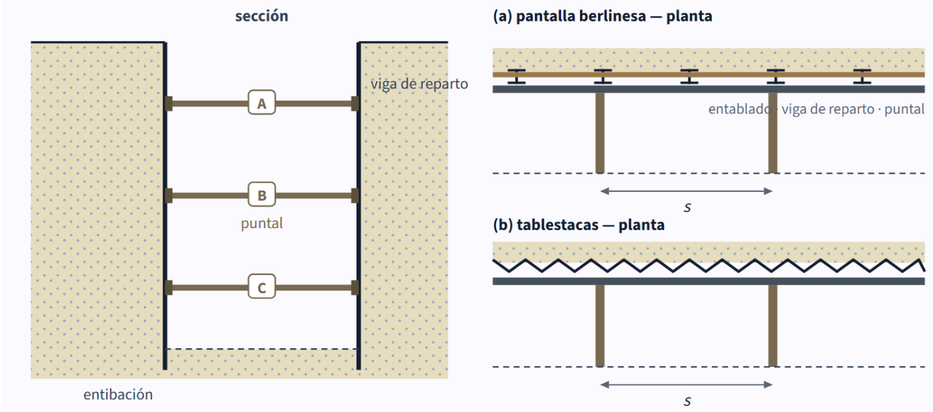
Presentación de clase de geotecnia · Pantallas de tablestacas y excavaciones entibadas

Excavación entibada con puntales en arena

Clase: excavación entibada (con puntales) en arena; envolvente de presiones de Peck, cargas en los puntales, dimensionamiento de la tablestaca y de la viga de reparto, comprobación del acero y sifonamiento del fondo; ejemplo resuelto en cada tema.



- Entibación de excavaciones
- Envolvente de Peck (arena)
- Puntal · viga de reparto · tablestaca
- EN 1993 · AISC 360
- Sifonamiento en el fondo

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

Introducción

¿Qué aprenderemos en esta clase?

Por qué en una excavación entibada la presión **no es la de Rankine** y cómo se construyen las **envolventes** a partir de las cargas medidas en los puntales

Para arena, la **envolvente de Peck $\sigma_a = 0.65\,\gamma\,H\,K_a$** y tres reglas para K_a en varios estratos de arena

La adición del **agua** y de la **sobrecarga** como diagramas separados junto a la envolvente

De la envolvente a las **cargas en los puntales** (segmentos articulados, reacciones A, B_1, B_2, C, $P = R \cdot s$)

El dimensionamiento de la **tablestaca** (M_{max}, S) y de la **viga de reparto** ($M = R\,s^2/8$); la comprobación del acero con **EN 1993-1-1 y AISC 360-22**

Comprobación del **sifonamiento** en el fondo de arena (gradiente de salida, $FS = i_{cr}/i_{sal}$)

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 del ejemplo: arena (γ = 17.6 kN/m³, φ' = 32°), profundidad H = 8.00 m, ancho B = 6.00 m; puntales a 1.80 · 4.60 · 7.30 m de profundidad, separación horizontal s = 3.00 m. Las fuerzas se expresan por metro de muro (las cargas en los puntales están multiplicadas por s).

Sistema de entibación y sus elementos

TEORÍA

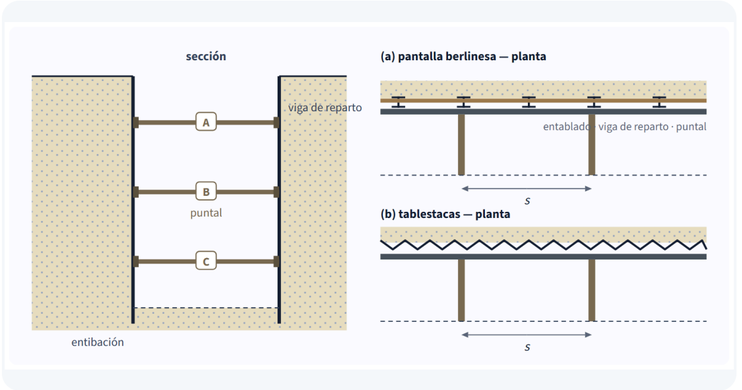
Las excavaciones profundas de paredes verticales (sótanos urbanos, túneles a cielo abierto) se mantienen abiertas con un **sistema de sostenimiento** provisional. Son habituales dos disposiciones: entre **pilotes verticales** (de acero o de madera) hincados previamente se coloca un entablado horizontal 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

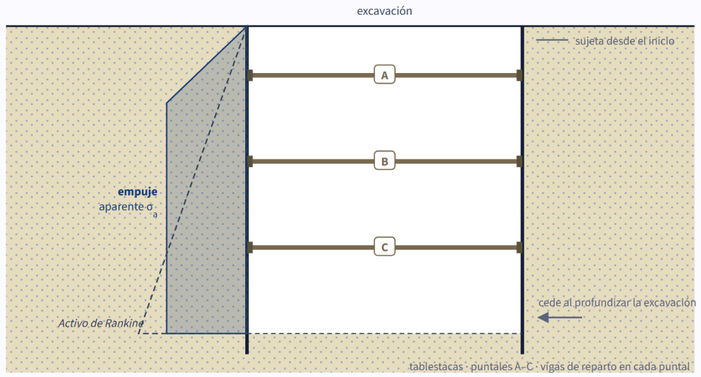
Un muro de contención en voladizo gira en torno a su base y el empuje activo de Rankine (nulo en la parte superior, máximo en la inferior) lo describe bien. **Una pantalla entibada se mueve al revés**: el primer puntal se coloca cuando la excavación es poco profunda, por lo que la parte superior apenas 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

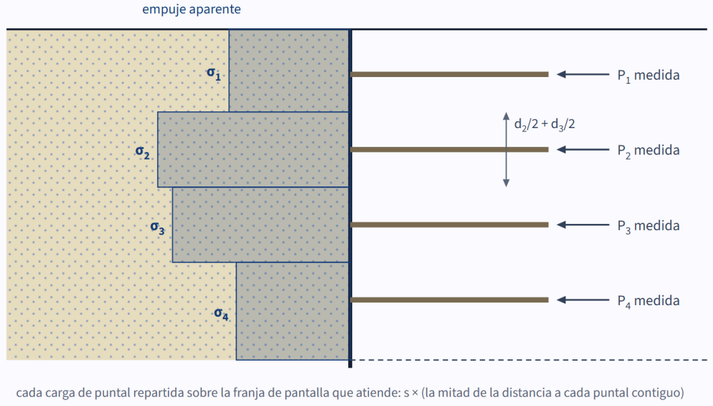
La presión varía de un punto a otro y cada puntal debe dimensionarse para la **carga máxima** que pueda encontrar. Con este fin se construyen las envolventes: en una excavación instrumentada se mide la carga de cada puntal, se divide por la franja de pantalla que sujeta (separación horizontal s × la 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)

$\sigma_a = 0.65\,\gamma\,H\,K_a$, en toda la altura

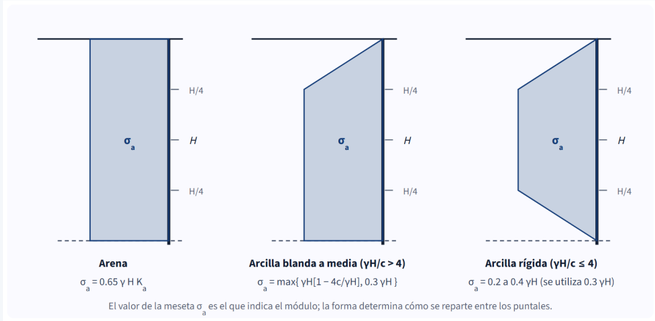
TEORÍA

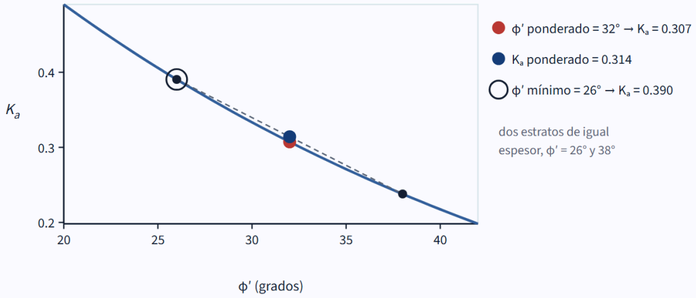
En arena la envolvente de Peck es un **rectángulo**: una única presión en toda la altura de excavación, igual al 65 % de la ordenada máxima del triángulo activo de Rankine:

$$\sigma_a = 0.65\,\gamma H K_a \qquad K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right)$$

Las envolventes se aplican con las siguientes condiciones: profundidad de excavación superior a unos 6 m; **nivel freático por debajo del fondo de la excavación**; arena drenada (presión intersticial nula).

La envolvente requiere un único K_a; para **varias arenas** la fuente no da ninguna regla. Se emplean tres reglas, que no coinciden, porque K_a es una función convexa de φ′ (la media tomada dentro de la curva queda por debajo de la curva): $K_a(\bar{\varphi} = \Sigma\varphi H/H)$, el K_a medio = $\Sigma K_{a,i} H/H$ y $K_a(\varphi'_{min})$.





Enunciado

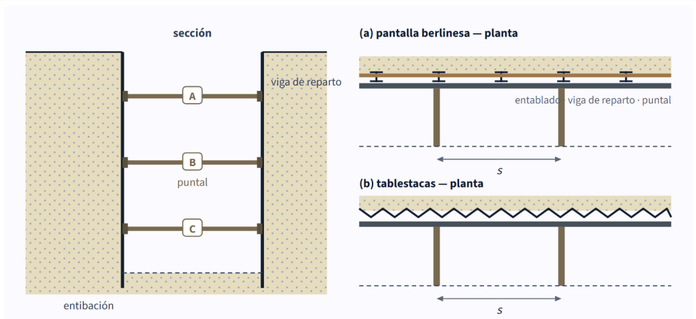
EJEMPLO

Datos

Excavación	$H = 8.00$ **m, arena única** $\gamma = 17.6$ **kN/m³,** $\varphi' = 32°$
Perfil de tres estratos	**0–3 m:** $\gamma = 17$, $\varphi' = 28°$**; 3–6 m:** 18, $38°$**; por debajo de 6 m:** 18.5, $33°$ **(misma excavación)**

SE PIDE

(a) **K_a** y **σ_a**; (b) los valores de K_a y σ_a según las tres reglas en el perfil de tres estratos.



Solución

SOLUCIÓN

1 (a) Arena única

$$K_a = \tan^2(45^\circ - 16^\circ) = \mathbf{0.3073}$$

$$\sigma_a = 0.65\,\gamma H K_a = 0.65(17.6)(8.00)(0.3073) = \mathbf{28.12}\ \text{kPa}$$

2 (b) Tres estratos: $\bar{\gamma}$ ponderado = 17.75 kN/m³ según la altura de excavación (espesores de los estratos 3 + 3 + 2 m)

Regla	K_a	$\sigma_a = 0.65\,\bar{\gamma} H K_a$ (kPa)	P_{max} (kN)
$K_a(\bar{\varphi} = 33.0°)$	0.2948	27.21	308.5
K_a medio = $\Sigma K_{a,i} H_i / H$	0.2983	27.53	312.1
$K_a(\varphi'_{min} = 28°)$	0.3610	33.32	377.7

En una sola arena la envolvente es de **28.12 kPa**. Los valores de K_a de los tres criterios varían entre 0.295 – 0.361: el cálculo con el menor φ′ (σ_a = 33.3 kPa) da un valor un 22% mayor que el de los promedios; los criterios que toman el promedio quedan dentro de la curva y **el conservador es φ'_{min}**.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Se añade junto a la envolvente, no dentro de ella

TEORÍA

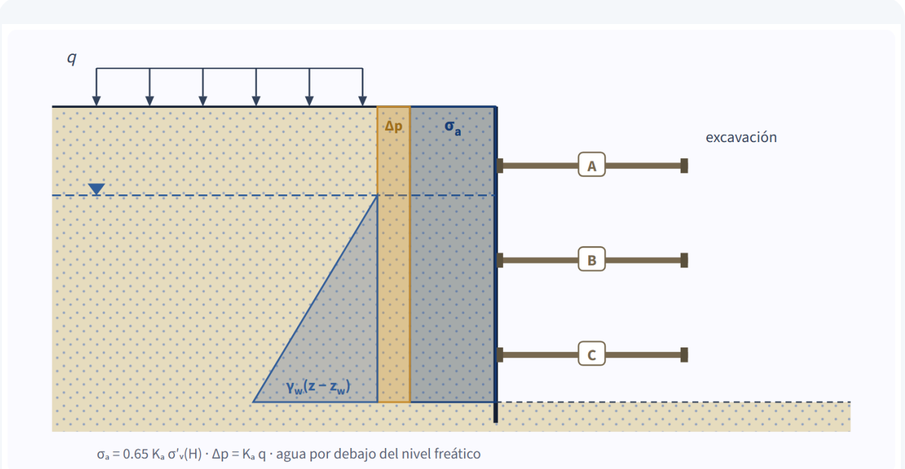
Las envolventes se han obtenido de excavaciones sin agua bajo el fondo ni carga junto a la excavación. El módulo añade ambas como **diagramas independientes** junto a la envolvente; la envolvente no se extrapola más allá del intervalo en que se midió.

Agua: la envolvente de Peck para arena es un diagrama de tensiones efectivas. Si el agua está dentro de la excavación, la tensión vertical debida al peso del terreno a nivel del fondo se toma como efectiva (peso específico natural por encima del agua, sumergido por debajo); el agua además presiona sobre la pantalla en toda su altura y los puntales soportan ambos efectos conjuntamente.

La **sobrecarga q** no forma parte de la envolvente (el 0.65 empírico se aplicaría también a ella); se considera como su propia presión uniforme en toda la altura.

$$\sigma'_v(H) = \sum \gamma_i h_i + \sum (\gamma_{sat,i} - \gamma_w) h_i \qquad \sigma_a = 0.65 K_a \sigma'_v(H) \qquad u(z) = \gamma_w (z - z_w)$$

$$\Delta p_q = K_a q \qquad R = \sigma_a H + \Delta p_q H + \tfrac{1}{2} \gamma_w (H - z_w)^2$$



Enunciado

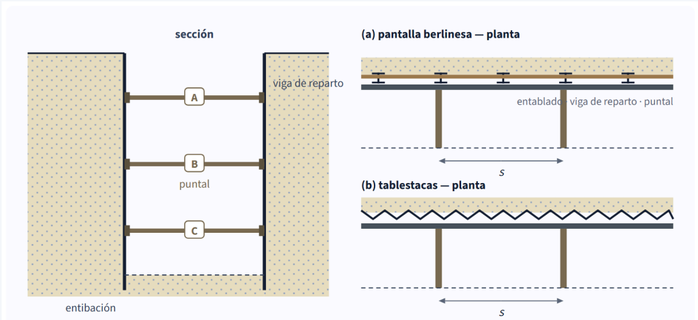
EJEMPLO

Datos

Excavación	**Excavación del ejemplo 1(a) ($H = 8$ m, $\gamma = 17.6$, $\gamma_{sat} = 20$ kN/m³, $\varphi' = 32°$)**
Casos	**(a) sin agua, sin sobrecarga; (b) agua subterránea a $z_w = 3$ m; (c) sobrecarga uniforme $q = 10$ kPa**

SE PIDE

En cada caso, σ_a, la sobrecarga y la presión del agua; la **carga total R** y la carga máxima en los puntales.



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 (b) Agua: tensión efectiva debida al peso del terreno y envolvente; además, el agua actúa en toda la altura

$$\sigma'_v(H) = 17.6(3) + (20 - 9.81)(5) = 103.75 \text{ kPa}$$

$$\sigma_a = 0.65(0.3073)(103.75) = 20.72 \text{ kPa}$$

$$R = \sigma_a H + \tfrac{1}{2}\gamma_w (H - z_w)^2 = 20.72(8) + \tfrac{1}{2}(9.81)(5)^2 = \mathbf{288.41} \text{ kN/m}$$

Bajo el agua la tensión efectiva debida al terreno suprayacente disminuye (σ_a 28.12 → 20.72 kPa), pero el agua actúa sobre la pantalla en toda su altura: R = **288.4 kN/m**.

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

2 (c) Sobrecarga: presión uniforme aparte; resumen de (a), (b), (c)

$$\Delta p_q = K_a q = 0.3073(10) = 3.073\ \text{kPa}$$

$$R = \sigma_a H + \Delta p_q H = 28.12(8) + 3.073(8) = 249.52\ \text{kN/m}$$

Situación	σ_a (kPa)	Ek (kPa)	R (kN/m)	P_{max} (kN)	M_{max} de la tablestaca (kN·m/m)
(a) Sin agua, q = 0	28.12	—	224.96	318.8	45.55
(b) Agua z_w = 3 m	20.72	u(H) = 49.05	288.38	376.7	37.09
(c) q = 10 kPa	28.12	Δp_q = 3.07	249.52	353.5	50.53

El agua **reduce** la envolvente, pero añade la presión del agua: R 225.0 → **288.4 kN/m**. La sobrecarga no afecta a la envolvente; añade Δp_q = 3.07 kPa (R = 249.5 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:

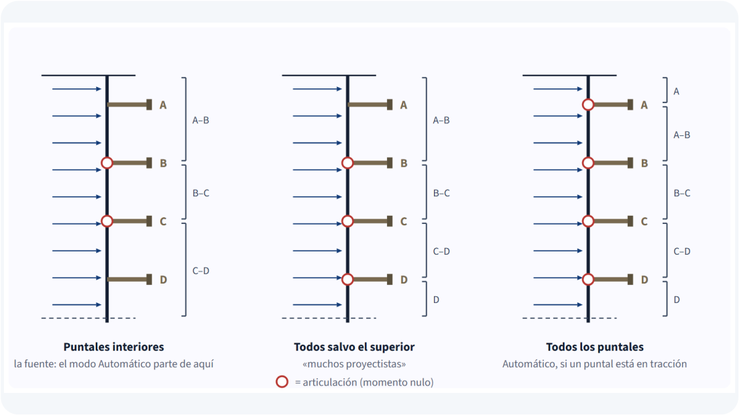
Dibujar la envolvente de presiones y los niveles de apoyo. Considerar la tablestaca **articulada en cada nivel de apoyo**, excepto en el más alto y en el más bajo (muchos proyectistas lo hacen en todos excepto en el más alto).

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

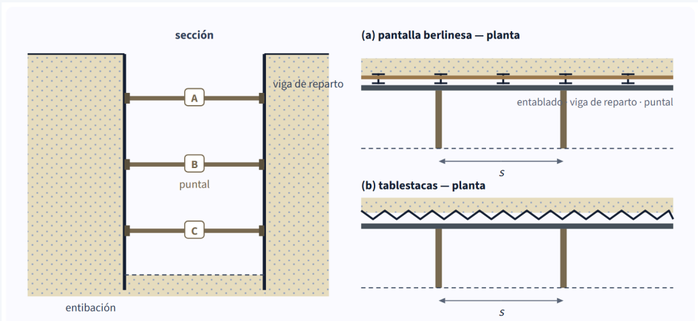
EJEMPLO

Datos

Excavación	$H = 8.00$ **m;** $B = 6$ **m; puntales** $z = 1.80, 4.60, 7.30$ **m (A, B, C); separación horizontal** $s = 3.00$ **m**
Presión	**Ejemplo 1(a): envolvente rectangular continua de** $\sigma_a = 28.12$ **kPa; la pantalla de tablestacas está articulada en el puntal B (salvo en el extremo superior y en 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 – 4.60	129.35	2.300	A (z = 1.80), B (z = 4.60)
2	4.60 – 8.00	95.61	6.300	B (z = 4.60), C (z = 7.30)

2 Primera parte: equilibrio de momentos respecto al primer apoyo

$$R_{B_2} = \frac{W(\bar{z} - z_A)}{z_B - z_A} = \frac{129.35(2.300 - 1.80)}{4.60 - 1.80} = \mathbf{23.10} \qquad R_A = W - R_{B_2} = \mathbf{106.25}\ \mathrm{kN/m}$$

El primer tramo transmite 106.25 y 23.10 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

$$R_C = \frac{W(\bar{z} - z_B)}{z_C - z_B} = \frac{95.61(6.300 - 4.60)}{7.30 - 4.60} = \mathbf{60.20} \qquad R_{B_1} = W - R_C = \mathbf{35.41}\ \text{kN/m}$$

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	1.80	106.25	106.25	**318.75**
B	4.60	23.10 + 35.41	58.51	**175.53**
C	7.30	60.20	60.20	**180.60**

La mayor carga en un apoyo es **P_A = 318.75 kN** (nivel A): 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.

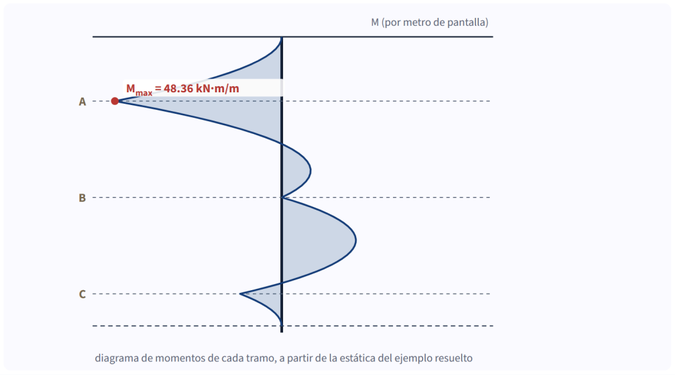
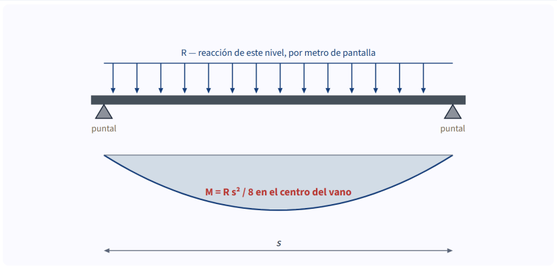


diagrama de momentos de cada tramo, a partir de la estática del ejemplo resuelto



Enunciado

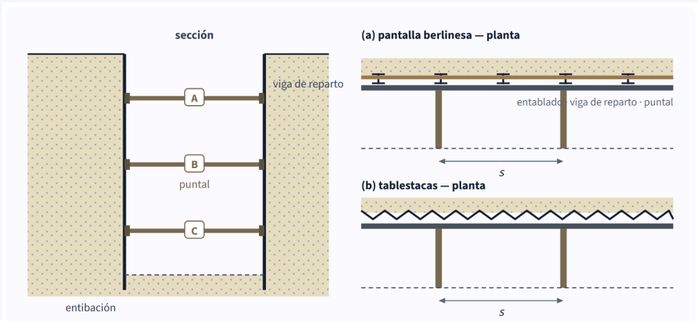
EJEMPLO

Datos

Excavación	**profundidad $H = 27$ ft (8.23 m), arena $\gamma = 17.59$ kN/m³, $\varphi' = 32°$; puntales a 6, 15, 24 ft (1.83; 4.57; 7.32 m); separación horizontal 12 ft (3.66 m); articulación en B**
Acero	**tensión admisible de flexión $\sigma_{allow} = 165\,474$ 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 – 4.57	48.36	1.83
2	4.57 – 8.23	21.49	5.79

2 Módulo resistente requerido

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}} = \frac{48.36}{165{,}474} = 0.0002923\ \mathrm{m^3/m} = \mathbf{292.3}\ \mathrm{cm^3/m}$$

En la tablestaca **M_{max} = 48.36 kN·m/m** (tramo 1, z = 1.83 m): **S ≥ 292.3 cm³/m**.

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

3 Viga de reparto: viga simplemente apoyada en cada nivel (s = 3.658 m)

Nivel	R (kN/m)	M = R s²/8 (kN·m)	S = M/σ_{adm} (cm³)
A	110.18	184.25	1,113
B	57.30	95.82	579
C	70.52	117.93	713

La mayor reacción se da **en el nivel A** (R = 110.18 kN/m): la viga de reparto se dimensiona con **M_{max} = 184.25 kN·m**, **S ≥ 1,113 cm³**; las vigas de reparto de los demás niveles pueden ser más pequeñas.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Efectos de cálculo, clase, flexión y pandeo

TEORÍA

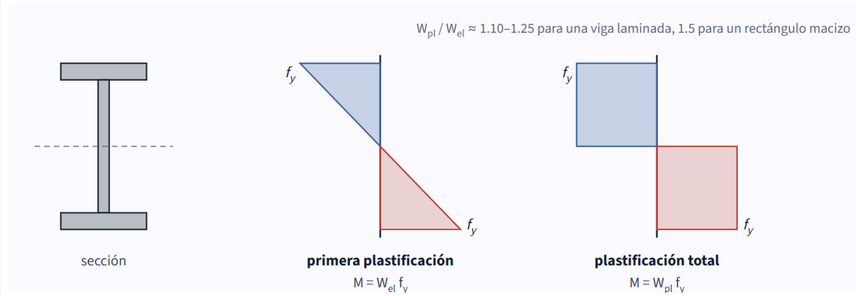
Las cargas obtenidas de la envolvente son **valores de trabajo** (la envolvente de Peck es un límite superior de las cargas medidas); se mayoran una sola vez al valor de cálculo: $E_d = \gamma_F E_k$. Cada elemento se comprueba con el límite elástico de su propio grado de acero (f_y); la sección se define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

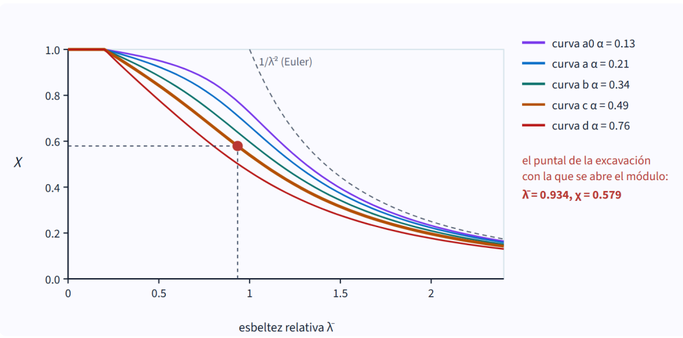
$$M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \qquad \eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1 \qquad W = W_{pl}\ (\text{clase 1–2}),\ W_{el}\ (\text{clase 3})$$

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

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

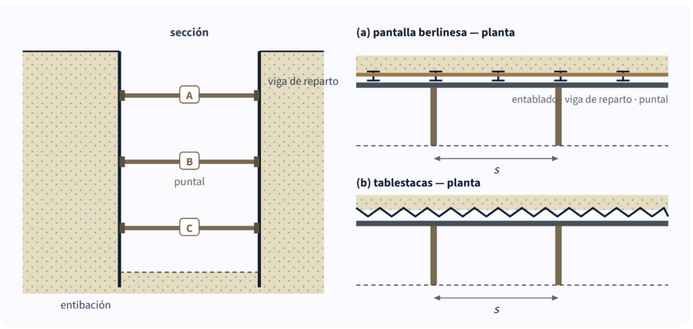
EJEMPLO

Datos

Excavación y cargas	**La excavación del Ejemplo 1(a) y las cargas del Ejemplo 3: $P_{max} = 318.75$ kN (puntal A)**
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): $\eta = \gamma_F M/(W\, f_y)$

$$\eta_{sp} = \frac{1.35(45.55)}{600 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{61.50}{165.0} = \mathbf{0.373}$$

$$\eta_{belt} = \frac{1.35(119.53)}{1\,000 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{161.37}{275.0} = \mathbf{0.587}$$

Tablestaca η = **0.373**, viga de reparto η = **0.587**: ambas son suficientes ($\eta \leq 1$).

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

2 Puntal (pandeo): $N_{Ed} = 1.35\ P_{max} = 1.35(318.75) = 430.31$ kN

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

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

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

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

η_{punt} = 430.3 / 1,046.4 = **0.411**. 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

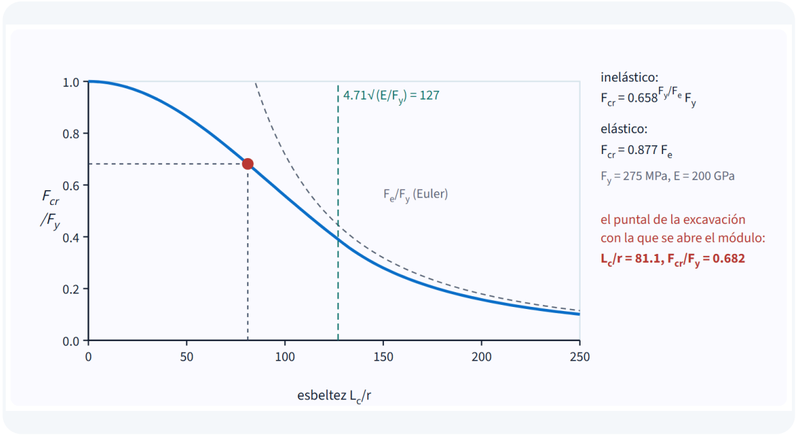
Cada elemento se comprueba con la **resistencia nominal R_n** obtenida de las disposiciones de compresión, flexión y cortante. En LRFD la carga se mayora y la resistencia se reduce con φ; en ASD la carga de servicio se compara con la resistencia dividida por el factor de seguridad Ω:

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

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.

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

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

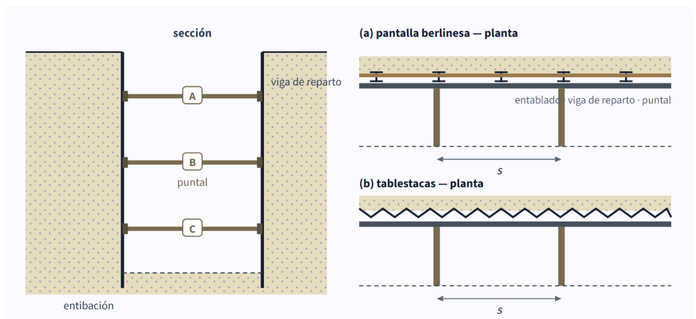
EJEMPLO

Datos

Excavación y cargas	**La excavación del Ejemplo 1(a) y las cargas del Ejemplo 3: $P_{max} = 318.75$ kN (puntal A)**
Elementos	**Los elementos del Ejemplo 5 (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 = 318.75 kN)

$$\text{LRFD: } P_u = 1.6(318.75) = 510.0\ \text{kN} \leq \phi_c P_n = 0.90(1{,}231.5) = 1{,}108.3\ \text{kN} \quad \eta = \mathbf{0.460}$$

$$\text{ASD: } P_a = 318.75\ \text{kN} \leq \frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{1{,}231.5}{1.67} = 737.4\ \text{kN} \quad \eta = \mathbf{0.432}$$

Puntal: LRFD η = **0.460**, ASD η = **0.432**. Tablestaca (LRFD) 0.491, viga de reparto 0.773; en EN 1993-1-1 eran 0.373, 0.587 y 0.411.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Gradiente de salida y gradiente crítico

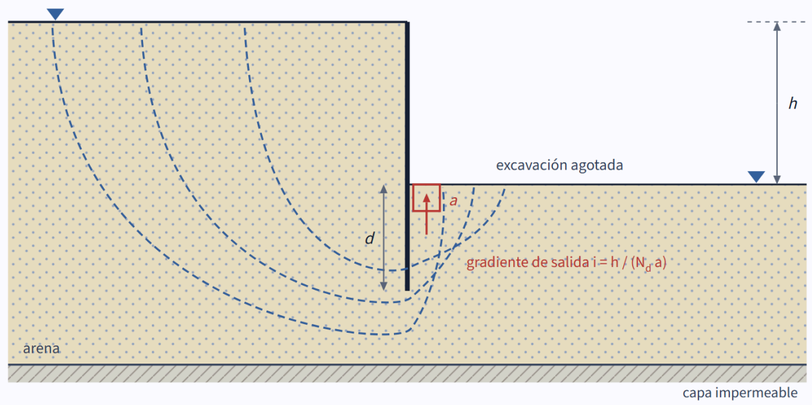
TEORÍA

El fondo arenoso suele ser estable y lo sigue siendo mientras el agua dentro de la excavación no quede por debajo del nivel freático exterior. Cuando se agota la excavación, el agua pasa por debajo de la pantalla y asciende por el fondo; el elevado gradiente ascendente en el punto de salida puede levantar los granos: **el fondo hierve (sifonamiento)**. El mayor gradiente de salida junto a la pantalla se lee en la red de flujo:

$$i_{exit(max)} = \frac{h/N_d}{a} = \frac{h}{N_d\, a} \qquad FS = \frac{i_{cr}}{i_{exit(max)}} \qquad i_{cr} = \frac{G_s - 1}{1 + e}$$

h es la pérdida de carga en la red de flujo, N_d el número de caídas de potencial y a la longitud del elemento de flujo por el que el agua sale del suelo junto a la pantalla. i_{cr} vale 0.9–1.1 en la mayoría de los suelos (media 1); FS requerido ≈ **1.5**.

El gradiente de salida para una excavación entibada en arena profunda se ha resuelto teóricamente: con dos ábacos se obtienen el módulo m (con $2L_2/B$ y $2L_1/B$) y $L_2\, i_{sal}/h$; $i = (L_2 i/h)_{ábaco} \cdot h/L_2$. L_1 es la profundidad de la arena exterior hasta el nivel del fondo, y L_2 es el empotramiento de la pantalla bajo el fondo.



Enunciado

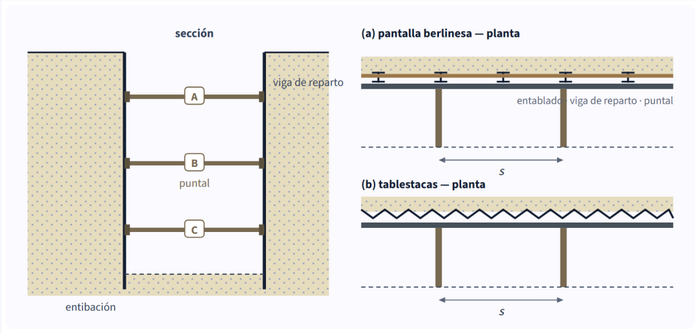
EJEMPLO

Datos

Red de flujo (excavación inicial)	**pérdida de carga hidráulica** $h = 3.0$ **m, número de caídas de potencial** $N_d = 8$**, elemento de salida** $a = 1.0$ **m;** $i_{cr} = 1.0$**;** $FS_{required} = 1.5$
Ejemplo de ábaco (libro)	$h = 4.5$ **m,** $L_1 = 5$ **m,** $L_2 = 4$ **m,** $B = 5$ **m:** $2L_1/B = 2$**,** $B/2L_2 = 0.625$**,** $m \approx 0.033$**,** $L_2 i_{exit}/h = 0.54$

SE PIDE

i_{sal} y **FS** por ambos procedimientos; decisión frente al valor requerido de 1.5.



Solución

SOLUCIÓN

1 Red de flujo: $i_{sal} = h/(N_d\, a)$

$$i_{exit(max)} = \frac{h}{N_d a} = \frac{3.0}{8(1.0)} = \mathbf{0.375}$$

$$FS = \frac{i_{cr}}{i_{exit(max)}} = \frac{1.0}{0.375} = \mathbf{2.67} \;\geq 1.5\ \checkmark$$

2 Método del ábaco (arena profunda)

$$i_{exit(max)} = \left(\frac{L_2 i_{exit}}{h}\right)_{nomograph} \frac{h}{L_2} = 0.54 \cdot \frac{4.5}{4} = 0.6075$$

$$FS = \frac{1.0}{0.6075} = \mathbf{1.646} \;\geq 1.5\ \checkmark$$

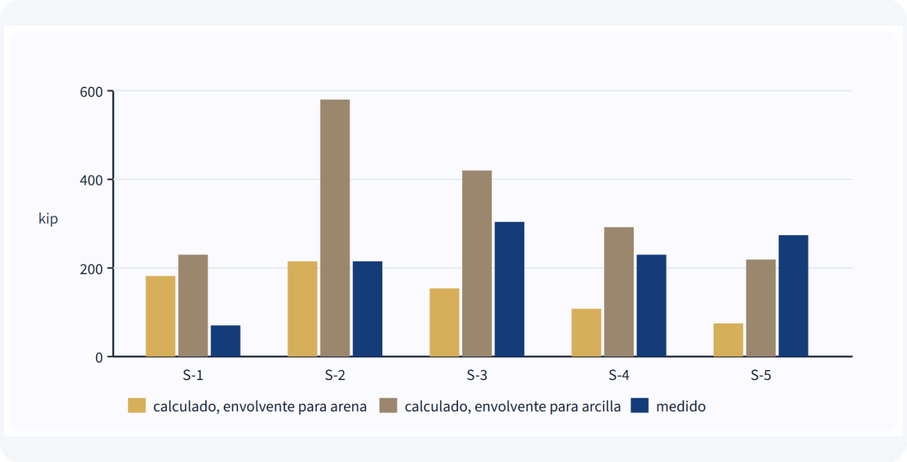
En la red de flujo la seguridad frente al sifonamiento es de **2.67**; con el ábaco, **1.65**: ambos superan el valor requerido de 1.5.

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 (separados 3.66 m); 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 (los parámetros del terreno son inciertos), y los puntales se habían dimensionado para cargas muy superiores a las medidas. **Chicago, National Plaza**: 21.3 m de profundidad, seis puntales, con arcillas bajo 13 ft de relleno de arena; el perfil se convirtió en una arcilla equivalente: c_{av} = 34.91 kPa, γ_{av} = 19.76 kN/m³, $\gamma H/c = 12.08 > 4 \rightarrow \sigma_a$ = 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 de excavaciones de más de unos 6 m de profundidad; las excavaciones menos profundas quedan fuera de los datos, y el módulo lo indica. **La envolvente no es la presión real que actúa sobre el muro en un instante dado**: proporciona una carga de apoyo segura, no la deformación del muro.

Se supone que el **nivel freático** está por debajo de la base; el módulo mantiene la envolvente de arena con la tensión efectiva del terreno suprayacente y, si el agua está por encima, añade a un lado la presión hidrostática; la filtración hacia la excavación se comprueba en el fondo.

La **tablestaca** se considera una cadena de vigas isostáticas articuladas en los niveles de apoyo especificados; no se emplean su propia rigidez ni el empotramiento por debajo de la base. Las **vigas de reparto** son vanos simples entre puntales (del lado de la seguridad para una viga de reparto continua que cubre varios puntales).

El acero se verifica según EN 1993-1-1; no se dimensionan secciones de clase 4 y no se comprueba el pandeo lateral por torsión de las vigas de reparto. Existe la opción AISC 360-22 LRFD/ASD.

Se espera cierto movimiento lateral de la pantalla: su magnitud depende del tiempo transcurrido entre la excavación de una fase y la colocación de las vigas de reparto y los puntales. El movimiento provoca una **pérdida de terreno** en el terreno circundante; según 150 casos, el asentamiento máximo es ≈ 1.1% de la profundidad de excavación en arcilla blanda, 0.2% en arcilla rígida y 0.3% en terreno sin cohesión.

Resumen

Puntos clave

Envolvente: el muro entibado gira en torno a su coronación; la presión no es la de Rankine, sino un diagrama empírico trazado alrededor de las cargas medidas. **Rectangular en arena**: $\sigma_a = 0.65\ \gamma\ H\ K_a$ (ejemplo: 28.12 kPa)

Varias arenas: $K_a(\vec{\varphi})$, el K_a medio y $K_a(\varphi'_{min})$ no coinciden (convexo); φ'_{min} es conservador

Agua y sobrecarga por separado: el agua reduce la tensión efectiva del terreno suprayacente pero añade la presión hidrostática completa (R: 225 → 288 kN/m); q añade $\Delta p = K_a q$

Carga del puntal: la envolvente se divide en tramos en las articulaciones, las reacciones se obtienen por estática, P = (reacciones sumadas)·s; en el ejemplo, P_A = 318.75 kN

Dimensionamiento: $S = M_{max}/\sigma_{adm}$ (tablestaca), viga de reparto $M = R\ s^2/8$; en la excavación del libro la tablestaca es de 292 cm³/m y la viga de reparto de 1 113 cm³

Acero: EN 1993-1-1 η = 0.373 / 0.587 / 0.411 (tablestaca / viga de reparto / pandeo del puntal); AISC LRFD puntal 0.460, ASD 0.432

Sifonamiento: $FS = i_{cr}/i_{sal} \geq 1.5$; en el ejemplo 2.67 (red de flujo) y 1.65 (ábaco)

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.

Harr, M.E. (1962). Groundwater and Seepage. McGraw-Hill, New York.

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. El ejemplo resuelto de la página del módulo son también estas excavaciones (excavación del libro: 27 ft, γ = 112 pcf, φ' = 32°; excavación con la que se abre el módulo: 8 m).

Cálculos geotécnicos en línea

De la teoría a la práctica

Introducir en GeoTerva el perfil de la propia excavación, los niveles de puntales, el nivel freático, la sobrecarga y los elementos estructurales; el módulo proporciona la envolvente, las cargas en los puntales, los momentos de la tablestaca y de las vigas de reparto, la verificación del acero y el sifonamiento 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