



GEOTECNIA

AUTOR

BATAILLOU ALMAGRO MARC

—
2018

Índice

I	Teoría	2
1	Reconocimiento del terreno	2
1.1	Tipos de reconocimiento	2
1.2	Muestras	3
1.3	Ensayos “in-situ” auie	4
2	Cimentaciones superficiales	8
3	Cimentaciones profundas	10
4	Empuje de tierras	12
4.1	Coefficiente de empuje	12
5	Estructuras de contención	14
5.1	Muros de gravedad	14
5.2	Pantallas	14
II	Questions	19
6	Cimentaciones superficiales	23
7	Cimentaciones profundas	31
8	Coefficiente de empuje	33
9	Estructuras de contención	40
	Bibliografía	47

Parte I

Teoría

1. Reconocimiento del terreno

1.1. Tipos de reconocimiento

TIPOS DE RECONOCIMIENTO

El reconocimiento se constituye de 3 partes:

1. Recogida de documentación
2. Reconocimiento previo en superficie
3. Reconocimiento profundidad

Catas

Definición 1 (Catas). — *Excavar una zanja y observar*

Problemas:

- Muy peligrosas
- Limitadas en profundidad

Galerías de reconocimiento

Definición 2 (Galerías de reconocimiento). — *Hacer un túnel de pequeño diámetro para reconocer*

Sondeos

Definición 3 (Sondeos). — *Agujero en el terreno sin limitaciones de profundidad*

- A rotación con corona: empule + rotación con dientes para penetrar. Sacamos el testigo mediante maquinaria.
 - Coronas
 - $\left\{ \begin{array}{ll} \text{Tubo sencillo :} & \text{alteradas por el agua} \\ \text{Tubo doble :} & \text{no alteradas por agua, ni sometidas a rotación} \end{array} \right.$
 - Lodos bentoníticos: bentonita (4-7%), arcilla de alta plasticidad, que evita que el terreno se derrumbe.

Nota 1 (Lodos). — *Pueden alterar mucho el resultado (p.e permeabilidad), en su lugar se puede usar tubería de revestimiento*

- Off-shore: sondeos en el mar. Avance lento
- A sección completa: no necesita sacar el testigo tramo a tramo sino que nos permita sacar la sólo la sección que nos interesa.
- “Wire line”: tecnología que permite sacar el testigo sin sacar la manobra completa.

1.2. Muestras

MUESTRAS

Se clasifican en dos tipos:

- No representativas: faltan componentes importantes del terreno (p.e lavado de finos).

- Representativas:

$$\begin{cases} \text{Alteradas} \\ \text{No alteradas} \end{cases}$$

Nota 2 (Humedad). — *Es importante impedir que la muestra pierda humedad.*

Bloque

- Las menos alteradas
- Limitaciones de profundidad y coste
- Pérdida de humedad

Tubos toma-muestras

- Pared delgada (Shelby): terrenos blandos, se suelen hincar a presión.
- Pared gruesa: terrenos más cohesivos, se suelen hincar a golpes.

Tubos toma-muestras de pistón fijo

- Terrenos blandos, se suelen hincar a presión pero el pistón evita la compresión de la muestra \Rightarrow mayor calidad.

Tubos sacatestigos

- Materiales arcillosos sensibles al contacto con el agua.

1.3. Ensayos “in-situ”

ENSAYOS “IN-SITU”

SPT

Definición 4 (SPT). — *Medición del número de golpes necesarios para hincar los 30cm intermedios de una cuchara con peso de 63,5Kg desde una altura de 760mm*

Definición 5 (Rechazo). — *Si al cabo de 100 golpes no ha penetrado en el terreno.*

Nota 3 (Correcciones). — *Se realizan dos correcciones principales*

$$\begin{cases} N_1 = C_N N & \text{Por profundidad} \\ N_{60} = \frac{N_{SPT} E_{SPT}}{E_{60}} & \text{Por energía} \end{cases} \quad (1)$$

CPT

Definición 6 (CPT). — *Resistencia del terreno a la introducción de un cono normalizado*

Parámetros obtenidos:

$$\begin{cases} q_c = \frac{F}{A_{cono}}, & \text{resistencia a penetración} \\ f = \frac{F_{LM}}{A_{manguito}} & \text{tensión lateral} \end{cases} \quad (2)$$

Ventajas:

1. Muy repetible
2. Incado a presión \Rightarrow mayor calidad
3. Registro continuo ($v = 2m/s$)

Inconvenientes:

- Necesidad de una reacción importante en el terreno.
- No se ve el terreno atravesado

CPT_u

Definición 7 (CPT). — Resistencia del terreno a la introducción de un cono normalizado considerando las presiones de agua

Parámetro obtenido

$$q_t = q_c + (1 - a)u_2 \quad (3)$$

siendo

$$a = \frac{A_{bastago}}{A_{cono}}$$

Nota 4 (Coeficiente de consolidación (C_h)). — Se puede calcular mediante un ensayo de disipación. Medimos t_{50} , el tiempo que tarda en disiparse el 50 % de la presión intersticial

Penetración dinámica

Definición 8 (Penetración dinámica). — Hincar una varilla en el terreno con una puntaza.

Parámetro obtenido:

$$q_d = \frac{R_d}{A_d}$$

Ventajas:

1. Rápido
2. Barato
3. Poca maquinaria

Inconvenientes:

- Profundidad limitada
- No se ve el terreno atravesado

“Vane-test” (molinete)

Permite la obtención de C_u en arcillas medias y blandas

Nota 5 (Correcciones). — Se realizan correcciones por

$$\begin{cases} \text{Velocidad de carga} \\ \text{Anisotropía} \end{cases} \quad (4)$$

$$(C_u)_{campo} = \mu(C_u)_{Vane-Test} \quad (5)$$

siendo

μ : parámetro corrector

$$\frac{d\mu}{dIp}$$

Presiómetro

- Menard: aplicamos una presión a una membrana hinchable y medimos desplazamientos producidos dentro de un sondeo
- Autoperforador: minimiza la alteración del terreno al medir a la vez que perfora.

$$\begin{cases} \text{Para terreno blando} \\ \text{Más caro} \\ \text{Más difícil de manejar} \end{cases} \quad (6)$$

Ensayos sísmicos

Miden la velocidad de propagación de los tipos de onda:

$$\begin{cases} \text{Ondas S: corte} \rightarrow \text{sólo se desplazan por el suelo} \\ \text{Ondas P: compresión} \rightarrow \text{desplazan por agua} \end{cases} \quad (7)$$

Tipos de ensayo:

- Cross-hole: emitimos ondas P y S entre un emisor y un receptor, a lo largo de una distancia d conocida. Se necesitan dos sondeos.
- Up-hole/down-hole: mismo procedimiento sólo con un sondeo (menos calidad)
- Cono sísmico: medida de velocidades a medida que penetra el cono
- Ondas Ray-Leigh: se emiten ondas de superficie mediante martillo vibrador continuo. No se necesita sondeo pero los resultados son más difíciles de interpretar

Ensayos hidráulicos

- Lefranc: permite calcular la permeabilidad en un sondeo

$$Q = FKH$$

$$\begin{cases} \text{Carga constante} \rightarrow \text{materiales con alta permeabilidad} \\ \text{Carga variable} \rightarrow \text{materiales con baja permeabilidad} \end{cases} \quad (8)$$

- Lugeon: permite calcular la permeabilidad en rocas fracturadas. Se mide el caudal capaz de infiltrarse en rocas a presión dada.

"IN-SITU" VS LABORATORIO

<i>Ensayos "in-situ"</i>	<i>Ensayos laboratorio</i>
<ul style="list-style-type: none"> ■ Se ensaya más volumen de suelo ■ Información continua ■ Suelo estado natural (no hay alteración) ■ Más rapido que en la realidad ■ Uso de correlaciones empíricas... 	<ul style="list-style-type: none"> ■ Uniformidad tensiones ■ Suelo bien identificado ■ Alteración de muestras

2. Cimentaciones superficiales

Definición 1 - Modos de rotura.

Los distintos métodos son:

1. Punzonamiento
2. Rotura global
3. Rotura local

CAPACIDAD PORTANTE

Es la máxima presión que puede sufrir el terreno bajo la cimentación

Caso drenado

$$q_r = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_r \quad (9)$$

Caso no drenado

Esta situación se da a corto plazo y es la más crítica.

$$q_r = C_u N_r + q \quad (10)$$

Caso submergido

En un terreno submergido se producen tensiones efectivas así pues la carga de rotura también aparece en efectivas

$$\begin{cases} q'_r = c'N_c + q'N_q + \frac{1}{2}\gamma' BN_r, & \text{tensiones efectivas} \\ q_r = q'_r + (P_w)_b, & \text{tensiones totales} \end{cases} \quad (11)$$

Nota 6 (Equivalencia). — La expresión es equivalente a la anterior

ASIENTOS

Los asientos se descomponen en tres fases véase 12

$$s = s_i + s_c + s_s \quad (12)$$

Elasticidad

La teoría elástica nos permite obtener la expresión de los asientos instantáneos

$$s_i = \frac{qB(1 - \nu^2)}{E} \quad (13)$$

Aunque al ser instantáneos suelen asociarse a condiciones no drenadas. Luego

$$s_i = f(E_u, \nu_u = 0,5) \quad (14)$$

Dónde

$$E_u = \frac{3E'}{2(1 + \nu')}$$

Nota 7 (Asiento total). — Si omitimos los asientos secundarios y trabajamos en tensiones efectivas obtenemos los asientos totales

Método edométrico

Hipótesis:

1. Se puede calcular el incremento de tensión vertical por la teoría elástica
2. El incremento de presión intersticial es igual al incremento de tensión vertical

$$\Delta u = \Delta \sigma_v$$

3. Tensiones totales invariantes a lo largo de la consolidación

Luego obtenemos:

$$s_c = \int m \Delta \sigma_v = \int \frac{C_c}{1 + e} \log \left(\frac{\sigma'_{r0} + \Delta \sigma'}{\sigma'_{r0}} \right)$$

Método de Skempton-Bjerrum

Este método trata de corregir los efectos causados por la segunda hipótesis del método edométrico.

$$\Delta u = \Delta \sigma_h + A[\Delta \sigma_v + \Delta \sigma_h] \quad (15)$$

Donde A depende del tipo de suelo. Luego:

$$S_{SB} = \mu S_{ed} = [A + \alpha(1 - A)] S_{ed} \quad (16)$$

3. Cimentaciones profundas

PILOTES

Es la máxima presión que puede sufrir el terreno bajo la cimentación

CPI 4

1. Avance tubería con cuchare o trépano
2. Empotramiento del pilote
3. Hormigonado y extracción de la tubería

CPI 7

1. Avance de la perforación con el auger
2. Hormigonado

Nota 8 (Restricción). — *El terreno ha de tener cierta cohesión*

CPI 8 (barrena continua)

1. Introducimos la barrena a rotación hasta el fondo (donde se quiere llegar)
2. Se hormigona mientras se va quitando la barrena
3. Introducción de la armadura en el hormigón fresco

Nota 9 (Armaduras). — *Suelen trabajar a compresión, luego si la armadura no es más corta no tiene porque ser problemático.*

CPI 3 (hincado)

1. Hincado
2. Formación del bulbo
3. Hormigonado y extracción de la tubería

	DESPLAZAMIENTO PREFABRICADOS	DESPLAZAMIENTO 'IN SITU'	EXCAVADOS
<u>Instalación</u>			
N.F.	Sin problemas	Sin problemas	Técnicas especiales
Longitud ajustable	Dificultades	Sin problemas	Sin problemas
Ruido / vibraciones	Si	Si	No (mucho)
Calidad homogeneidad	Buena (examinable)	No examinable	No examinable
Presencia obstac.	Dificultades	Dificultades	Más facilidad para atravesar.
Calidad terreno	Resist. penetración	Resist. penetración	Muestras alteradas
<u>Pilote</u>			
Cargas / ϕ	ϕ moderados (en acero)	ϕ moderados	Se pueden usar grandes ϕ En tanto grandes cargas
Punta en roca	No se puede preparar	No se puede preparar	Se puede preparar / romper
Punta ensanchada	No	Si (suelos blandos)	Si (no en arenas)
Calidad pilote	Posibilidad extra hincia	Posibilidad estrangul.	Posibilidad estrangul.
Utilización muelles	Si	Dificultades	Dificultades

Figura 1: Comparación de los distintos métodos

MÉTODO DELFT

Definición 9 (Delft). — Permite calcular la resistencia en punta de un pilote

La resistencia no es uniforme, así pues solemos estimar un único valor medio de la distribución.

Procedimiento

Se definen 3 zonas, de menor a mayor profundidad y se calcula

$$\begin{cases} q_c = \frac{(q_c)_{\text{I}} + (q_c)_{\text{II}}}{2}, & \text{if } (q_c)_{\text{III}} > (q_c)_{\text{II}} \\ q_c = \frac{(q_c)_{\text{I}} + \frac{(q_c)_{\text{II}} + (q_c)_{\text{III}}}{2}}{2}, & \text{if } (q_c)_{\text{III}} \leq (q_c)_{\text{II}} \end{cases} \quad (17)$$

4. Empuje de tierras

4.1. Coeficiente de empuje

COEFICIENTE DE EMPUJE

El coeficiente de empuje K relaciona las tensiones efectivas verticales con las horizontales:

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

Influencia de la historia del suelo

- Normalmente consolidados: K_0 se mantiene constante.
- Sobre consolidados: K_0 aumenta pasado un umbral.

Medición de K_0 en laboratorio

- Ensayos edométricos:
- Evaluación mediante medida de la succión

Nota 10 (Húmedad). — *La succión aumenta mucho al secarse, hemos de evitar que la muestra pierda humedad.*

Medición de K_0 en campo

- Presiómetro: es una prueba de referencia de forma teórica. Presenta grandes dispersiones al ser muy sensible a la alteración inducida.
- Dilatómetro: se mide la presión necesaria para mover la membrana.
- Métodos no destructivos (ensayo sísmico): se basa en la medición de la velocidad de las ondas de corte (S)

Nota 11 (Deformaciones). — *Este método sobrevalora el módulo de corte ya que este es dependiente de las deformaciones. A menor deformación mayor módulo.*

ESTADOS DE RANKINE

Hipótesis:

1. Rotura plana: las líneas de contorno están en rotura
2. “Suelo no cohesivo ($c'=0$) → friccional”
3. “No existen cargas aplicadas en superficie”
4. Suelo homogéneo
5. Suelo isotropo
6. “No hay agua → suelo seco”

Empuje activo

$$K_a = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_{v0}} = \frac{1 - \sin(\phi')}{1 + \sin(\phi')} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) < 1$$

Empuje pasivo

$$K_p = \frac{\sigma'_{h_p}}{\sigma'_{v_0}} = \frac{1}{K_a} = \frac{1 + \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) > 1$$

Resumen de casos

Suelo	Activo	Pasivo
Drenado - Cohesivo	$\sigma'_{h_a} = K_a \sigma_{v_0}$	$\sigma'_{h_p} = K_p \sigma_{v_0}$
Drenado - No cohesivo	$\sigma'_{h_a} = K_a \sigma_{v_0} - 2c' \sqrt{K_a}$	$\sigma'_{h_p} = K_p \sigma_{v_0} + 2c' \sqrt{K_p}$
No drenado	$\sigma_{h_a} = \sigma_v - 2C_u$	$\sigma_{h_p} = \sigma_v + 2C_u$

MÉTODO DE COULOMB

Hipótesis:

1. Todo el suelo está en rotura
2. La superficie de rotura es plana
3. Rozamiento suelo/muro es nulo \Rightarrow Tensiones principales

Nota 12. — No se recomienda su uso para el cálculo del empuje pasivo ya que nos deja del lado de la inseguridad al sobrevalorarlo.

Solución básica

$$\frac{E}{\sin(\rho - \phi')} = \frac{W}{\sin(\alpha - \delta + \rho - \phi')} \quad (18)$$

siendo

α : ángulo de inclinación del muro $\delta \in [0, \phi]$ ángulo de rozamiento tierra muro

Nota 13 (Dirección del movimiento). — La dirección del movimiento viene marcada por el sentido de las fuerzas de rozamiento

$$\tau = \sigma'_n \tan(\delta)$$

5. Estructuras de contención

5.1. Muros de gravedad

Definición 2 - Regla del núcleo central.

Corresponde a la condición de no existencia de tracciones (suponiendo una distribución lineal). No es restrictiva se puede prescindir de ella en casos de terrenos duros (arcillas duras, rocas...). Ocurre si el punto de aplicación de la resultante respecto la base es :

$$e > \frac{B}{6}$$

5.2. Pantallas

PANTALLAS

Son estructuras esbeltas, construidas con material que resiste a la tracción (acero, hormigón armado)

Tablestacas

Ventajas:

1. Flexibles
2. Estancas
3. Reutilización fácil

Inconvenientes:

- Limitación de longitud
- Corrosión
- Difíciles de soldar
- No se pueden instalar en cualquier terreno

Hormigonadas "in-situ"

Problemas comunes:

- Fallos de hormigonado (mala colocación)
- Fallos de inyección (falta adherencia)
- Mala calidad de los materiales

Otros tipos de pantallas

- Pilotes
- Micro-pilotes
- Damas
- Entibaciones

Posibles modos de fallo

Estado tensional en voladizo

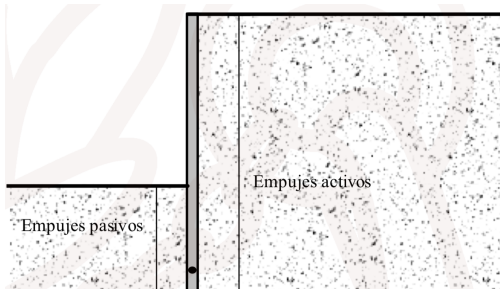


Figura 2: Estado tensional 1 (traslación)

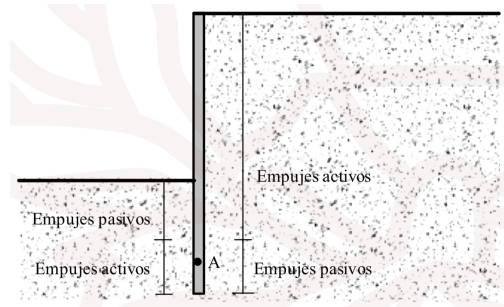


Figura 3: Estado tensional 2 (rotación)

Métodos de análisis

En voladizo Sólo podemos analizar el caso de la Figure 3 ya que la Figure 2 no es estable.

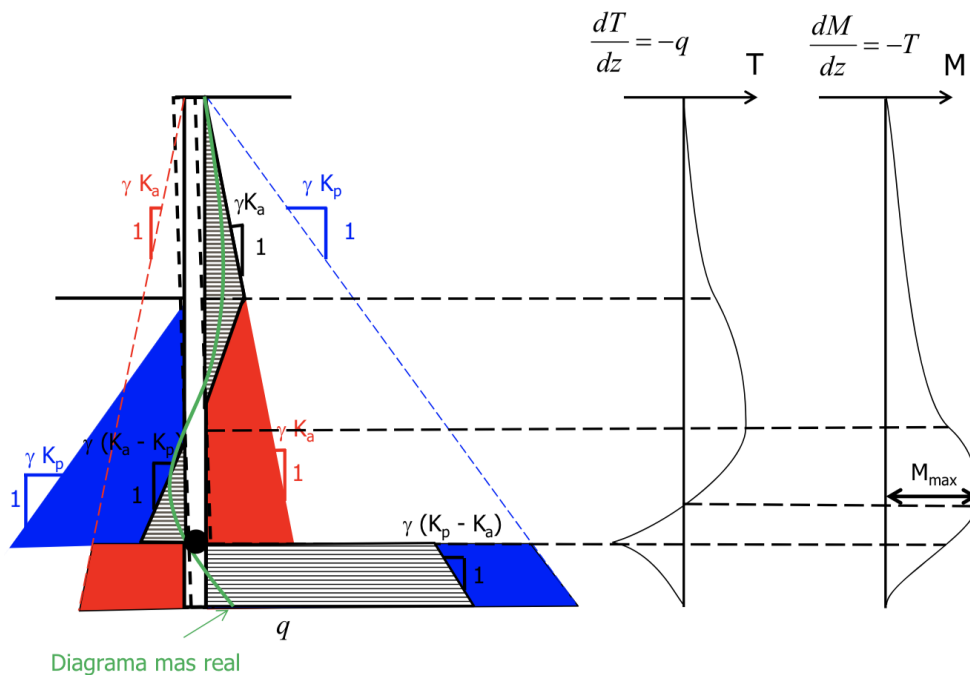


Figura 4: Análisis voladizo

Soporte libre El estado tensional es cómo Figure 2. Este método considera que la profundidad del empotramiento es pequeña o que la rigidez de la pantalla es grande. Se asume que la pantalla se desplaza de una manera rígida bajo el efecto de la *presión activa* de tierras y moviliza la presión pasiva a lo largo de su parte empotrada. Se considera que no hay reacción en la base. Es un sistema isostático no necesitamos hipótesis adicionales.

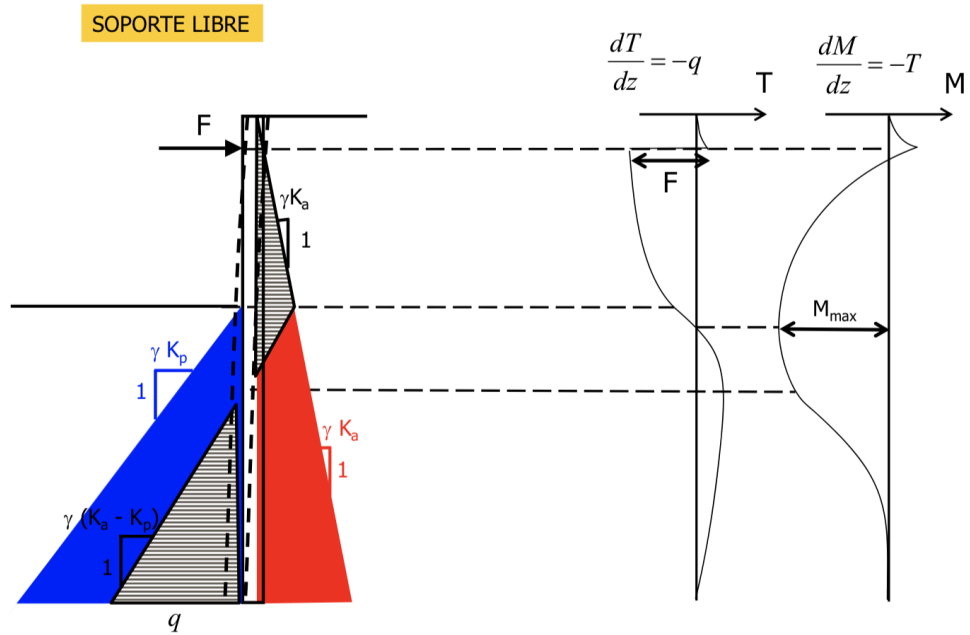
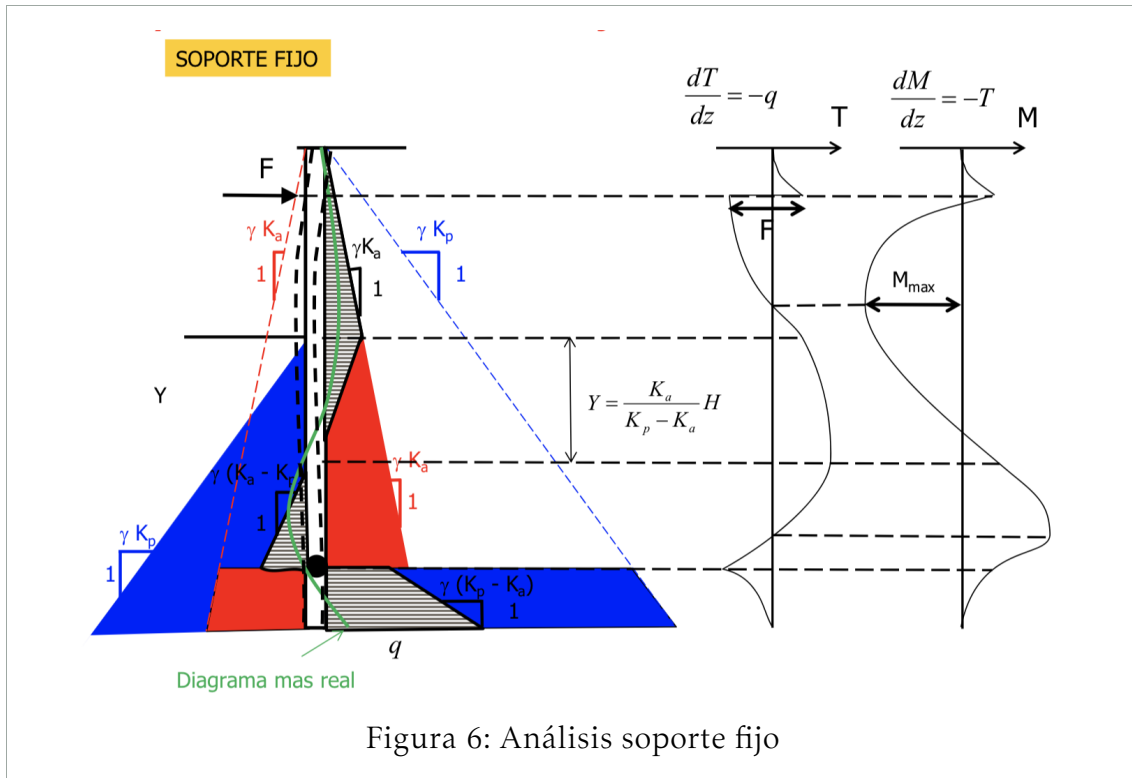


Figura 5: Análisis soporte libre

Soporte fijo El estado tensional es cómo la Figure 3. Este método considera que la rigidez es pequeña o la profundidad del empotramiento grande. Se considera que la base está empotrada. Este sistema es hiperestático, así pues es necesario realizar la hipótesis siguiente para resolverlo.

$$x| q = 0 \Leftrightarrow T(x) = T_{max} := M(x) = 0$$



TIERRA REFORZADA

No requieren cimentación, tienen un buen comportamiento en suelos de mala calidad y permiten alturas importantes ($h > 20m$)

Ventajas:

1. Estructura flexible (se adapta a asientos importantes en cimentación)
2. Ejecución rápida con material ligero
3. Coste competitivo
4. Se pueden alcanzar alturas importantes

Inconvenientes:

- Relleno debe ser de calidad
- Problemas de durabilidad (corrosión de armaduras)

Posibles modos de fallo

1. Por rotura a tracción de la armadura
2. Por falta de adherencia armadura-relleno en la zona resistente

Condiciones de estabilidad

1. Rotura a tracción:

$$T_M \leq \frac{1}{F_1} \sigma_r b e$$

2. Adherencia:

$$T_M^* \leq \frac{1}{F_2} \int_0^{2a} \mu^* \sigma_v(x) 2b dx$$

Cálculo de la tracción máxima:

$$T_M = \frac{1}{n} \sigma_h \Delta H$$

Parte II

Questions

Question *Cómo puedes determinar el valor de la resistencia al corte sin drenaje (C_u) de una arcilla a partir de un ensayo de compresión simple ? ¿ Qué fiabilidad te merece el resultado ?*

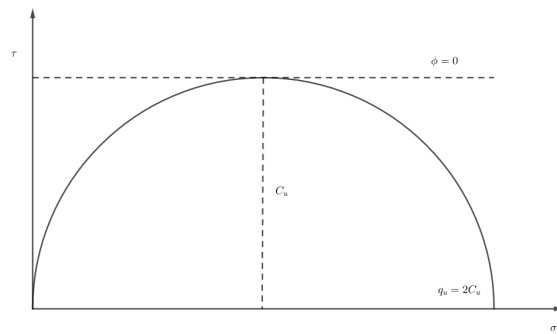


Figura 7: Circulo de Mohr: compresión simple sin drenaje

Se rompen distintas probetas y se encuentra la envolvente de rotura. La fiabilidad del resultado dependerá de la alteración de la muestra.

Question *Cúando se utilizan los resultados del ensayo del molinete (vane-test) para estimar el valor de C_u de una arcilla, se suele aplicar un factor de corrección que depende del índice de plasticidad del suelo. ¿ A qué se debe la necesidad de esta corrección? ¿ A partir de qué datos se ha determinado dicho factor?*

Se aplica por:

- Anisotropia del terreno
- Velocidad de cargo (más rápida que en campo)

Aplicamos un factor de corrección que varía en función del índice de plasticidad (IP), véase Figure 9

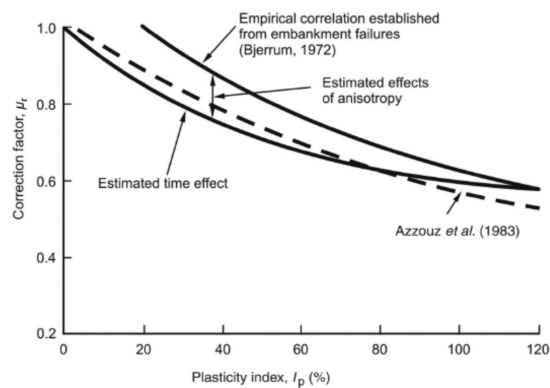


Figura 8: Factor de corrección Vane test

Question Suponiendo que una arcilla se comporta con un modelo eláso-perfectamente plástico, dibujar la evolución de la presión intersticial que se medirá en un ensayo presiométrico (se considera condiciones no drenadas).

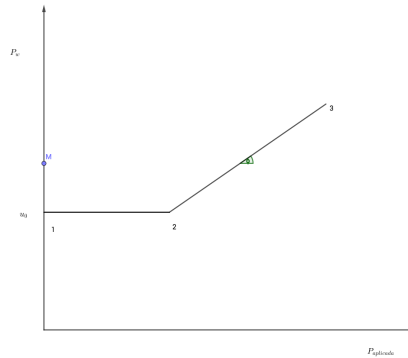


Figura 9: Evolución de la presión intersticial

Véase la evolución de los círculos de mohr en las Figure 10,11,12

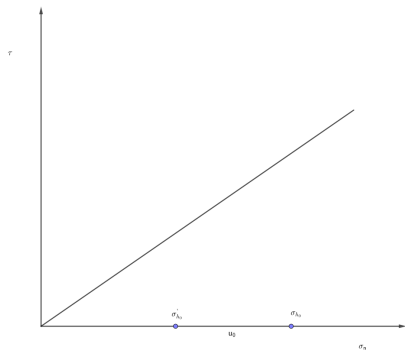


Figura 10: Estado inicial

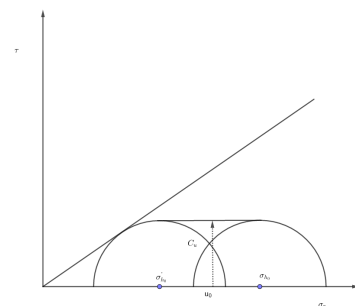


Figura 11: Incremento de presión con presión intersticial constante

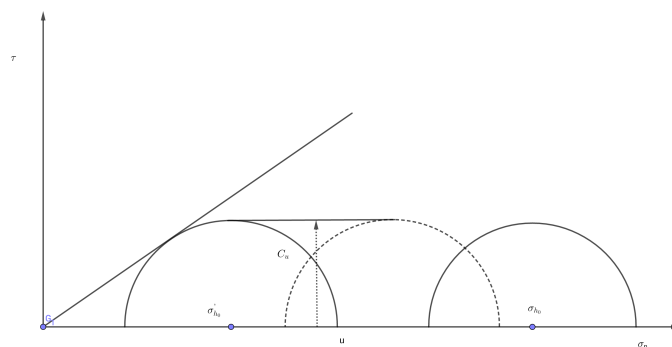


Figura 12: Aumento de la presión intersticial

6. Cimentaciones superficiales

Question *Indica las principales hipótesis del método edométrico para el cálculo de asientos de consolidación y describe brevemente su grado de validez.*

Hipótesis:

1. Cálculo de σ_v por elasticidad.
2. $\Delta u = \Delta \sigma_v = \Delta \sigma'_v$, el aumento de presión interna es igual al aumento de presión vertical.
3. Las tensiones totales se mantienen invariantes a lo largo de la consolidación.

Es válido (muy usado) aunque la segunda hipótesis se distancia de la realidad.

Nota 14 (Skempton-Bjerrum). — *Intenta mejorar el efecto de la segunda hipótesis.*

Question *Calcular FS de la cimentación cuadrada de la Figure 13 en condiciones no drenadas utilizando carga neta. Comenta el resultado.*

Al estar en situación no drenada tenemos:

$$q_r = C_u N_c + q$$

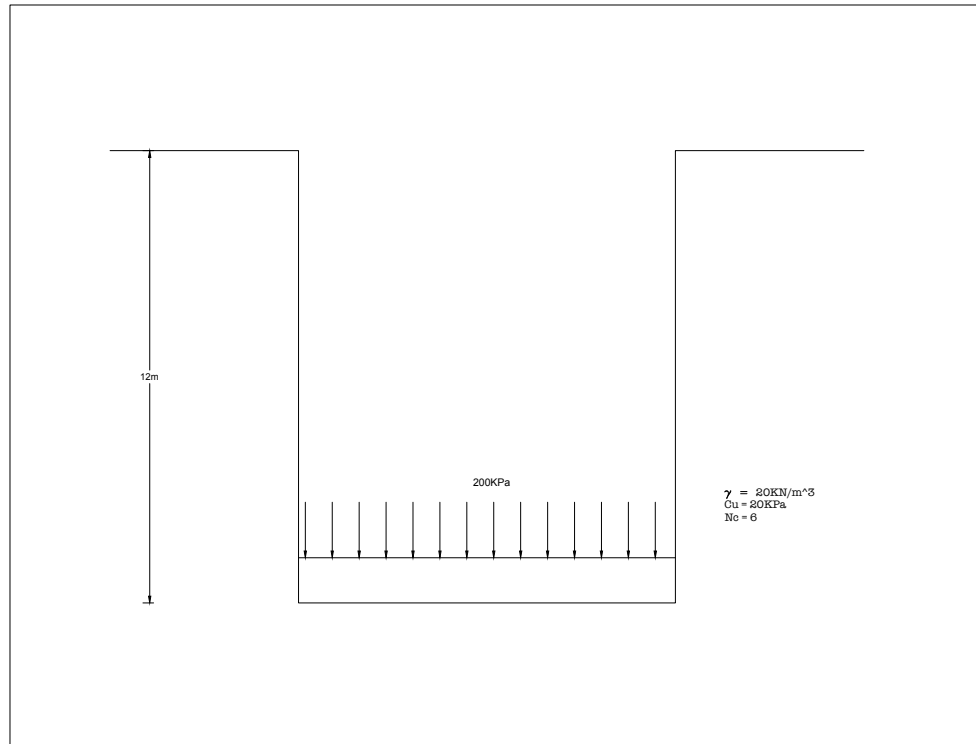


Figura 13: Cimentación cuadrada

Tenemos (aplicando carga neta):

$$FS = \frac{q_r - q}{q_{ad} - q} = \frac{360 - 240}{200 - 240} < 0$$

Lo cual es lógico ya que si analizamos la carga que este terreno soportaba antes de excavar observamos que era superior. Luego no hay razón de dudar de la estabilidad de esta cimentación.

Nota 15 (FS real). — Al calcular sin carga neta obtenemos

$$FS = \frac{q_r}{q_{ad}} = \frac{360}{200} \approx 1,8$$

Lo cual es incoherente con lo previamente comentado.

Question *El asiento de una placa circular rígida sobre un semiespacio elástico homogéneo se expresa como $s = \frac{1-\mu^2}{2} \frac{P}{aE}$, donde s es el asiento, P la carga total aplicada, a el radio de la placa, E el módulo de elasticidad y μ el coeficiente de Poisson. Determinar la expresión para el módulo de balasto en estas condiciones. Comentar brevemente lo más destacado del resultado.*

El módulo de balasto no es un parámetro del terreno. El módulo de balasto se puede determinar a partir de E, μ del terreno para una geometría dada. En este caso el el módulo de balasto variará en función del radio a .

$$K = \frac{P}{s} = \frac{2aE}{1-\mu^2}$$

Question La Figure 14 representa la cimentación cuadrada (6x6m) de una pila (circular de 2m de ϕ) de un puente situado en un embalse. La cimentación alcanzaría su capacidad portante total si se aplicara una carga P de 1600T de forma rápida (condiciones no drenadas). ¿Con qué carga se alcanzaría la capacidad portante si el nivel del embalse estuviera 6m por encima del actual.

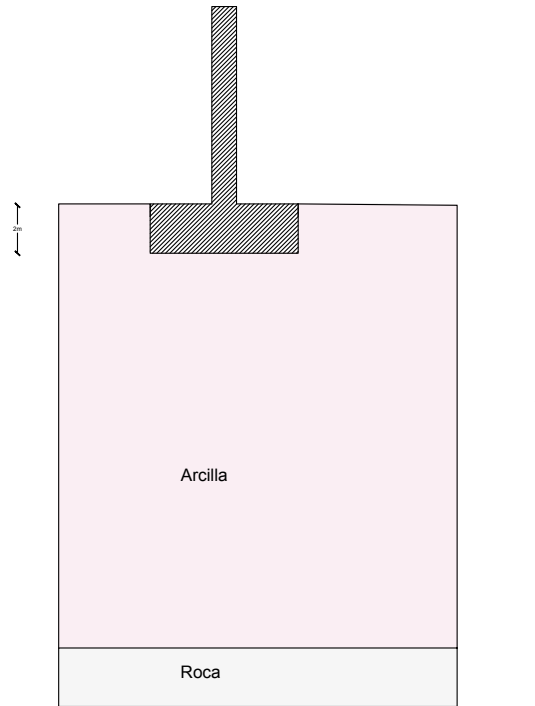


Figura 14: Cimentación cuadrada

Al aplicarse rápidamente carga, nos situamos en condiciones drenadas. Analizaremos el problema en presiones totales y efectivas. Supondremos en ambos análisis $P = P_{\text{peso-propio}} + P_{\text{pesoaplicado}}$

Presiones totales

$$q_r = C_u N_c + \gamma_w H = \frac{P + \gamma_w (H - h_b)(A_b - A_c)}{A_b}$$

$$\Leftrightarrow P = C_u N_c A_b + \gamma_w (H - h_b) A_c + \gamma_w h_b A_b \quad (19)$$

Presiones efectivas

$$q_r = C_u N_c = \frac{P - \gamma_w h_b A_b - \gamma_w (H - h_b)(A_b - A_c)}{A_b}$$

$$\Leftrightarrow P = C_u N_c A_b + \gamma_w (H - h_b) A_c + \gamma_w h_b A_b \quad (20)$$

Luego tenemos

$$\Delta P = \gamma_w \Delta H A_c$$

Question Si la carga se aplica lentamente (drenada), el valor de carga P con la que se alcanza la capacidad portante es de 12200T. ¿Con qué carga se alcanzaría la capacidad portante si el nivel del embalse estuviera 6m por encima de su nivel actual?

A pesar de estar la capacidad portante en presiones efectivas, podemos trabajar en presiones totales o efectivas.

Presiones totales

$$q'_r + \gamma_w H = \frac{P - \gamma_w (H - h_b)(A_b - A_c)}{A_b}$$

$$\Leftrightarrow P = A_b q'_r + \gamma_w H A_b - \gamma_w (H - h_b)(A_b - A_c)$$

$$\Leftrightarrow P = A_b q'_r - \gamma_w H A_b h_b - \gamma_w (H - h_b) A_c \quad (21)$$

Presiones efectivas

$$q'_r = \frac{P - \gamma_w H A_b - \gamma_w (H - h_b) A_c}{A_b}$$

$$\Leftrightarrow P = A_b q'_r - \gamma_w H A_b h_b - \gamma_w (H - h_b) A_c \quad (22)$$

Luego tenemos

$$\Delta P = -\gamma_w \Delta H A_c$$

Question *En el caso de la capacidad portante de una cimentación superficial ¿Qué caso es más crítico?*

1. *Corto plazo*
2. *Largo plazo*

El peor caso es a *corto plazo* ya que como podemos ver en la Figure 15, la trayectoria en tensiones totales (color verde) queda limitada por C_u .

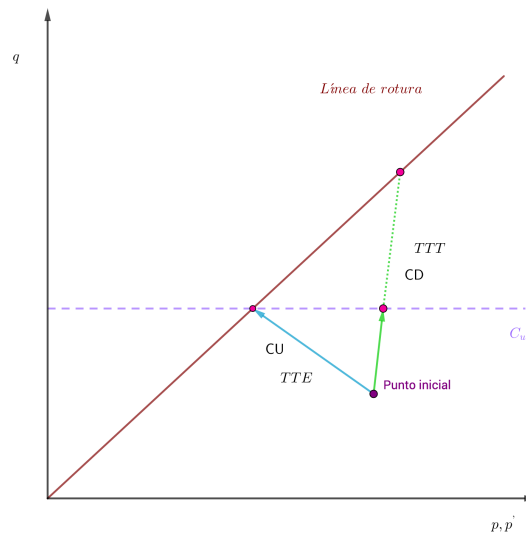


Figura 15: Trayectoria de tensiones

Question *Indica 3 posibles causas de deformación excesiva de una cimentación superficial no directamente relacionados con la carga aplicada*

1. Levantamientos debidos a suelos expansivos o susceptibles a las heladas
2. Deterioro del material de cimentación.
3. Deformación por saturación de suelos colapsables (rellenos, loess)
4. Deformación del terreno debido a excavaciones cercanas.
5. Variación del NF
6. Compactación del terreno por vibración, terremotos...

Question La relación entre el asiento calculado por el método edométrico y por el método de Skempton es:

$$S_{sb} = \mu S_{ed} = [A + \alpha(1 - A)] S_{ed}$$

Donde A es el parámetro de Skempton que depende de $\frac{z}{B}$. El valor de α para $\frac{z}{B} = 0$ es 1. ¿Por qué?

Una de las hipótesis del método edométrico ($\epsilon_h = 0$) es que el incremento de presión intersticial es igual al incremento de presión vertical:

$$\Delta u = \Delta \sigma_v$$

El método de Skempton trata de mejorar esta aproximación introduciendo el parámetro $\mu = [A + \alpha(1 - A)]$. Donde:

$$\alpha \in [0, 1] \propto 1 - \frac{z}{B}$$

En efecto si $\frac{z}{B} = 0$, es decir la base es mucho mayor que la dimensión vertical del estrato (potencia), entonces nos situamos en condiciones edométricas y los asientos deben coincidir $\Rightarrow \alpha = 1$.

Question Una placa de $\phi = 0,2m$ sometida a $10T/m^2$ sufre un asiento de $0,2cm$. ¿Qué asiento se obtendrá al cargar una cimentación de $\phi = 1,2m$ y $20T/m^2$. Suponiendo suelo elástico-lineal?

Tenemos $s \propto Q$ así pues:

$$s_2 = s(2Q) = 2s(Q) = 2s_1$$

Al tener un suelo elástico lineal $\frac{B}{s} = cte$, luego:

$$s_3 = \frac{B_3}{B_2} s_2$$

Luego mediante aplicación numérica $s_3 \approx 2,4cm$

Question En la práctica. ¿Esperarías que el asiento de la cimentación fuera mayor o menor que el calculado? ¿Por qué?

La teoría elástico lineal no tiene en cuenta la variación del módulo elástico con la profundidad ($\frac{dE}{dz} > 0$), luego es de esperar un asiento menor en la práctica.

Question Las expresiones de la capacidad portante tienen la siguiente estructura (en terreno drenado):

$$q_r = cN_c + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma + qN_q$$

1. ¿A qué mecanismo de resistencia corresponde cada uno de los términos?
 - a) Contribución de la cohesión del suelo a la resistencia
 - b) Efecto del peso
 - c) Contribución de cargas sobre el plano de cimentación
2. ¿Qué forma adopta en el caso de un terreno sumergido? En el caso de un terreno sumergido hemos de tener en cuenta el efecto del empuje de Arquímedes, así pues podemos trabajar en tensiones efectivas:

$$\begin{cases} q'_r = c'N_c + \frac{1}{2}\gamma'BN_\gamma + q'N_q \\ q_r = q'_r + (p_w)_{base} \end{cases} \quad (23)$$

3. ¿Qué forma adopta en el caso de un análisis no drenado en tensiones totales $\phi = 0$ Tenemos $N_q(\phi = 0) = 1, N_\gamma(\phi = 0) = 0$, luego:

$$q_u = C_u N_c + q$$

4. ¿Qué forma adoptaría q en el caso que el terreno de cimentación fuera exclusiva agua?

$$\begin{cases} q_r = q'_r + (p_w)_{base} = c'N_c + \frac{1}{2}\gamma'BN_\gamma + \gamma_w H_w, & \text{drenado} \\ q_r = C_u N_c + \gamma_w H_w, & \text{no drenado} \end{cases} \quad (24)$$

7. Cimentaciones profundas

Question *En el método Delft para el cálculo de la resistencia en punta de un pilote, los tramos utilizados incluyen material por encima del extremo inferior del pilote. ¿Por qué?*

Por los posibles mecanismos de rotura. Se incluye este material ya que la forma del bulbo de rotura, puede llegar a afectar el terreno por encima del extremo inferior del pilote.

Question *Para qué tipos de terreno utilizarías pilotes de barrena continua (CPI-8)? Indica cuáles son sus principales inconvenientes.*

Para suelos que se **desmoronan**.

Ventajas:

- Barato y buen rendimiento
- No hace falta revestimiento

Inconvenientes:

- Riesgo de corte del hormigonado.

Question *Define el concepto de eficiencia de un grupo de pilotes. ¿Qué valores suele tener en arenas?*

$$\text{Eficiencia} = \eta = \frac{Q_i}{\sum_i Q_i} = \frac{\text{CARGA DE FALLA DEL GRUPO DE PILOTE}}{\text{SUMA DE LAS CARGAS DE FALLA INDIVIDUALES}}$$

Si el espaciado es muy pequeño puede que el terreno tenga que aguantar y que la carga de un solo pilote $\rightarrow v < 1$. En el caso de arenas solemos tener $v > 1$ así pues tomamos 1 como valor (el menor).

Nota 16 (Encepado). — Si existe encepado los pilotes actúan como un bloque, en caso de no existir tomaremos el peor caso entre bloque y conjunto de pilotes. Los asientos pueden ser problemáticos con encepado ya que implica esfuerzos por movimiento de apoyo.

Question *¿Qué es el fenómeno de la fricción negativa de un pilote? Indica 3 causas posibles del fenómeno.*

El suelo que rodea la parte superior del pilote asienta en relación al pilote, cambiando la dirección de las fuerzas de fricción (resistencia de fuste). Causas:

- Arcilla blanda sobre estrato duro (roca)
- Sobrecarga en el terreno
- Pilote hincado sobre el relleno (mal compactado)

Solución:

- Tener en cuenta la fricción negativa en el cálculo de q_r y FS.
- Reducir la fricción alrededor del pilote

8. Coeficiente de empuje

Question *Explicar en pocas palabras 3 posibles métodos para calcular el empuje adicional causado por sobrecargas externas*

❖ Uniforme:

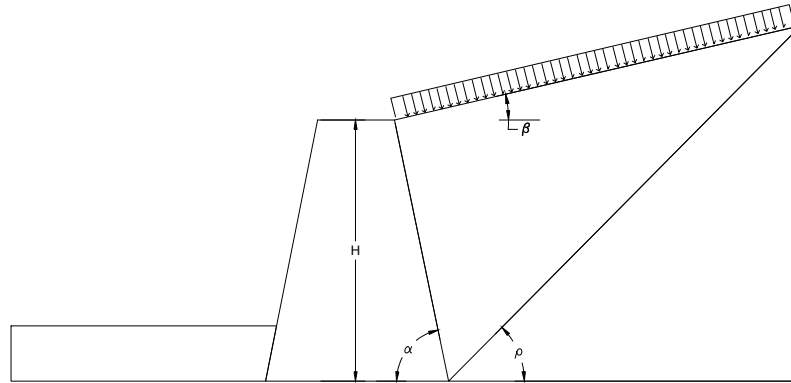


Figura 16: caption

$$\gamma^{eq} = \gamma \frac{2q \sin(\alpha)}{H \sin(\alpha + \beta)}, \quad \text{una densidad equivalente}$$

O bien

$$\Delta H = \frac{q \sin(\alpha)}{H \sin(\alpha + \beta)}, \quad \text{una altura equivalente}$$

❖ No uniforme:

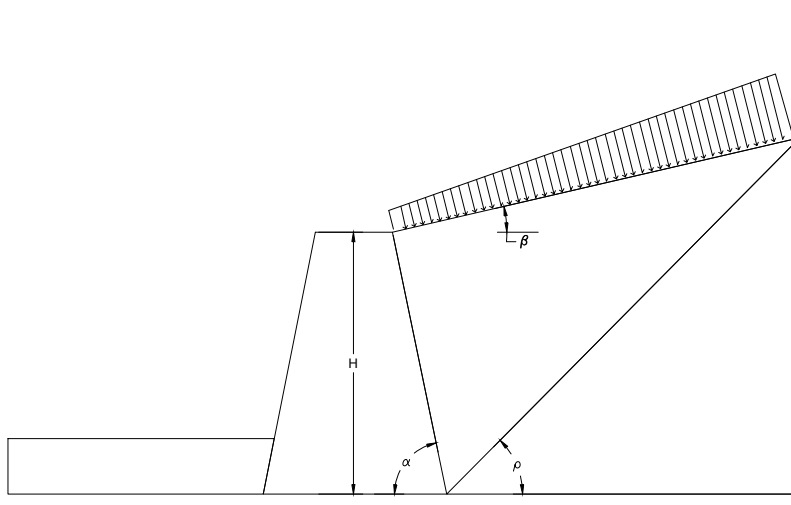


Figura 17: Cargas no uniformes

- ❖ Soluciones elásticas (Boussinesq)
- ❖ Soluciones plásticas
- ❖ Reglas empíricas

Question *Un muro con alto ángulo de rozamiento (40) está en contacto con un suelo de ángulo de fricción igual a 30. a) ¿ Qué valor escogerías como ángulo de rozamiento suelo-muro ?*

a)

$$\delta = \frac{2}{3}\phi' = 20$$

b)

Question *¿ Qué diferencia conceptual existe entre el método de Coulomb y el de Rankine para el cálculo de empuje de tierras ?*

❖ Rankine:

1. no se considera rozamiento suelo-muro ($\delta = 0$)
2. se supone rotura completa del suelo

❖ Coulomb:

1. consideramos rozamiento suelo-muro ($\delta \neq 0$)
2. Rotura según 2 planos, uno de ángulo ρ y otro con el muro

Question *Enumerar las razones por las que el metodo de Rankine es más seguro que el de Coulomb para el cálculo de empujes de tierras.*

1. En el caso **pasivo** no es aconsejable usar Coulomb, pues sobre-estima lo que va a resistir el terreno

$$K_{pc} > K_{p-real} \Rightarrow E_{pc} > E_{p-real}$$

2. Rankine supone $\delta = 0 \Rightarrow$ **empuje activo máximo** (\nexists componente estabilizadora del empuje) en la teoría de Coulomb supone parte del empuje como estabilizador

$$E_{Rankine} > E_{Coulomb}$$

3. Rankine supone rotura en todo el terreno, mientras Coulomb solo la considera en 2 líneas.

Así pues el terreno rompe antes de lo que dica Coulomb.

Question *Cual es la influencia de la fricción suelo-muro sobre:*

- ❖ *Empuje activo*
- ❖ *Empuje pasivo*
- ❖ K_0
- ❖ *Momento de vuelco por empuje activo*

❖ *Empuje activo:*

$$\delta \approx \frac{2}{3}\phi'$$

y

$$K_a = \frac{1 - \sin(\phi')}{1 + \sin(\phi')} \Rightarrow \frac{dK_a}{d\phi'} < 0$$

Con lo cual

$$\frac{dE_a}{d\delta} < 0$$

❖ *Empuje pasivo:*

$$K_p = \frac{1 + \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')} \Rightarrow \frac{dK_p}{d\phi'} > 0$$

Con lo cual

$$\frac{dE_p}{d\delta} > 0$$

❖ K_0 : No influye al estar en reposo

❖ *Momento de vuelco por empuje activo:*

$$\frac{dE_a}{d\delta} < 0 \Rightarrow \frac{dM}{d\delta} < 0$$

Question *Dibujar cualitativamente la ley de empujes de Rankine sobre el muro de la Figure 18*

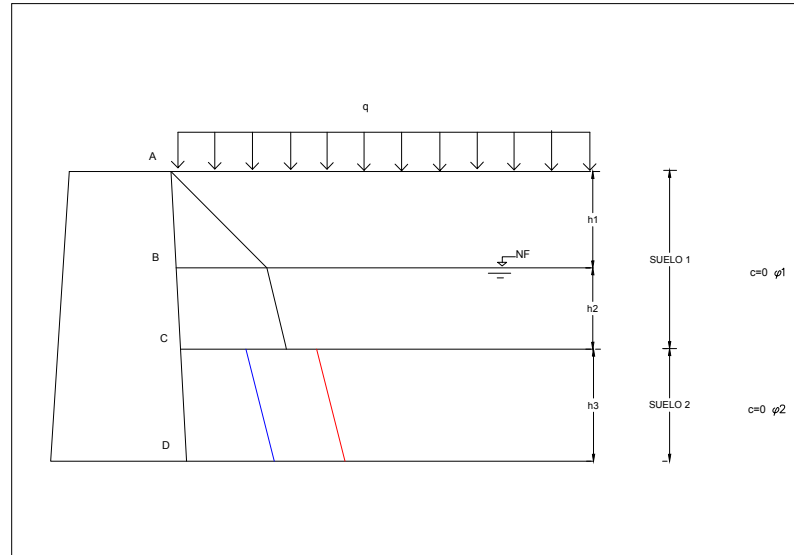


Figura 18: Empuje de tierras sobre muro de gravedad

Tenemos:

- A:

$$\sigma'_v = 0 \Rightarrow \sigma'_h = 0$$

- B:

$$\sigma'_v = \gamma h_1 + q \Rightarrow \sigma'_h = K_a(\gamma h_1 + q)$$

- C:

Parte superior:

$$\sigma'_v = \gamma h_1 + \gamma' h_2 + q \Rightarrow \sigma'_h = K_a^{\phi_1}(\gamma h_1 + \gamma' h_2 + q)$$

Parte inferior:

$$\sigma'_v = \gamma h_1 + \gamma' h_2 + q \Rightarrow \sigma'_h = K_a^{\phi_2}(\gamma h_1 + \gamma' h_2 + q)$$

- D:

$$\sigma'_v = \gamma h_1 + \gamma'(h_2 + h_3) + q \Rightarrow \sigma'_h = K_a^{\phi_2}(\gamma h_1 + \gamma'(h_2 + h_3) + q)$$

Nota 17. — En rojo el caso en el que $\phi_2 < \phi_1$ y en azul el contrario. En efecto tenemos $\frac{dK_a}{d\phi'} > 0$. Luego la variación de pendiente se debe a $\gamma' < \gamma$

Question Indicar qué parámetros o propiedades fundamentales del terreno controlan el valor de K_0 . ¿Cómo varía K_0 con ellos?

EL grado de consolidación, ϕ' y I_p . En el caso de tener una arcilla NC podemos considerar $K_0 = 1 - \sin(\phi')$.

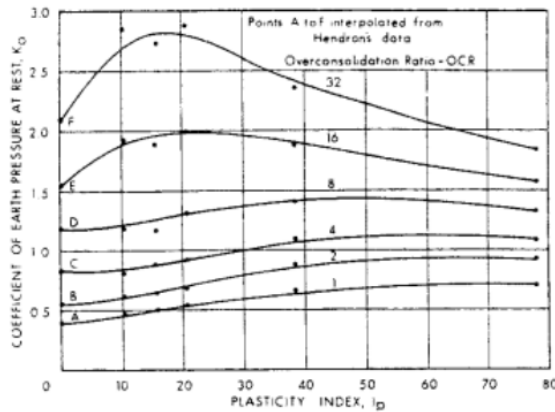


Figura 19: caption

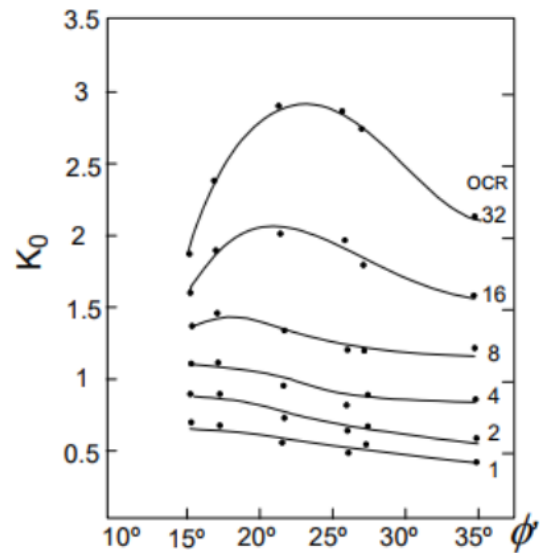


Figura 20: caption

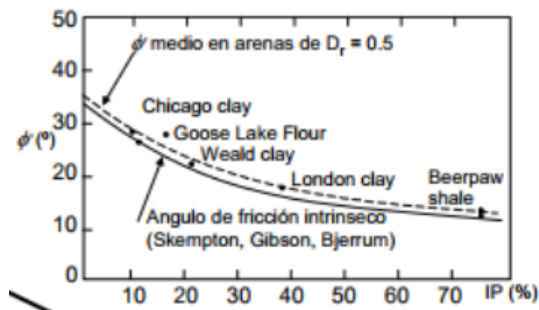


Figura 21: caption

Question ¿Cómo determinarías K_0 en laboratorio?

- Ensayos edométricos
- Evaluación mediante succión (atención a la disminución de humedad)

Question ¿ Podrías mencionar algún error conceptual que se admite en el desarrollo del método del círculo de fricción para el cálculo del empuje pasivo ? Razonar para el caso $c=0$

En el caso de empuje pasivo en arcillas a largo plazo ($c=0$). Calcularemos el empuje pasivo como la suma de 2 estados:

1. Sólo interviene el peso sin cohesión E_p^1
2. Sólo interviene la cohesión y el rozamiento del suelo, no interviene el peso E_p^2

Luego $E_{total} = E_p^1 + E_p^2$. Este procedimiento comporta errores:

1. Utilizo el método de estados límites de rotura \rightarrow no se debe utilizar la superposición de estados.
2. La superficie de rotura del estado 1 no tiene porque coincidir con la del estado 2.

Estos errores se compensan ya que este metodo da resultados aceptables.

Question ¿ Están del lado de la seguridad los empujes pasivos alcanzados según Coulomb ?

No, ya que sobre-estiman el empuje del suelo (al tener en cuenta el rozamiento).

Question ¿ Para movilizar K_a son necesarias mayores ε que para K_p ?

No, es al revés.

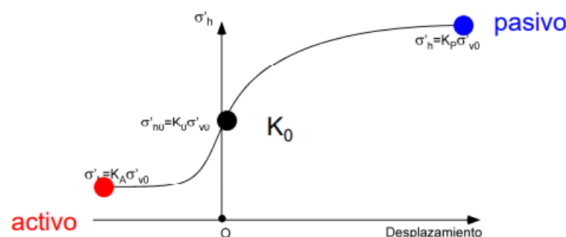


Figura 22: caption

Question ¿ Puede darse el caso de que Coulomb prediga unas condiciones más desfavorables que Rankine en el caso activo ?

No, ya que al considerar el rozamiento parte del empuje es estabilizador.

Question *Hipótesis y utilización de la fórmula de Rankine*

1. Todo el suelo está en rotura
2. La superficie de rotura es plana
3. Rozamiento suelo/muro es nulo \Rightarrow Tensiones principales

Uso:

1. Trasdós vertical
2. Terreno horizontal o inclinado un ángulo β

Question *Hipótesis de Coulomb para la determinación del empuje activo*

1. Rotura plana: las líneas de contorno están en rotura
2. "Suelo no cohesivo ($c'=0$) \rightarrow friccional"
3. "No existen cargas aplicadas en superficie"
4. Suelo homogéneo
5. Suelo isotrópico
6. "No hay agua \rightarrow suelo seco"

Question *En qué casos se puede utilizar la teoría de Coulomb para la determinación del empuje pasivo? Razonar*

Coulomb sobre-valoriza el empuje pasivo al considerar el rozamiento. Supone roturas planas cuando en realidad son curvas. Cuanto mayor sea δ mayor la distancia con la realidad.

9. Estructuras de contención

Question *¿Existe alguna relación analítica entre el FS al vuelco de un muro de gravedad y el valor de la excentricidad de la resultante de fuerzas al c.d.g de la base del mismo ? (Suponer que la única acción desfavorable es el empuje activo y la única favorable el peso)*



Question *Citar ventajas e inconvenientes de utilizar tablestacas metálicas como elementos de contención de tierras*

Ventajas: <ul style="list-style-type: none">▪ Fáciles de manejar (ligeras)▪ Recuperables (provisionales)▪ \exists diversos perfiles prefabricados▪ Muy flexibles	Inconvenientes: <ul style="list-style-type: none">▪ Longitud limitada ($< 12m$)▪ Posible corrosión (en ambientes agresivos)▪ No pueden atravesar zonas duras (se doblan)▪ Dificil control de estanqueidad▪ Dificil control de la verticalidad en el hincamiento
---	--

Question *¿Qué problemas de tipo constructivo pueden presentarse en pantallas hormigonadas in-situ?*

<ol style="list-style-type: none">1. Mal control del hormigonado (cavidades difíciles de detectar)2. Dificil control de la estanqueidad3. Problemas con capas duras (trépano, martillos disminuyen la productividad)4. Problemas de estabilidad de paredes de excavación5. Durabilidad del hormigón6. Coqueras7. Posibilidad de contaminación de las armaduras por contacto con suelos plásticos
--

Question Para estabilizar un muro de 30m de longitud, se necesita aplicar una $f=50\text{T/ml}$. Cuántos anclajes serán necesarios si cada anclaje:

- Sección de acero: $2 \cdot 10^{-3}\text{m}^2$
- Límite elástico acero: $2 \cdot 10^5\text{T/m}^2$
- $\varphi_{\text{bulbo}} = 0,1\text{m}$
- Longitud del bulbo: 6m
- Resistencia al corte unitaria en el contacto bulbo-terreno: 100T/m^2
- FS frente arrancamiento: 1.8
- FS frente a rotura de tracción del acero: 1.5

Acero:

$$Q_a = \frac{0,9 f_{ys}}{\gamma_l \cdot \gamma_y} A_{\text{acero}} = 240\text{T}$$

Bulbo:

$$Q_b = \frac{\tau}{\gamma_l \cdot \gamma_t} A_l = 104,7\text{T}$$

Luego $Q = \min(Q_a, Q_b)$ y $f_{\text{tot}} = f \cdot d = 50 \cdot 30 = 1500\text{T}$ Así pues:

$$N = \frac{f_{\text{tot}}}{Q} \approx 14,3 \Rightarrow N = 15$$

Question Se tiene el siguiente muro Figure 23 con el mecanismo de rotura indicado. Se debe colocar una fila de anclajes a la cota indicada. Dar:

1. Inclinação óptima del anclaje
2. Longitud mínima

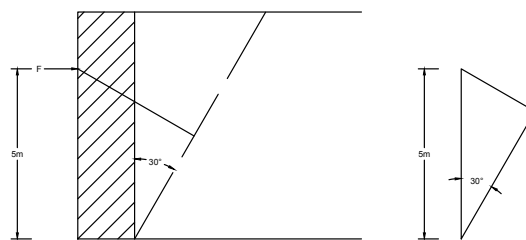


Figura 23: Muro

Para maximizar su eficiencia han de ser perpendiculares a la superficie de rotura luego por relaciones trigonométricas obtenemos $l > 2,5\text{m} \Rightarrow l \approx 3\text{m}$

Question Calcular la estabilidad frente a deslizamiento del muro de la Figure 24. Agua, terreno horizontal, $\delta = 25$

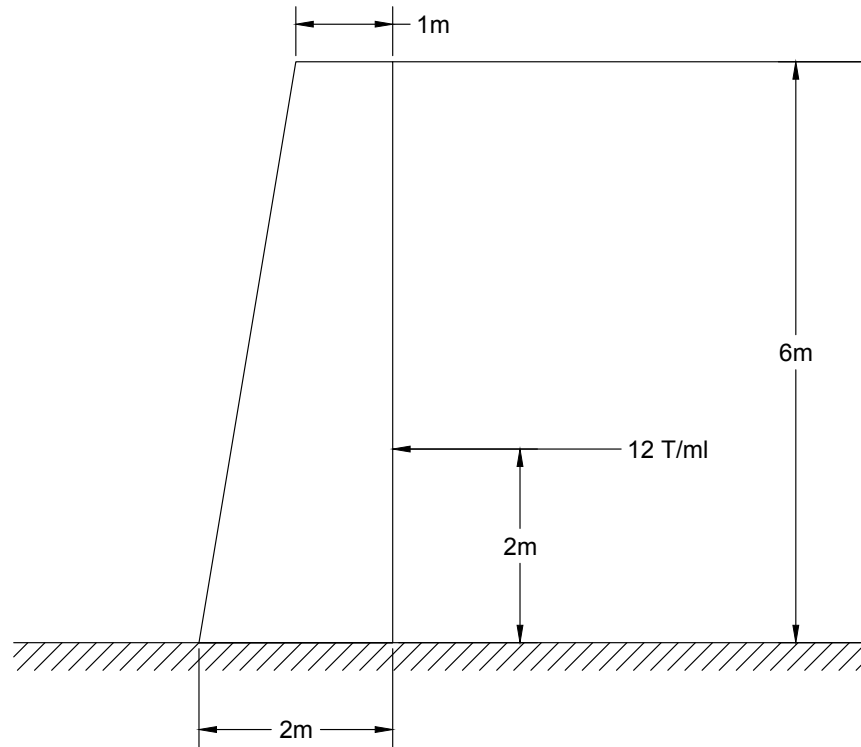


Figura 24: Muro

$$F_d = \frac{F_{res}}{F_{act}} = \frac{N \tan(\delta)}{T} = \frac{W \tan(\delta)}{T} = \frac{9,25 \tan(25)}{12} = 0,87$$

Question En un acceso subterráneo a una rotonda, se construye el muro-ménsula dibujado en la Figure 25. El terreno es un medio granular de $\phi = 30^\circ$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$. Su empuje sobre la estructura es de tipo activo. A efectos de predimensionamiento, se considera que el empuje del terreno (\vec{E}) es horizontal, actúa en el trasdós ficticio indicado y se calcula mediante la solución de Rankine. Calcular coeficiente de estabilidad frente al deslizamiento e indicar si la estructura es estable frente a este mecanismo. Para el cálculo se despreciará el peso del hormigón y el empuje activo y pasivo que actúan en las caras verticales del tacón y de la puntera.

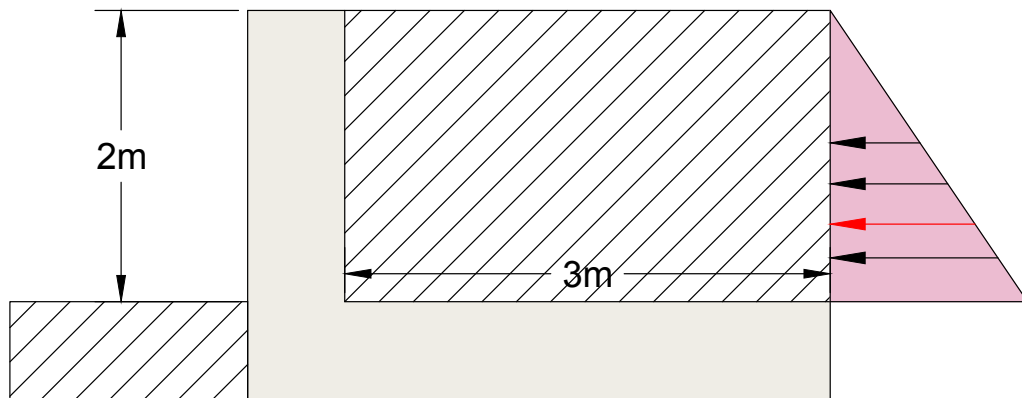
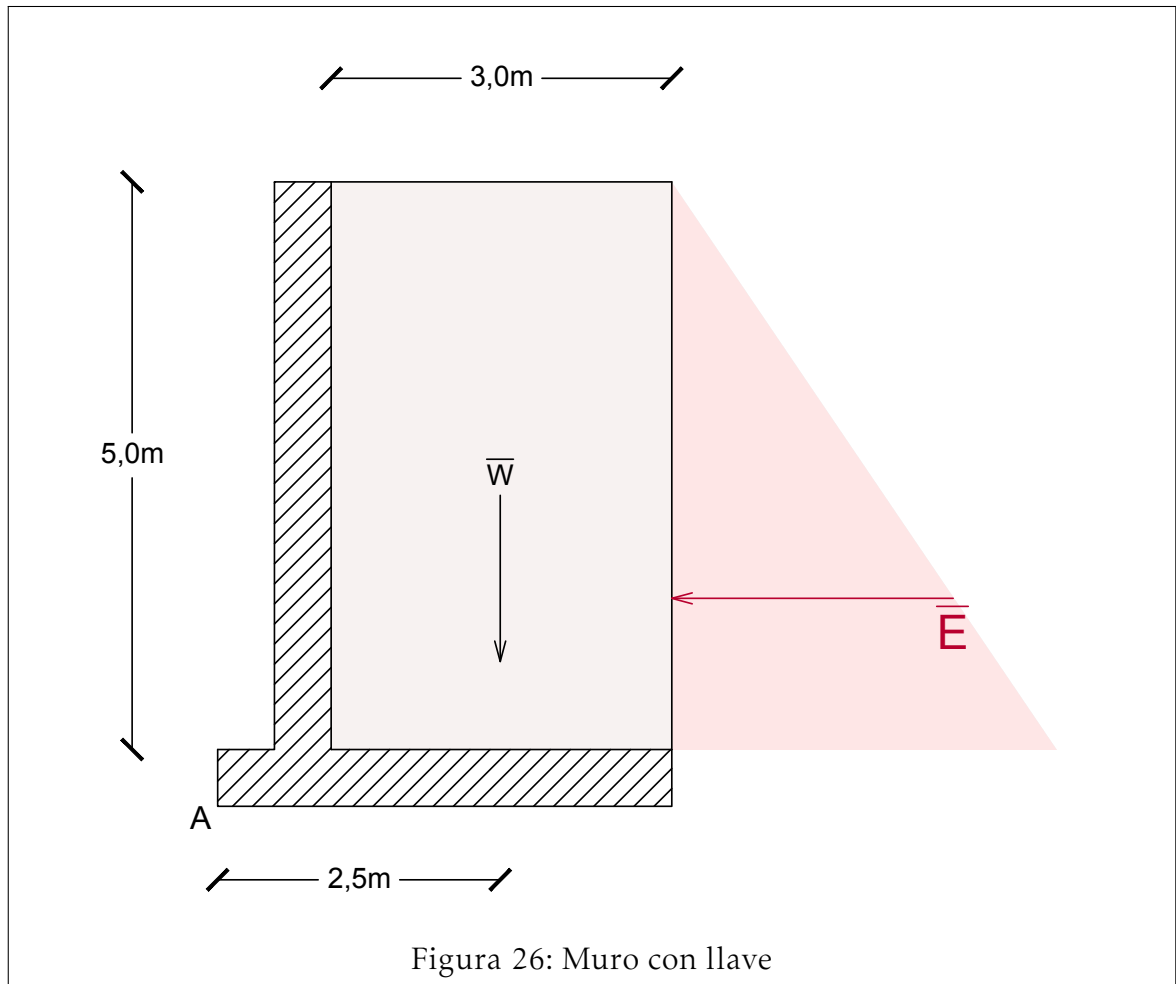


Figura 25: Muro-ménsula

Question Calcular el FS frente al deslizamiento en el caso de la estructura de la Figure 26. El empuje de las tierras se calcula en el trasdós ficticio AB mediante la fórmula del empuje activo de Rankine. La estructura es de hormigón y se considera en el cálculo que no tiene estpeso y no pesa. ¿Es estable la estructura? En el caso negativo, indica una modificación de geometría que mejora la estabilidad frente al deslizamiento.



Question *Una pantalla contiene una excavación sumergida. ¿Qué posición de la Figure 27 es más estable ?*

Podemos observar que en la situación 1 los empujes hidrostáticos se compensan pero al ser menor la densidad saturada el empuje tierras resultante es menor ($\gamma_{sat} < \gamma_{dry}$). Luego la situación más favorable es la 1.

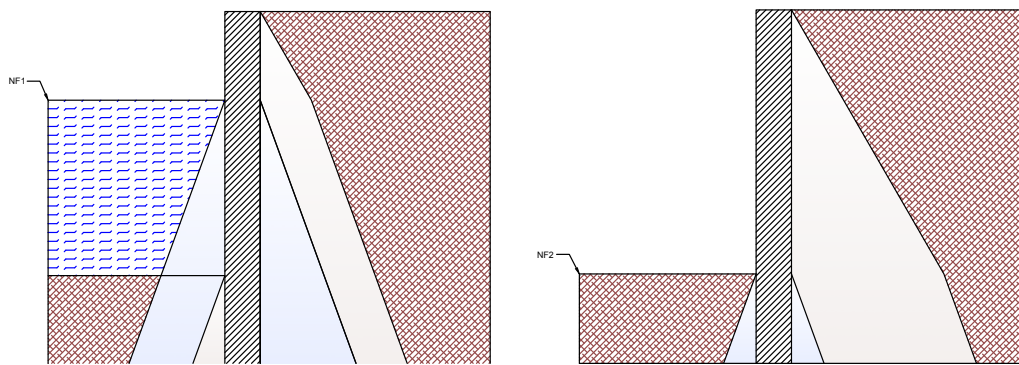


Figura 27: Esfuerzos en pantallas en función del nivel freático.

Question *¿Qué riesgos comporta una mala ejecución de las juntas de hormigonado en el caso de muros de gravedad?*

1. Son puntos débiles en el muro, por donde podrán fisurarse
2. Si no respetan su ángulo de diseño (pueden aparecer coqueras)
3. Daños estéticos (se rompe la unidad visual del muro)
4. Corrosión de la armadura por infiltración de agua

Question *Un muro en L empieza a fallar a base de girar sobre su puntera. Señala un mínimo de 3 medidas correctoras de carácter urgente*

1. Descargar el trasdós
2. Colocar anclajes
3. Acordarlo

Question *En una estructura de tierra armada. ¿Qué 2 criterios de estabilidad han de cumplirse?*

1. Rotura a tracción:

$$T_M \leq \frac{1}{F_1} \sigma_r b e$$

2. Adherencia:

$$T_M^* \leq \frac{1}{F_2} \int_0^{2a} \mu^* \sigma_v(x) 2b dx$$

Cálculo de la tracción máxima:

$$T_M = \frac{1}{n} \sigma_h \Delta H$$

Referencias

- [1] Antonio Gens y Jean Vaunat. *Lecture notes in Geotechnics*. 2017.