profundidad, cinco puntales; el perfil se acotó con dos envolventes, una para arena y otra para arcilla (envolvente de arena 53.5 kPa, envolvente de arcilla blanda a media 146.1 kPa); las cargas medidas resultaron muy distintas de ambas estimaciones, y los puntales se habían dimensionado para cargas muy superiores a las medidas. **Chicago, National Plaza**: 21.3 m de profundidad, seis puntales; el perfil se convirtió en una arcilla equivalente (c_{av} = 34.91 kPa, γ_{av} = 19.76 kN/m³, γH/c = 12.08, σ_a = 282.0 kPa). La envolvente de Peck dio una presión de aproximadamente **1.8 veces** la observada: una envolvente trazada alrededor de muchas excavaciones es conservadora para una sola excavación; en el mismo terreno, la experiencia de obra puede reducir de forma notable el sobredimensionamiento.



Qué supone el método

TEORÍA

Las envolventes se han recopilado a partir de excavaciones de más de unos 6 m de profundidad; **la envolvente no es la presión real sobre el muro en un instante cualquiera**: proporciona una carga de apoyo segura, no el desplazamiento del muro. La arcilla se considera sin drenaje y la arena drenada.

El perfil arena + arcilla se convierte en **una única arcilla equivalente** (c_{av}, γ_a); la envolvente se elige con $\gamma_a H/c_{av}$. Si hay varias arcillas, primero se promedian ponderándolas por el espesor. $K_s \approx 1$ y $n' = 0.75$ son valores medios; una variación de n' entre 0.5 y 1.0 influye mucho en el resultado.

La sobrecarga se añade por separado ($\Delta p = q$); el agua solo modifica el peso específico. La **tablestaca** es una cadena de vigas isostáticas articuladas; las **vigas de reparto** son vanos simples entre puntales. El acero se comprueba con EN 1993-1-1 (la clase 4 no se dimensiona) o con AISC 360-22.

El levantamiento del fondo se comprueba con la extensión estratificada de GeoTerva de la fórmula deducida para arcilla homogénea; no se cuenta el empotramiento de la pantalla.

Durante la excavación cabe esperar movimientos laterales y pérdida de terreno en el entorno; si existe un estrato duro, las tablestacas se empotran en él.

Resumen

Puntos clave

Arcilla equivalente: $c_{av} = [\gamma_s K_s H_s^2 \tan \varphi'_s + (H - H_s) n' q_u]/(2H)$, $\gamma_a = [\gamma_s H_s + (H - H_s)\gamma_c]/H$; en el ejemplo 21.31 kPa y 17.57 kN/m³

Envolvente: $\gamma_a H/c_{av} = 5.77 > 4 \rightarrow$ envolvente de arcilla blanda–media $\sigma_a = \gamma_a H[1 - 4c_{av}/\gamma_a H] = 37.75$ kPa; $n' = 0.5 \rightarrow 57.75$ kPa

National Plaza: $c_{av,arc} = 51.16$, $c_{av} = 34.91$ kPa, $\gamma_{av} = 19.76$ kN/m³, $\gamma H/c = 12.08 \rightarrow \sigma_a = 282.0$ kPa (≈ 1.8 veces el valor observado)

Carga del puntal y dimensionamiento: $P_{max} = 277.47$ kN; tablestaca $M_{max} = 26.99$ kN·m/m; viga de reparto M = 104.05 kN·m

Acero: EN 1993-1-1 η = 0.221 / 0.511 / 0.358; AISC LRFD puntal 0.401, ASD 0.376

Levantamiento del fondo de excavación (terreno estratificado): $c_{side} = 20$ kPa, $\sigma_v(H) = 123$ kPa, FS = 1.83 ≥ 1.5

Referencias bibliográficas

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning — capítulo 15, «Braced Cuts»; esta página sigue dicha obra.

Peck, R.B. (1943). Earth pressure measurements in open cuts, Chicago (Ill.) subway. Transactions, ASCE, 108, 1008–1058.

Peck, R.B. (1969). Deep excavation and tunneling in soft ground. Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State-of-the-Art Volume, 225–290.

Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York.

Lambe, T.W. (1970). Braced excavations. Proceedings, Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures, ASCE, 149–218.

Swatek, E.P., Asrow, S.P. and Seitz, A. (1972). Performance of bracing for deep Chicago excavation. Proceedings, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Vol. 1, Part 2, 1303–1322.

Bjerrum, L. and Eide, O. (1956). Stability of strutted excavations in clay. Géotechnique, 6(1), 32–47.

Chang, M.F. (2000). Basal stability analysis of braced cuts in clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 126(3), 276–279.

U.S. Department of the Navy (1971). Design Manual — Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, NAVFAC DM-7, Washington, D.C.

Moormann, C. (2004). Analysis of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on a new worldwide database. Soils and Foundations, 44(1), 87–98.

EN 1990:2002, Eurocode — Basis of structural design. CEN.

EN 1993-1-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN.

EN 1993-5:2007, Eurocode 3: Design of steel structures — Part 5: Piling. CEN.

ANSI/AISC 360-22, Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, 2022.

ASCE/SEI 7-22, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, Reston, 2022.

NOTA

Todos los ejemplos numéricos se han generado con el propio motor de cálculo del módulo; el módulo da los mismos valores. Los ejemplos resueltos de la página del módulo son el caso de National Plaza (Chicago) y la excavación con la que se abre el módulo (H = 7 m, arena 3 m + arcilla).

Cálculos geotécnicos en línea

De la teoría a la práctica

Introducir en GeoTerva los estratos de arena y arcilla de la propia excavación, los niveles de puntales, la sobrecarga y los elementos; el módulo proporciona conjuntamente la arcilla equivalente, la envolvente, las cargas en los puntales, los momentos de la tablestaca y de las vigas de reparto, la comprobación del acero y el levantamiento del fondo.

Abrir el módulo →

Página de teoría →

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