

5.5.) Muros pantalla

45

- Técnica que comienza a desarrollarse a principio de los años 50.
- Aúna solución de cimentación y contención de tierras, sobre todo cuando existe dificultad en la estabilidad de la excavación y preocupa la seguridad de edificios colindantes.
- Su cualidad básica es la de contención flexible, teniendo también la de cimentación profunda.
- Los cambios de forma y movimientos de flexión que éstos experimentan cambian la distribución y magnitud de los empujes, e influyen notablemente en las resistencias y acciones mutuas del suelo contenido y la estructura resistente.
- Los temas principales de análisis para la elección y cálculo del proyecto de pantalla son:
 - 1º *Naturaleza del terreno y sus condicionantes al proceso constructivo.*
 - 2º *Rigidez a la flexión (elección entre tablestacas, pantallas de pilotes o posibles tipos de muros pantalla)*
 - 3º *Cálculo de empujes (activos, pasivos o al reposo).*
 - 4º *Cálculo de empotramiento de la pantalla (clava)*
 - 5º *Influencia del agua (posible rebaje durante la ejecución)*
 - 6º *Sustentación con anclajes (determinar tipo, número y situación)*
 - 7º *Estabilidad del conjunto.*
 - 8º *Sistema de ejecución adecuado (tipo de maquinaria, medios auxiliares, necesidad de lodos, etc...)*
 - 9º *Puesta en obra (tipología de los materiales a emplear, controles, etc...)*

5.5.1) Clasificación según su trabajo estructural y función

46

• *Clasificación de las pantallas según su trabajo estructural;*

–PANTALLAS EN VOLADIZO

–PANTALLAS ANCLADAS (en uno o varios niveles), y según su grado de libertad en la base;

• *De SOPORTE LIBRE*

• *De SOPORTE FIJO*

–PANTALLAS ARRIOSTRADAS (sustitución de los anclajes por estampidores)

–PANTALLAS ACODALADAS (ENTIBACIONES)

–PANTALLAS ATIRANTADAS

–PANTALLAS CON CONTRAFUERTE

• *Clasificación de las pantallas según su función;*

–PANTALLAS DE IMPERMEABILIZACIÓN (CEMENTO-BENTONITA)

–PANTALLAS CONTENCIÓN DE TIERRAS

–PANTALLAS DE CIMENTACIÓN (CIMENTACIÓN PROFUNDA)

–PANTALLAS COMBINACIONES DE LAS ANTERIORES

5.5.2) Ejecución de pantallas

47

- Previo a la ejecución de los bataches es necesario la ejecución de los denominados muretes-guías, los cuales dirigen el útil de excavación y aseguran la verticalidad de los paneles.



- También tiene la misión de ser un soporte estable y suficientemente rígido para soportar la reacción del gato extractor en las labores de extracción de junta.

- Sus dimensiones habituales son; 25 cm de ancho y altura no inferior a 70 cm. La separación entre muretes será 5cm más del espesor de la pantalla, holgura necesaria para la cuchara.

- Existen 2 métodos de excavación de bataches;

- Por medios convencionales, a saber, cuchara al cable o hidráulica

- Hidrofresa;

- Dureza excesiva del terreno

- Necesidad de verticalidad estricta (por debajo del 0,5%)

- Grandes profundidades (superiores a 45m)

- El sostenimiento de la excavación, si fuese necesario, se realizará mediante el uso de lodos tixotrópicos (bentoníticos) o polímeros.

5.5.2.) Ejecución de pantallas

48

•La ejecución de pantallas por medios convencionales atañe los siguientes pasos;

1º) Ejecución de la excavación, sosteniendo ésta, sólo si fuese necesario, mediante el uso de lodos tixotrópicos o polímeros.

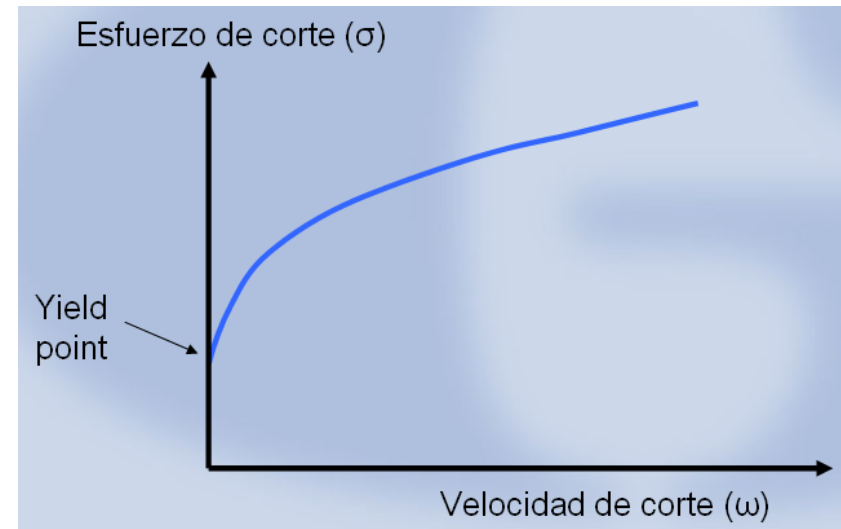
1.1.) En el caso de uso de lodos bentoníticos ha de asegurarse durante la excavación que éste mantiene unas características mínimas que aseguren la formación del cake y por tanto la estabilidad de la excavación. Para ello se “refresca” la bentonita, esto es, se recircula aportando lodo de nuevo.

CARACTERÍSTICAS DEL LODO				
Parámetro a medir	Lodo fresco en planta	Lodo reciclado en planta	Lodo durante la excavación	Lodo antes de hormigonar
Densidad (gr/cm ³)	$1,01 \leq D \leq 1,05$	$1,01 \leq D \leq 1,20$	$1,01 \leq D \leq 1,30$	$1,01 \leq D \leq 1,20$
Viscosidad Marsh (seg)	$32 \leq Vm \leq 60$	$32 \leq Vm \leq 70$	$32 \leq Vm \leq 70$	$32 \leq Vm \leq 60$
pH	$8 \leq pH \leq 10$	$8 \leq pH \leq 10$	$8 \leq pH \leq 11$	$8 \leq pH \leq 10$
Contenido de arena	$\leq 1\%$	$\leq 2\%$	-	$\leq 5\%$
Filtrado (cm ³)	< 30	< 50	< 50	< 50
Espesor del cake (mm)	< 3	< 5	< 5	< 5

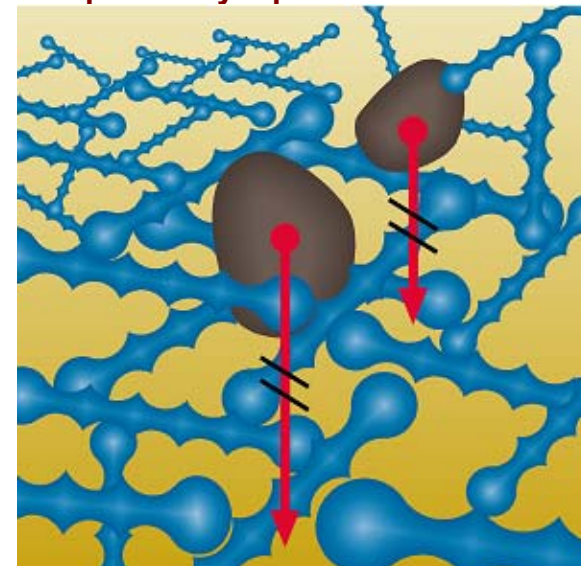
5.5.2.) Ejecución de pantallas

49

- Los lodos tixotrópicos son fluidos no newtonianos, su viscosidad depende del esfuerzo de corte aplicado.
- Además, en los lodos tixotrópicos su viscosidad aumenta al dejarlos en reposo, con el tiempo se produce una reordenación de las partículas.
- Las principales funciones del lodo son;
 - Mantener las paredes de la excavación
 - Mantener los sólidos en suspensión
 - Lubricar la herramienta de perforación.
- El sostenimiento se consigue gracias a la formación de una película impermeable “cake” en la pared de la excavación, que permite que se ejerza la propia presión hidrostática de la columna de lodo contra las paredes. Para la formación del “cake” debe haber filtración del lodo, por lo que sólo funcionará en suelos con cierta permeabilidad (arenas), siendo inútil su uso en arcillas.
- Por debajo del esfuerzo umbral (**Yield point**) se comporta como un sólido. Aumentando la viscosidad se incrementa el yield point.
- En suelos muy permeables (gravas) funciona ya que no se alcanza el yield point



Gracias al esfuerzo umbral, mantiene los sólidos en suspensión y tapona los huecos

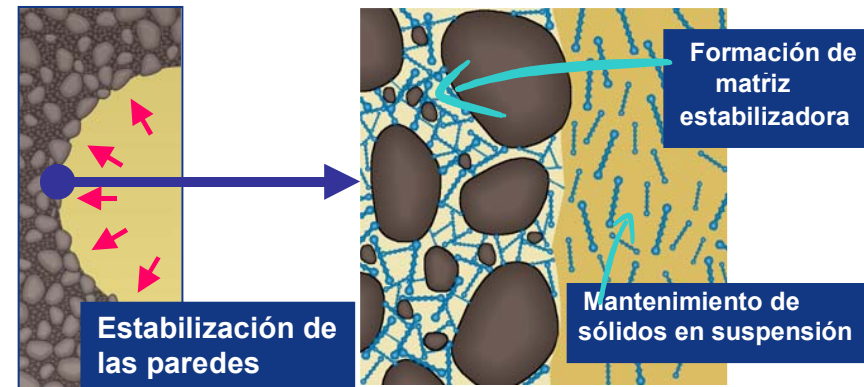


5.5.2.) Ejecución de pantallas

50

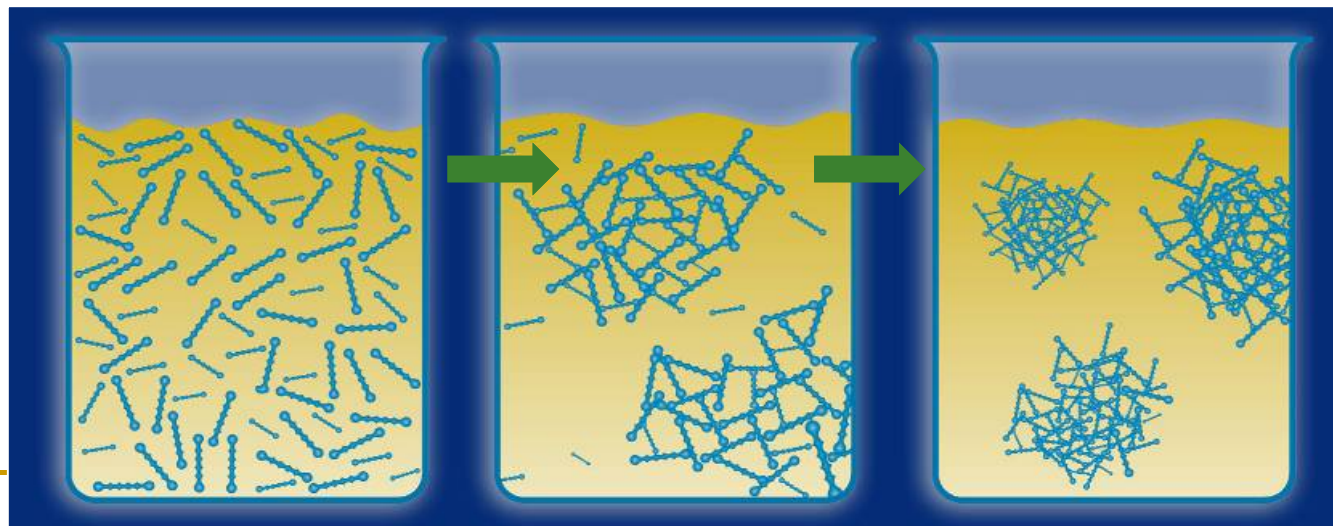
• Si el lodo se contamina, se produce la floculación de éste, perdiendo su funcionalidad.

• Para protegerlo y además aumentar su yield point sin incrementar su viscosidad –que dificultaría su bombeo– (caso de gravas o material muy permeable), se le añade polímero celulósico.



© 2002 Süd-Chemie Group

LODO NORMAL + CONTAMINANTES



Progreso floculación

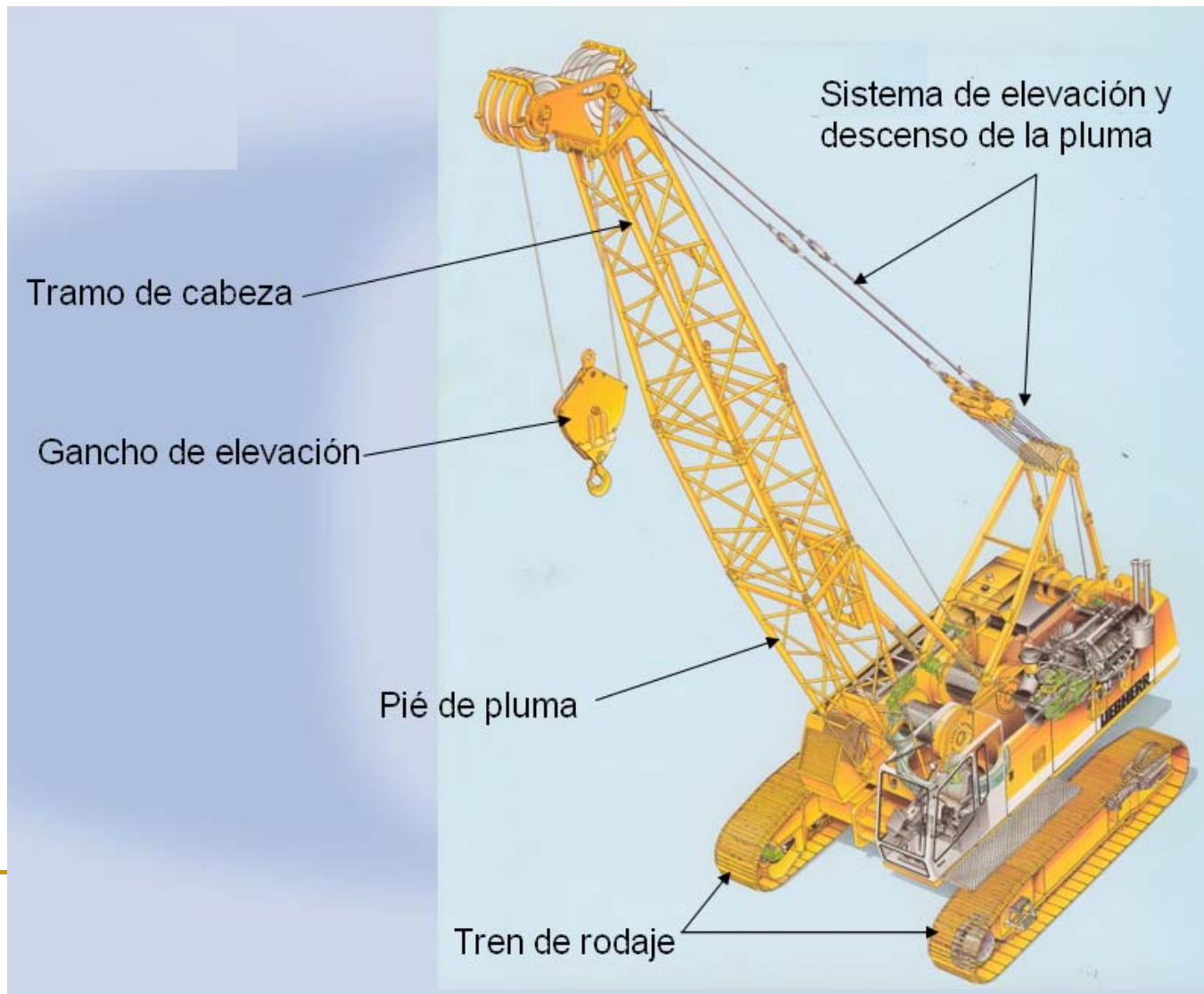
5.5.2.) Ejecución de pantallas

51

POLÍMEROS

- Los lodos poliméricos pueden sustituir, total o parcialmente, en condiciones particulares, a los lodos bentoníticos.
 - Tienen ventajas medioambientales respecto a la bentonita, ya que son biodegradables con el tiempo, o se pueden destruir rápidamente con agentes oxidantes (lejía, agua oxigenada, etc.), e incluso con bacterias específicas para este producto.
 - Carecen de “yield-point” efectivo (salvo alguna excepción), por lo que sólo se pueden emplear en terrenos de baja permeabilidad ($10^{-5} - 10^{-6}$ m/seg)
 - No necesitan el empleo de desarenadores, pues los sólidos en suspensión decantan rápidamente (1/2 hora).
 - No forman “cake”. Debido a la gran longitud de las cadenas poliméricas que se forman, se infiltran en el terreno y unen sus partículas por tracción iónica, permitiendo que se ejerza la presión hidrostática de la propia columna de lodo contra ese terreno cohesionado.
 - Se podría decir que se forma un “cake” interno.
 - Se pueden dividir en dos grandes grupos: Polares (Aniónicos y catiónicos) y apolares.
 - Los polímeros apolares o no iónicos resisten mejor los ataques químicos.
-

5.5.2.) Ejecución de pantallas



5.5.2.) Ejecución de pantallas

53

•CUCHARA AL CABLE

- El cierre de la cuchara es mecánico, tirando de uno de los dos cables.
- La fuerza de cierre va en función del tiro directo de la excavadora y del número de reenvíos del interior de la cuchara.
- Su principal ventaja es la posibilidad de uso de la grúa que excava como grúa auxiliar para las labores de hormigonado y de izado de armaduras

•CUCHARA HIDRÁULICA

- El cierre de la cuchara es hidráulico.
- El giro es también hidráulico.
- Es más fácil de manejar que un equipo “al cable”.
- Suelen producir menos excesos de hormigón que las cucharas “al cable”
- Se necesita grúa auxiliar para el montaje de armadura y el hormigonado.



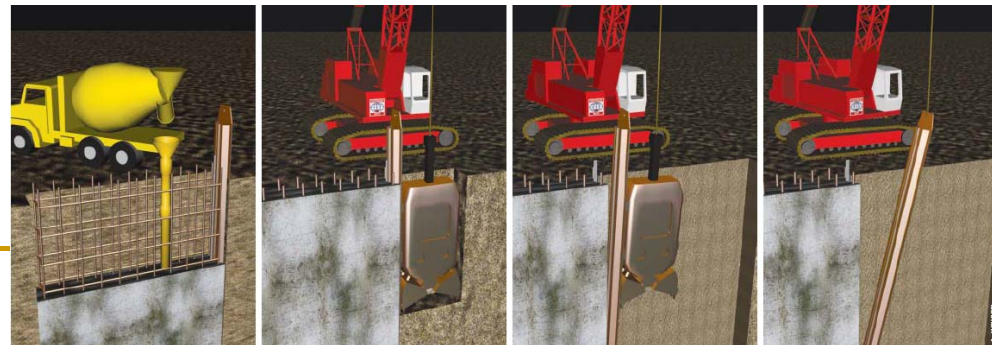
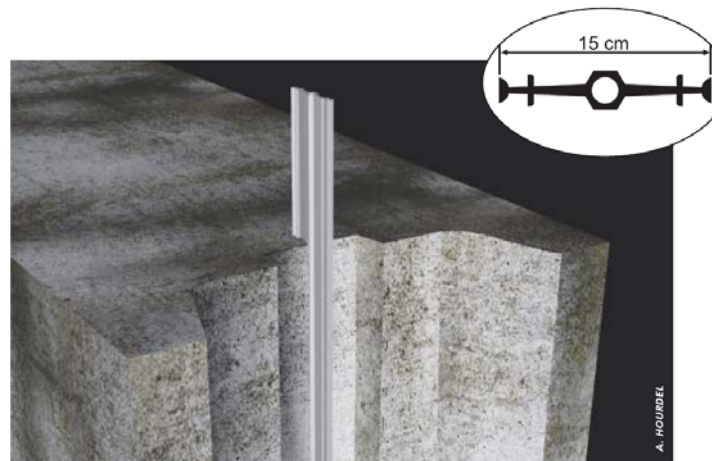
•Existen dos tipologías posibles de junta entre bataches, necesaria para asegurar la continuidad entre módulos y con ello la consiguiente estanqueidad de las pantallas.

–*Junta circular*

–*Junta trapezoidal (con posibilidad de disponer de water-stop)*

–*Junta tricilíndrica o plana (Stein), para pantallas de espesor 1200mm o superior*

Junta trapezoidal con dispositivo water-stop



Ejecución de pantallas con junta trapezoidal

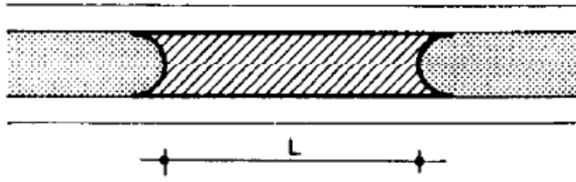
5.5.2.) Ejecución de pantallas

55

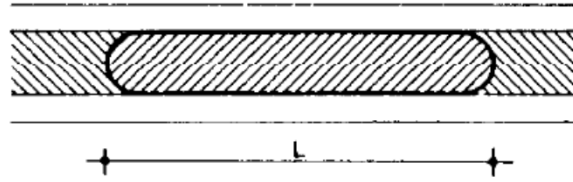
–Junta circular

–Junta tricilíndrica o plana (Stein), para pantallas de espesor 1200mm o superior

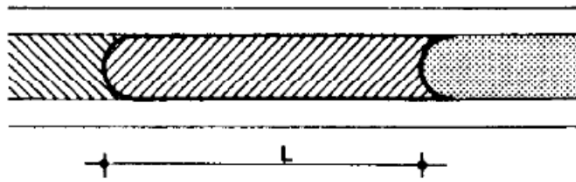
Panel de arranque



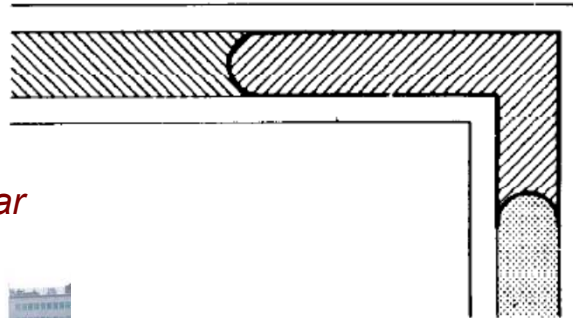
Panel de cierre



Panel normal



Panel en ángulo



Modulaciones posibles con junta circular



*Extracción de junta circular
mediante gato hidráulico*

Junta tricilíndrica

5.5.2.) Ejecución de pantallas

56

2º) Desarenado de los lodos, en caso de su uso y si el contenido de arena es mayor del 5%. De no hacerlo la arena iría decantando sobre el hormigón, formándose bolsas de éstas en las pantallas.

El desarenado se hace por centrifugado en los hidrociclones.

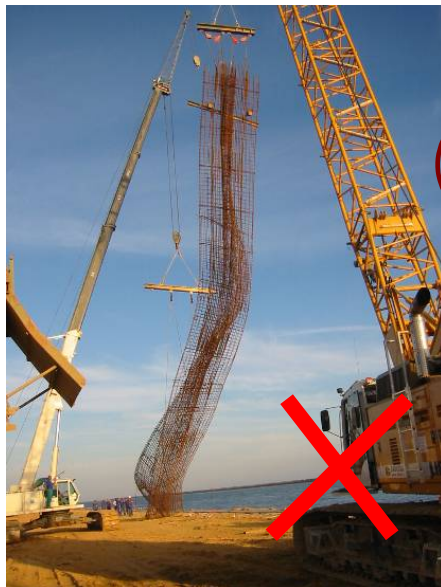


5.5.2.) Ejecución de pantallas

3º) Colocación de la armadura. Se deberá atender a;

- La armadura debe tener un esqueleto lo suficientemente rígido
- En armaduras de gran longitud se ha de eslingar la armadura por distintos puntos en todo su alzado. Para armaduras cortas, disponer de asas de izado.
- La armadura debe tener hueco suficiente para la introducción de la tubería tremie para el posterior hormigonado.
- Se debe disponer de separadores (metálicos o de hormigón) para asegurar suficiente recubrimiento (75mm, UNE)

57



5.5.2.) Ejecución de pantallas

58

4º) Hormigonado de las pantallas (Se aplica la técnica del hormigón sumergido (necesaria en situaciones donde no se puede vibrar éste)

- Se hormigona a través de una tubería (tremie) que estará introducida 5m en el hormigón para el caso de pantallas con lodos y 3m en las de seco, subiendo ésta según avanza el hormigonado.

- Si la longitud del panel es superior a 5m se dispondrá de 2 tuberías tremie.

- Los lodos se irán evacuando según progresa el hormigonado.

- La duración total del hormigonado será inferior al 70% del tiempo de comienzo de fraguado.

- Hormigón de cono 16-20 NTE. Consistencia líquida. (18-21, UNE-EN-1538)

- El hormigón en la pantalla debe subir lo más horizontal posible.



5.5.2.) Ejecución de pantallas

4º) Extracción de la junta

- La trapezoidal no es necesario retirarla antes del fraguado del hormigón. Se extrae tirando de ella por medio del cabestrante (existe la posibilidad de empujar de ésta hacia el vacío por medio de gatos).

- La circular se ha de extraer durante el fraguado del hormigón, dejando el tiempo suficiente para que haya endurecido éste y se mantenga, y no el excesivo que no permita la extracción de la misma. Se retira por medio de gato hidráulico.

- La junta tricilíndrica, se extrae mediante gato hidráulico y al mismo tiempo que la circular.



5.5.2.1.) Tolerancias

60

Las tolerancias admitidas por la UNE en la ejecución de muros pantalla, son;

PANELES

–TOLERANCIA HORIZONTAL

- **CONTENCIÓN**
- De la cara expuesta del panel, definida por la cara superior del murete guía; 20mm en dirección de la excavación principal y 50mm en la opuesta, y de 10mm para los paneles prefabricados en ambas direcciones.
- **ESTANQUEIDAD**
- Puede ser mayor que en los muros de sustentación

–TOLERANCIA VERTICAL

- **CONTENCIÓN**
 - Será de un 1% en las dos direcciones, transversal y longitudinal.
 - Si el terreno tiene bolos puede aumentarse algo
 - Puede ser mayor que en los muros de sustentación
- Cuando la junta entre paneles se realiza cortando el material endurecido (hidrofresa), será necesario confirmar que el corte del material endurecido se ha realizado en una longitud adecuada, la cual dependerá del terreno, la profundidad, el tipo de materiales y las herramientas de corte.*
- La rugosidad de la cara excavada de los muros pantalla no sobrepasará el plano de tolerancia en más de 100mm. Se podrá aceptar un valor mayor si el terreno tiene elementos de dimensiones superiores a 100mm o si el terreno es blando o suelto.*
- El desplazamiento entre dos paneles adyacentes a lo largo de la junta deberá estar en unos límites compatibles con el buen funcionamiento de la pantalla*

5.5.2.1.) Tolerancias

61

JAUHAS DE ARMADURA

- *En el ancho total de la jaula de armaduras será de $\pm 10\text{mm}$*
- *La tolerancia de cota de elementos articulares tales como: racores, armaduras de espera, perforación para los tirantes, etc..., después del hormigonado será de $\pm 70\text{mm}$*
- *Sobre la cota superior de las jaulas de armadura, después del hormigonado, será de $\pm 50\text{mm}$*
- *Sobre la posición horizontal de la jaula siguiendo el eje de la pantalla, después del hormigonado, será de $\pm 70\text{mm}$*

Las tolerancias admitidas por el PG-3, Pliego Prescripciones Técnicas Generales del Ministerio de Fomento, son;

- *Desvío en planta o separación de muretes-guía $\leq 5\text{cm}$*
 - *Anchura de herramienta de perforación $\leq 2\text{cm}$ sobre la teórica*
 - *Longitud del panel $\leq 5\text{cm}$*
 - *Profundidad de armadura del panel $\leq 5\text{cm}$*
 - *Verticalidad, desvío $\leq 1,5\%$*
 - *Sobreespesores inferiores a 10 cm.*
-

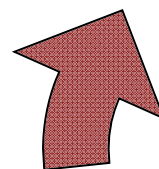
5.5.3) Acciones en pantallas

62

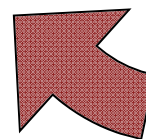
•El total de acciones a considerar se puede resumir en;

- Empujes activos de las tierras (descompresión horizontal)
- Empujes pasivos de las tierras (compresión horizontal)
- Empujes horizontales debidos al agua freática en reposo y/o en movimiento
- Empujes horizontales debidos a sobrecargas
- Acciones instantáneas o alternantes (compactación, impactos de atraque de barcos, amarres, impactos de oleaje, terremotos, etc...)

Comprobación de la estabilidad del conjunto
(Método de Kranz)

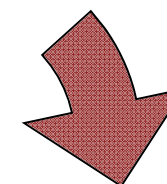


Cálculo estructural EHE
(sección, material, cuantía de hierro)



Delimitar esfuerzos estructurales de la pantallas
y determinar leyes de momentos y cortante

Determinar las acciones actuantes
(empujes y acciones)

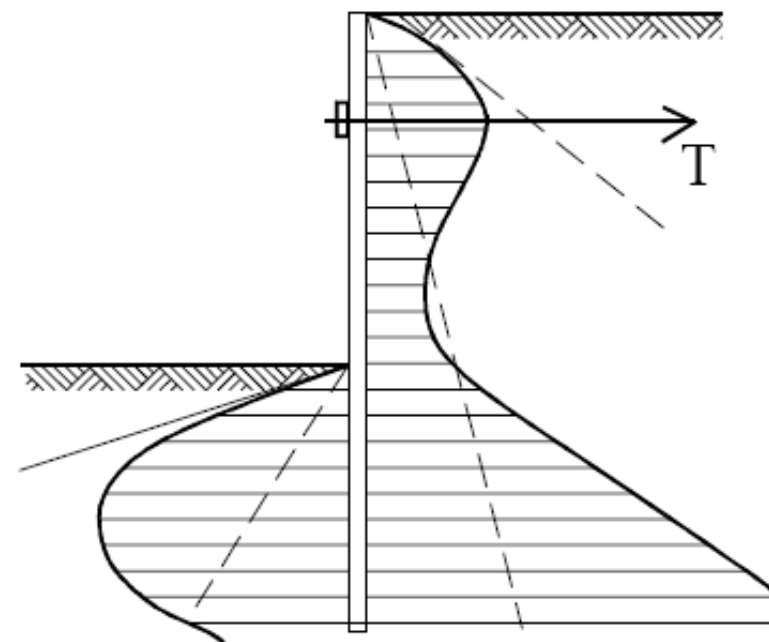


Elección de la tipología
de pantalla

5.5.3) Acciones en pantallas

63

- La estabilidad del conjunto (suelo-pantalla-anclajes-sobrecargas), teniendo en cuenta que la distribución de presiones en la pantalla debe manifestar el tipo de coacción exterior y viceversa; los puntales, anclajes, o la profundidad de la clava están en relación directa con las deformaciones en la pantalla y con la ley de empujes, con posibilidad de “efecto arco”.
- El efecto arco se puede manifestar por la descarga en las zonas de mayor movimiento y por concentración de más cargas en las zonas más rígidas. (los anclajes son elementos rígidos).
- Los movimientos máximos que pueden inducirse en el terreno (junto a la cabeza de la pantalla), en función de la altura H de excavación, para no producir daños a edificios o estructuras colindantes, se pueden estimar;



<i>Tipo de suelo</i>	<i>Mov. horizontal/H</i>	<i>Asiento/H</i>
Arcilla blanda	1-2‰	1-2,5‰
Arcilla rígida	0,1‰	0,15‰
Arena floja y gravas	0,1-0,5‰	0,5‰
Limos orgánicos	0,5-1‰	1-1,5‰

5.5.3.1.) Métodos de cálculo de pantallas

64

- Los distintos métodos para el cálculo de pantallas son;

–Método de equilibrio límite

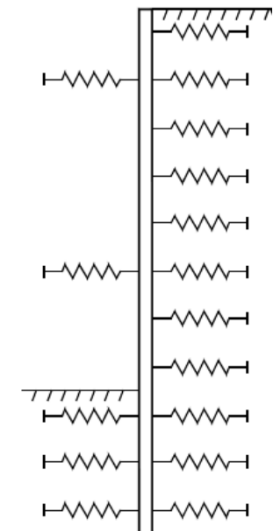
Se supone que la pantalla es una estructura rígida y que se produce la rotura del terreno en la base de la pantalla, a ambos lados de la misma

- Pantalla en voladizo
- Pantalla con un punto de sujeción
- Pantalla con varios apoyos

–Método de winkler

- La pantalla se modeliza como una viga elástica sobre muelles
- Se trabaja con el coeficiente de balasto horizontal ($kh = q/w$)
- Los elementos de apoyo se moldearán mediante muelles caracterizados con sus leyes tensión-desplazamiento.
- Este método permite estudiar pantallas con varios niveles de apuntalamiento o anclaje y considerar en el cálculo el proceso de ejecución.

–Modelos de elementos finitos



- Dependiendo del movimiento de la pantalla, y la consecuente descompresión o compresión horizontal del terreno, se producirán empujes máximos (pasivo) o mínimos (activo).
- La componente de los empujes actuantes no da el empuje neto.
- El valor final de los empujes o esfuerzos que recibe la pantalla viene notablemente influido por la propia deformabilidad.
- Las estructuras flexibles se diseñan para trabajar a flexión, y para aprovechar la resistencia pasiva de su zona enterrada.

COEFICIENTE DE EMPUJE AL REPOSO;

– $K_0 = v/1-v$

– Jaky; $K_0 = 1 - \text{sen}(\Phi)$

– Valores usuales; 0,42 en arenas y entre 0,7 y 0,9 para arcillas

COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO;

– Para predimensionamiento se suele aplicar Rankine ($\delta=0$), donde $K_a = (1-\text{sen}\Phi)/(1+\text{sen}\Phi)$.

– Pantallas con lodos; Rankine, $\delta = 0$ (CTE)

– Si se considera el rozamiento; δ varia desde $1/3\Phi$ (pantallas con superficie no rugosa) hasta $2\Phi/3$ (superficie rugosa).

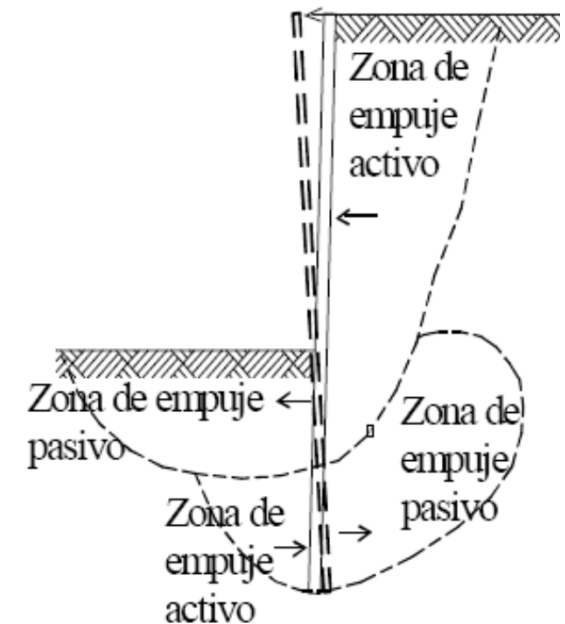
Utilizar Coulomb.

COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO;

– Predimensionamiento usar Rankine; $K_p = (1+\text{sen}\Phi)/(1-\text{sen}\Phi)$. Valor muy reducido

– Utilización de Coulomb ($\delta < \Phi/3$). Reducir el valor del pasivo por 1,5.

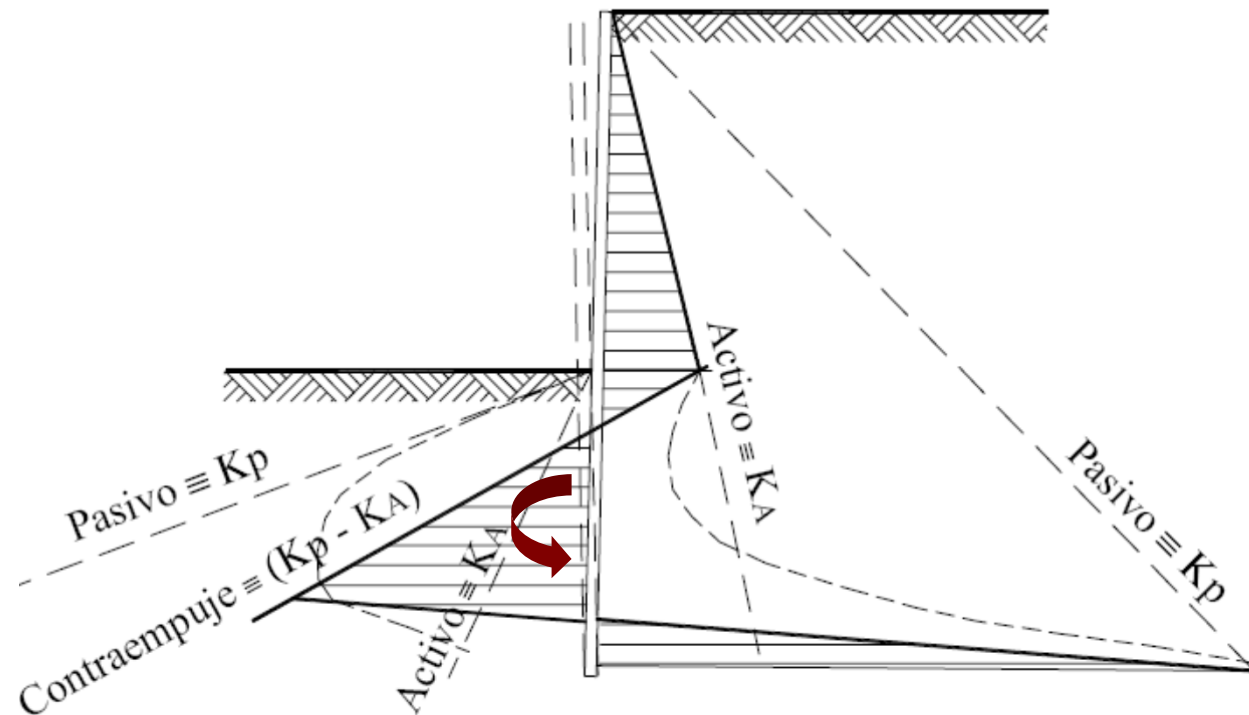
– Sokolowski



5.5.4) Pantallas en voladizo

- La pantalla se introducirá en el terreno hasta una profundidad suficiente como para asegurar su fijación como elemento estructural en voladizo, aprovechando la resistencia pasiva que se desarrolla en el intradós bajo el nivel de excavación.
- La pantalla tiende a rotar alrededor de un punto de ella, que está situado aproximadamente, a medio camino entre el nivel de excavación y su base.

• LEYES DE EMPUJES



- En el trasdós, hasta la profundidad de excavación, sólo actúan los empujes activos.
- A partir de la línea de excavación se tendrá en el trasdós un cambio de resultante de tensiones, ya que si bien por el trasdós siguen actuando -con la misma ley de crecimiento- los empujes activos, sin embargo, por el intradós y bajo la excavación se tienen unos empujes pasivos.
- Difícilmente se llega al valor teórico de empuje pasivo, pues haría falta mucho más desplazamiento que en el caso del activo.

5.5.4.1.) Pantallas en voladizo en suelo granular y seco

• Pasos a seguir para el cálculo de la pantalla;

1º) **Estimar un valor aproximado de clava (D). Valores recomendados;**

- Suelo denso; $D \approx 0,75H$
- Suelo firme; $D \approx H$
- Suelo medio suelto; $D \approx 1,5H$
- Suelo suelto o flojo; $D \approx 2H$

2º) **Establecer las presiones activas y pasivas**

(Rankine ($\delta=0$), pasivo reducido 2/3)

3º) **Equilibrio de fuerzas horizontales;**

$\Sigma F_h = 0$, esto es $\Delta(EA_1A_2) - \Delta(FBA_2) - \Delta(ECJ) = 0$

$$\frac{1}{2} \gamma D^2 K_p - \frac{1}{2} \gamma (H+D)^2 K_A - \frac{1}{2} z [\gamma D \cdot K_p - \gamma (H+D) \cdot K_A + \gamma (H+D) \cdot K_p - \gamma D K_A] = 0$$

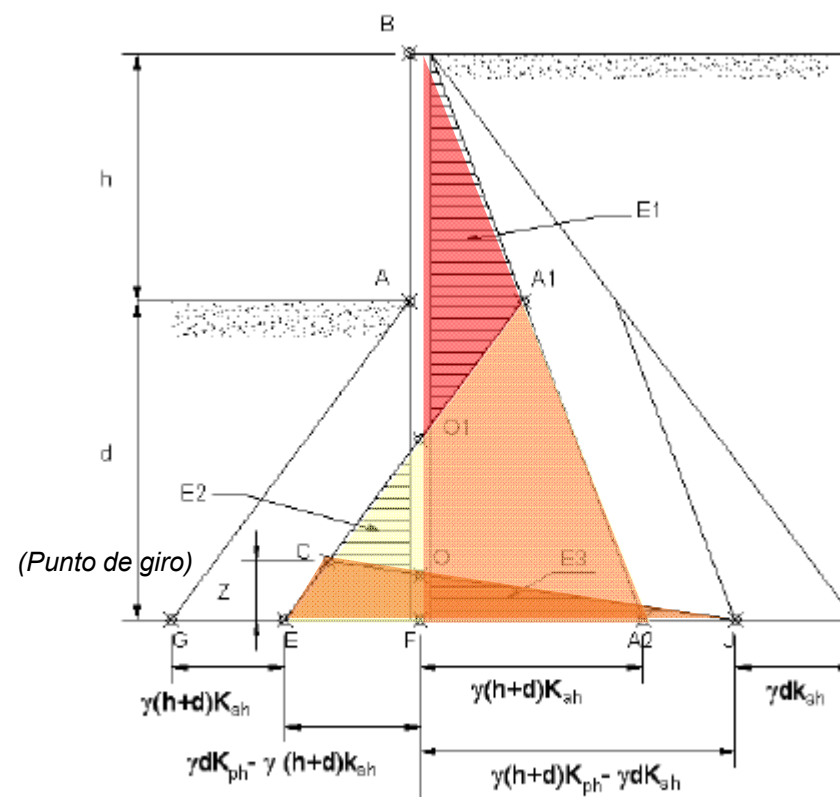
El punto de giro estará a una altura del pie de pantalla;

$$z = \frac{D^2 K_p - (H+D)^2 K_A}{(2D+H)(K_p - K_A)}$$

4º) **Comprobamos el equilibrio de momentos;**

$$\Sigma M_F = 0$$

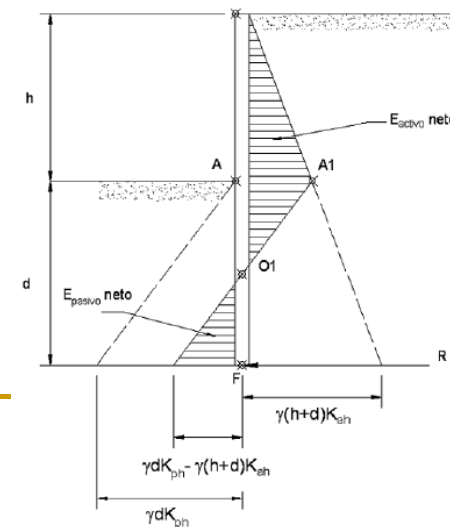
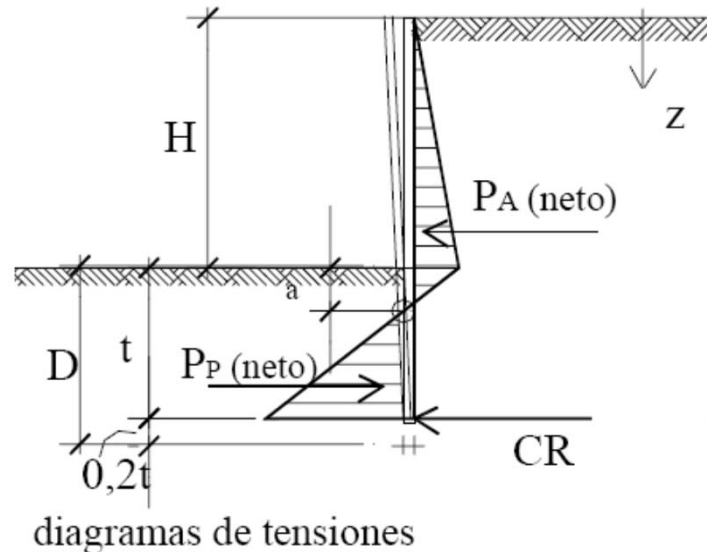
Si $\Sigma M_F \neq 0$, variar el valor estimado de D, y volver a los pasos 3 y 4



- Distribución simplificada de las tensiones
- Las fuerzas actuantes en la pantalla son;
 - ΣE_A ; resultante de empujes activos, que tiende a hacer girar la pantalla.
 - ΣE_P ; resultante de empujes pasivos, que tiende a estabilizarla (dividir por 1,5 ya que no es suficientemente seguro que se produzca el desplazamiento que garantice toda la respuesta pasiva).
 - Fuerza de contraempuje (CR), en el fondo del trasdós de la pantalla

•HIPÓTESIS DE BLUME;

- Momento de todas las fuerzas respecto al punto de rotación es 0
- Para que se desarrolle el Contraempuje, CR, la profundidad real de la clava ha de ser un 20% mayor que la profundidad del punto de rotación (t), siendo la clava $D = 1,2t$



5.5.4.1.1.) Método de Blume

69

- Tomando momentos en el punto de rotación (donde la aplicación de la CR); $\Sigma M = 0$

$$\frac{1}{3} P_A \cdot (H + t) = \frac{1}{3} P_P \cdot t, \text{ o sea: } \frac{1}{6} \gamma \cdot K_A (H + t)^3 = \frac{1}{6} \gamma \cdot K_P \cdot t^3$$

resultando
$$t = H \cdot \frac{1}{\left(\sqrt[3]{\frac{K_P}{K_A}} - 1 \right)}, \text{ siendo } D = 1,2t$$

- El momento máximo estará en la sección de cortante nulo, a una profundidad z_m ;

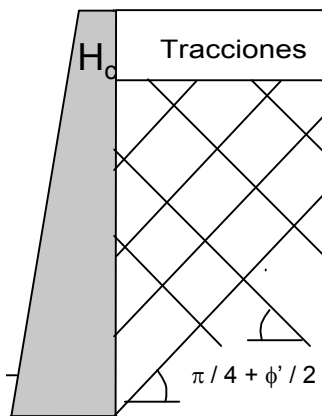
$$z_M = H \cdot \frac{1}{\sqrt{\frac{K_P}{K_A} - 1}} \quad M_{m\acute{a}x} = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot K_P \cdot H^3 \cdot \frac{1}{\left(\sqrt{\frac{K_P}{K_A} - 1} \right)^2}$$

5.5.4.2.) Pantallas en voladizo en medio cohesivo

•EMPUJE ACTIVO

•SUELO COHESIVO DRENADO

•EMPUJE PASIVO



$$\sigma'_h = \sigma'_v \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right)$$

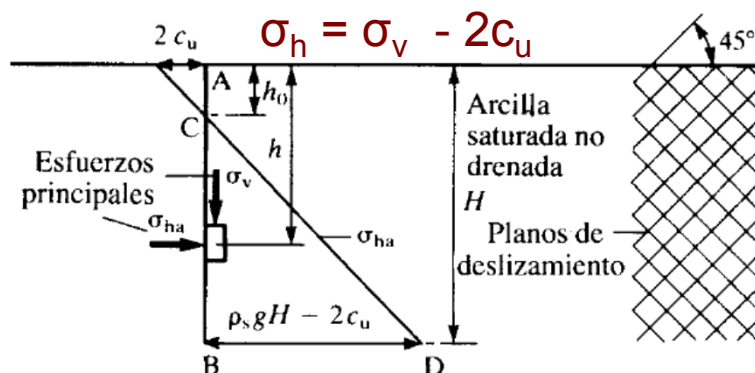
$$\sigma'_h = \sigma'_v K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

$$H_c = \frac{2c'}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

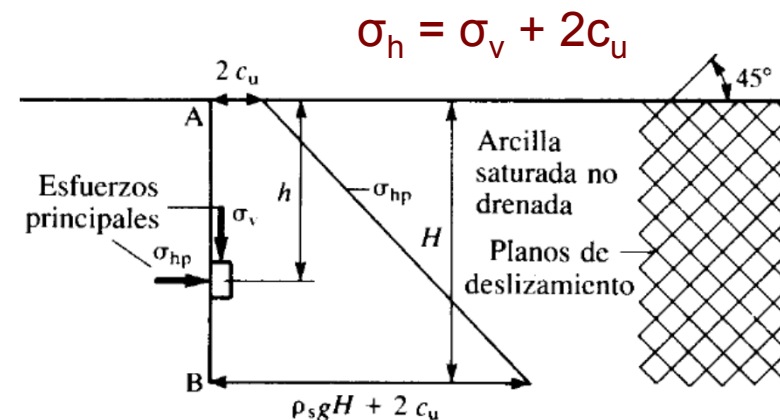
$$\sigma'_h = \sigma'_v \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$\sigma'_h = \sigma'_v K_p + 2c' \sqrt{K_p}$$

•SUELO COHESIVO NO DRENADO ($c = c_u$ y $\phi_u = 0$)



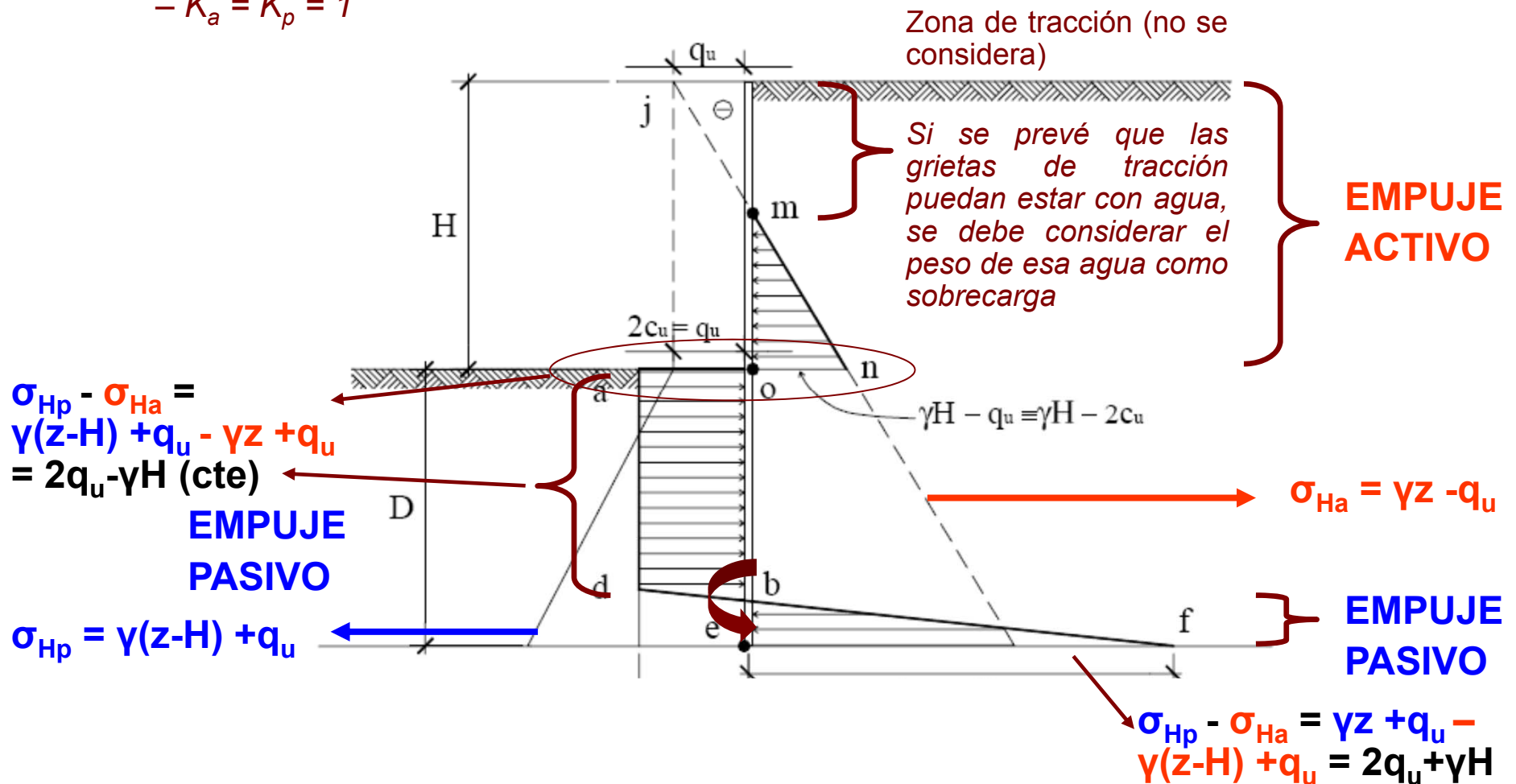
Aparecen tracciones hasta una profundidad $h_c = 2c_u/\gamma$, hasta h_c el empuje se considera 0 y no el real negativo (por seguridad)



5.5.4.2.) Pantallas en voladizo en medio cohesivo

• SUELO COHESIVO NO DRENADO ($c = c_u$ y $\Phi_u = 0$)

- $c_u = q_u / 2$
- $K_a = K_p = 1$

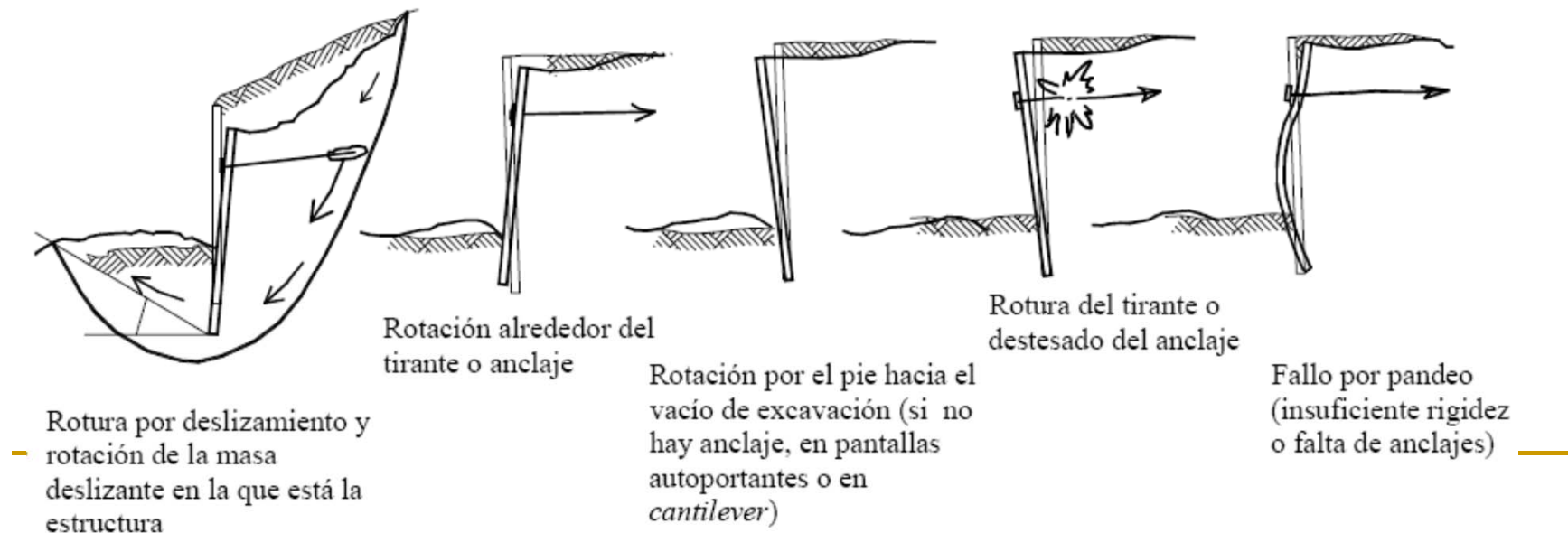


5.5.5) Pantalla anclada

72

- Cuando la profundidad de excavación sea muy grande, los momentos máximos hacen antieconómica la pantalla autoportante, cuando no irrealizable su sección. En estos casos se recurre a pantalla anclada
- Normalmente para alturas de excavación superiores a 7-8m, según las condiciones del suelo.
- Se confía la estabilidad de la pantalla a la resistencia pasiva desarrollable por la parte enterrada y al apoyo o anclaje próximo a la coronación de ésta.
- Para hacer frente a grandes empujes y garantizar la estabilidad de la pantalla, hacen falta varios niveles de anclaje; en este caso se calcula como viga continua con varios apoyos.

CASOS DE COLAPSO;



5.5.5) Pantalla anclada

73

PANTALLA ANCLADA

SOPORTE O BASE LIBRE (PANTALLA ARTICULADA); Si el elemento flexible de contención está introducido en el terreno una profundidad pequeña, pero suficiente para el equilibrio de fuerzas.

–La estructura se comporta como una viga doblemente apoyada, y estará sometida a grandes desplazamientos y giros.

–La estructura puede fallar por colapso debido a exceso de carga en el puntal o por fallo del elemento de apoyo o anclaje.

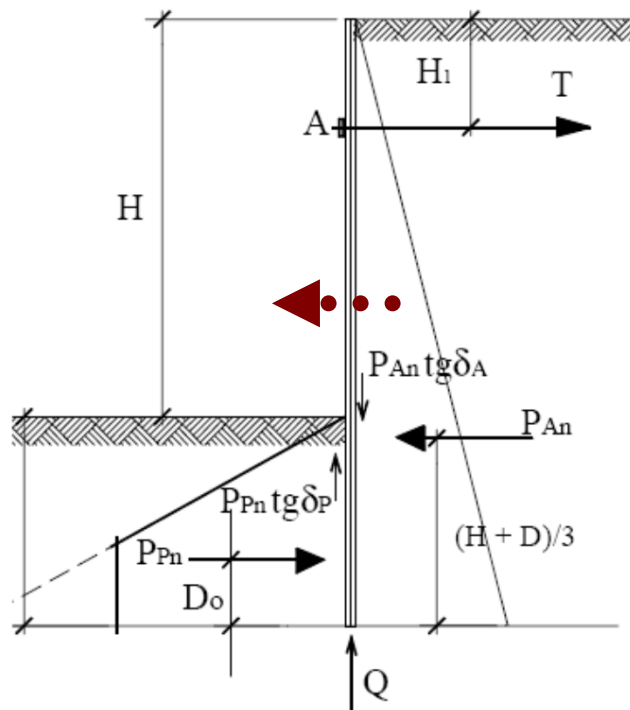
SOPORTE FIJO (PANTALLA EMPOTRADA); Si el elemento flexible de contención está introducido en el terreno con clava suficiente para que sea insignificante el movimiento de su extremo.

–La estructura se comporta como viga apoyada empotrada, siendo el giro en su base despreciable.

–La rotura suele producirse por fallo a la resistencia estructural del propio elemento.

5.5.5.1.) Método del soporte libre

- Se asume que la profundidad de empotramiento D , es insuficiente para “fijar” el pie de la pantalla, el cual se desplaza hacia delante desarrollando la resistencia pasiva.
- El valor de K_p se debe disminuir 2/3 del máximo teórico, a efectos de cálculo.
- **Método para arenas sueltas y arcillas en general**



Esquema de tensiones, sin existencia de N.F ni sobrecargas

$$P_{An} = \frac{(H+D)^2}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \quad P_{Pm} = \frac{P_{Pn}}{F.S.} = \frac{D^2 \cdot \gamma \cdot K_P}{(F.S.)^2}$$

$$F.S. = \frac{\text{Área de presión pasiva teórica}}{\text{Área de cálculo}} = \text{Factor de seguridad } (\approx 2)$$

P_{An} : resultante de presiones activas nominal;

P_{Pn} : resultante. de presiones pasivas nominal;

P_{Pm} : resultante. de presiones pasivas minorada; (por un FS $\approx 1,5$ a 2);

T : fuerza de anclaje;

Q : reacción vertical del suelo;

δ_A : ángulo de rozamiento pantalla-suelo.

$$\sum F_v = 0 \rightarrow P_{An} \cdot \text{tg} \delta_A - P_{Pm} \cdot \text{tg} \delta_p - Q = 0$$

$$\sum F_h = 0 \rightarrow T + P_{Pm} - P_{an} = 0$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow P_{an} [2/3(H+D) - H_1] - P_{Pm} (H + D - H_1 - D_o) = 0$$

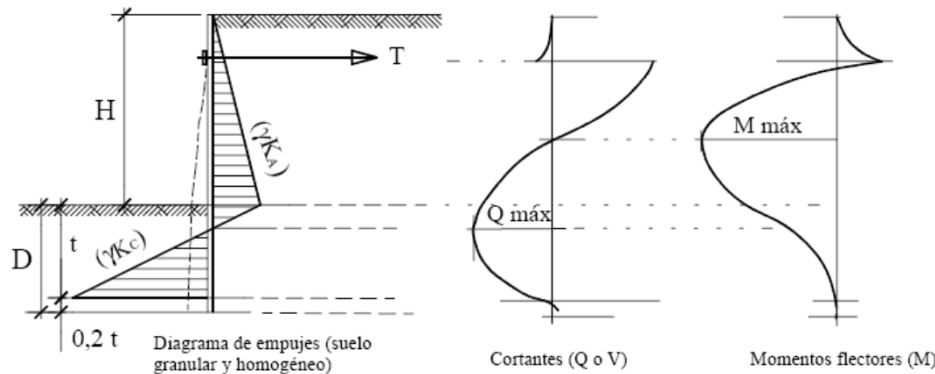
Incógnitas; D y T

Se puede adoptar del lado de la seguridad $\delta_a = \delta_p = 0$

Si existe sobrecarga uniforme, sustituir por una altura equivalente de tierras

5.5.5.1.) Método del soporte libre

75



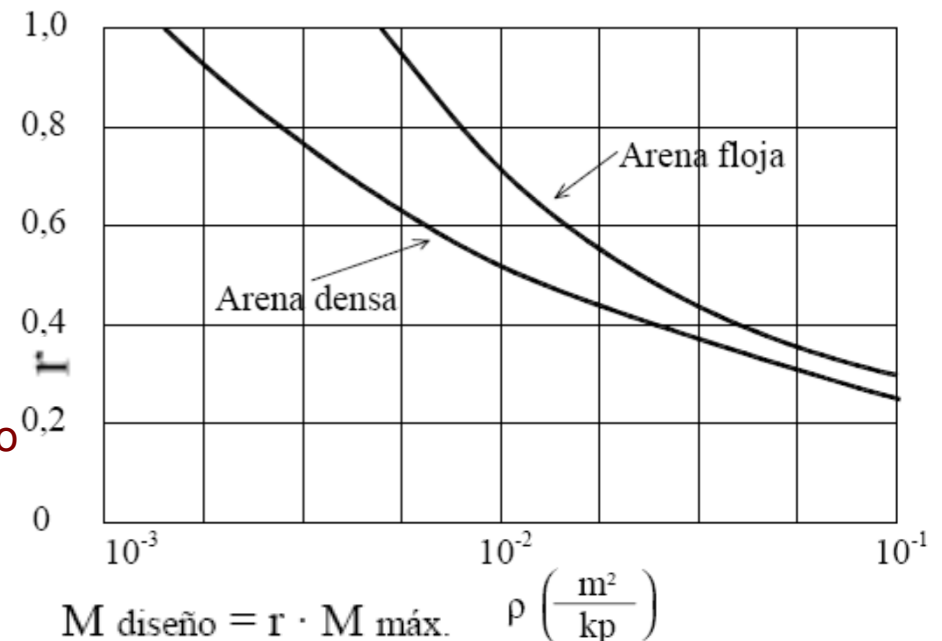
- El máximo momento flector se sitúa en el punto de cortante nulo por debajo del cable de anclaje
- Los momentos flectores que se deducen del método expuesto son mayores que los reales, debido a;

–Por encima del tirante el movimiento de la pantalla puede dar empujes pasivos

- *Cuanto más flexible es la pantalla, mayor es el “efecto arco” –las tensiones se concentran en las zonas de mayor rigidez, como son las del tirante y el fondo de excavación-.*
- *Difícilmente se alcanza todo el estado límite pasivo*

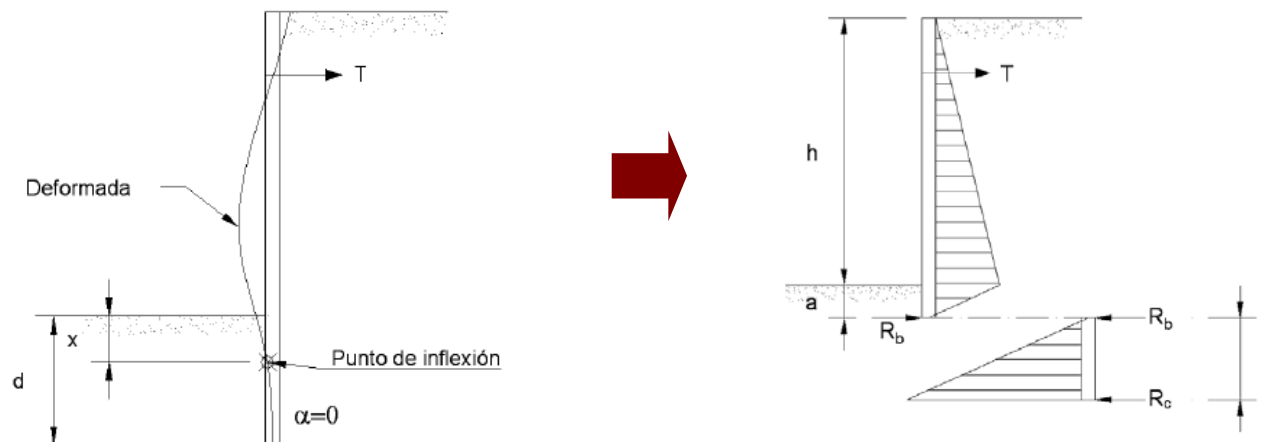
•Rowe (1952) estableció un método de reducción de momentos, función de la compacidad del terreno y de ρ (factor de flexibilidad)

$$\rho = \frac{(H + D)}{E \cdot I}$$



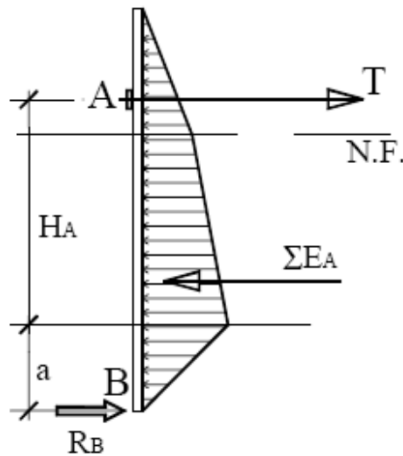
5.5.5.2.) Método del soporte fijo

- Aumentando la longitud de empotramiento de la pantalla se consiguen movimientos nulos en su base y muy disminuidos en el resto de la pantalla
- La profundidad empotrada debe ser suficiente como para garantizar la “fijación del pie”.
- Método de cálculo denominado *pantalla empotrada o de base fija*, o de *Blume*, o también *método europeo*.
- Se aplica principalmente a suelos arenosos de densidad media a alta.**
- Incógnitas; T, C (fuerza de contraempuje) y D
- 3 incógnitas, 2 ecuaciones ($\Sigma F = 0$, $\Sigma M = 0$), se recurre al *método de la viga equivalente*
- Hipótesis; el punto de la pantalla en la que la resultante de empujes es nula (B), coincide con el punto de inflexión, en el cual es momento nulo.
- Sobre esta hipótesis, se plantea el equilibrio de la pantalla desdoblándola en dos vigas biapoyadas.



5.5.5.2.) Método del soporte fijo

VIGA SUPERIOR (incógnitas T y R_B)

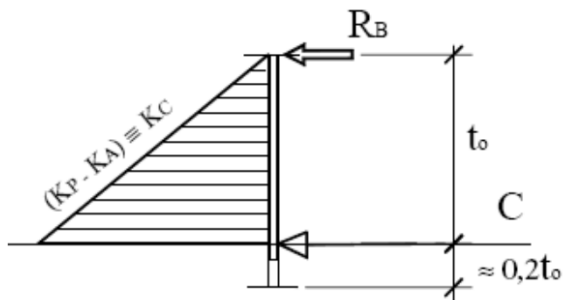


$$\bullet \Sigma M_B = 0 \quad T(H_A + a) = \Sigma E_A \cdot r'$$

$$\bullet \Sigma F = 0 \quad R_B = \Sigma E_A - T$$

$$a = \gamma H K_A / \gamma (K_P - K_A) = H \cdot K_A / K_C$$

K_C : coeficiente de contraempuje = $K_P - K_A$.



VIGA INFERIOR (incógnitas C y t₀)

$$C = 2 R_B$$

$$\bullet \Sigma M_B = 0$$

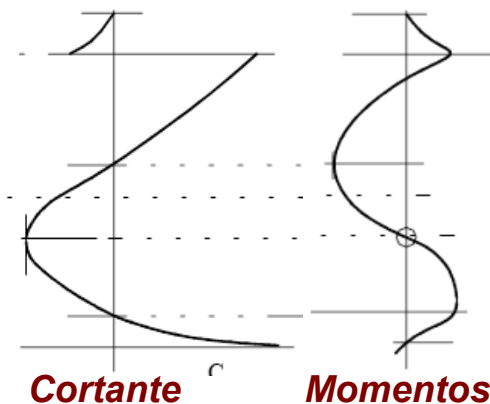
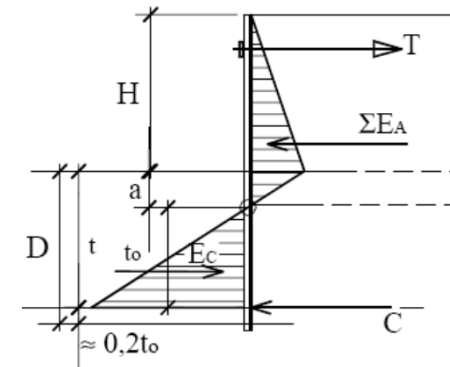
$$R_B = 1/6 \gamma K_C t_0^2$$

$$\bullet \Sigma F = 0$$

$$t_0 = \sqrt{\frac{6R_B}{\gamma \cdot K_C}}$$

$$D = 1,2t_0 = 1,2(a + t_0)$$

• También se aplica reducción de empuje pasivo



5.5.6.) Pantalla con varios apoyos

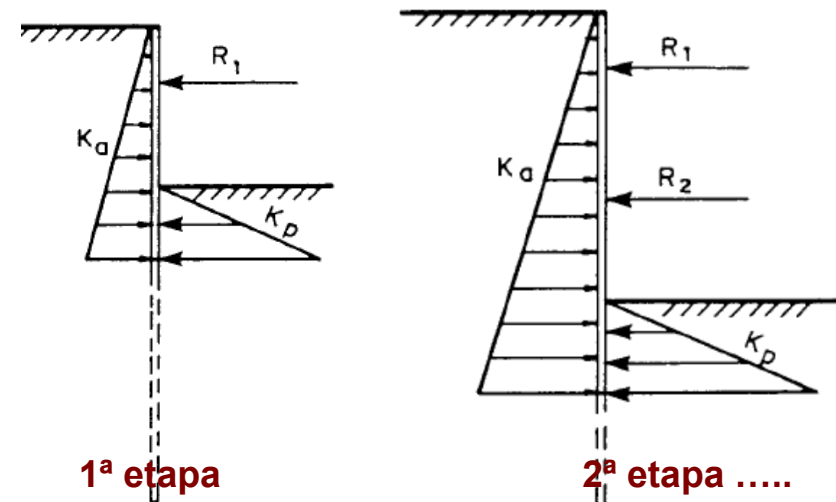
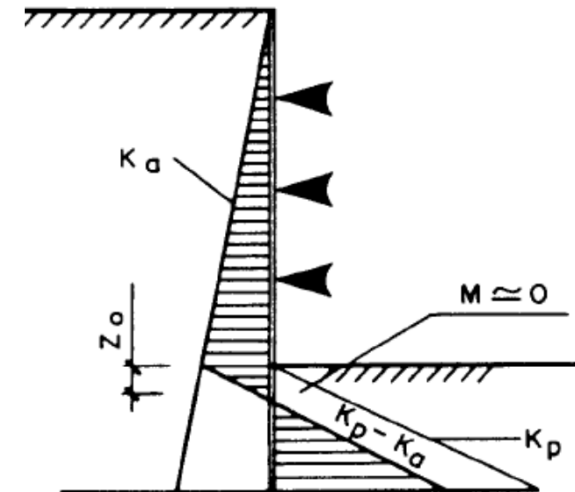
•El grado de hiperestatismo en la estructura aumenta, para resolver el problema se recurre a simplificaciones importantes del lado de la seguridad.

•Se pueden calcular;

–Viga continua con varios apoyos, suponiendo que el momento es nulo en el punto de empuje nulo (idem soporte fijo)

–Cálculo en sucesivas etapas (Manual canadiense de cimentaciones).

En la primera etapa se considera la excavación hasta el 2º apoyo y sólo actuando el primero. Se determina la carga en el anclaje del 1º nivel suponiendo que sólo actúa una parte de la pantalla (sometida a empujes activos y pasivos) tal que haya equilibrio de fuerzas y momentos entre la reacción en el apoyo y dichos empujes.



5.5.7.) Sifonamiento

79

• Cuando es necesario agotar agua en el interior de la excavación porque el NF está por encima del fondo de ésta, se crea una filtración. Si la presión intersticial crece hasta igualar a la total, se produce el sifonamiento del terreno del fondo, con la consecuente pérdida de resistencia, por anularse la tensión efectiva. ($\sigma = u + \sigma' \rightarrow$ si $u = \sigma \rightarrow \sigma' = 0$)

• En el sifonamiento se alcanza para un “gradiente crítico”;

$$\sigma = u (\sigma' = 0); H\gamma_{sat} = (\Delta h + H)\gamma_w, \text{ donde } i = \Delta h/H \rightarrow i_{cr} = (\gamma_{sat} / \gamma_w) - 1 = \gamma' / \gamma_w$$

• Se adopta un coeficiente de seguridad 2 (CTE); $i = i_{cr}/2$

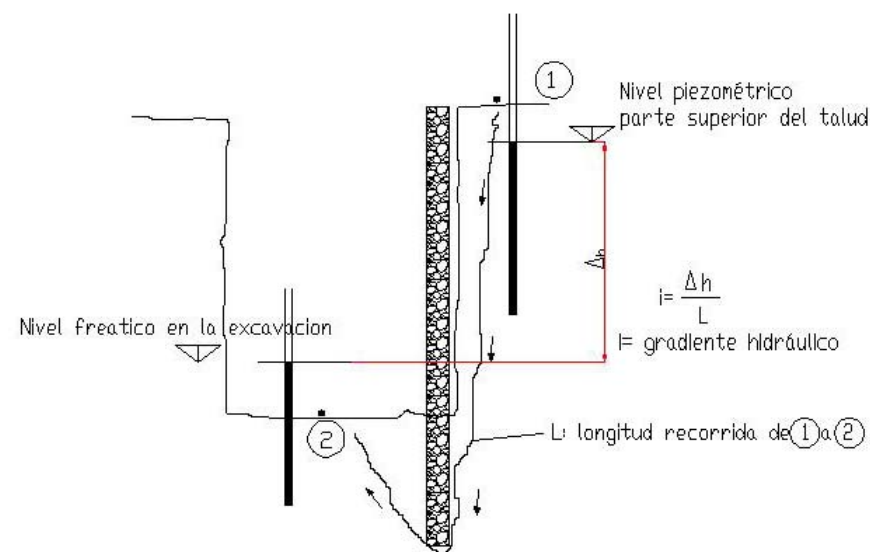
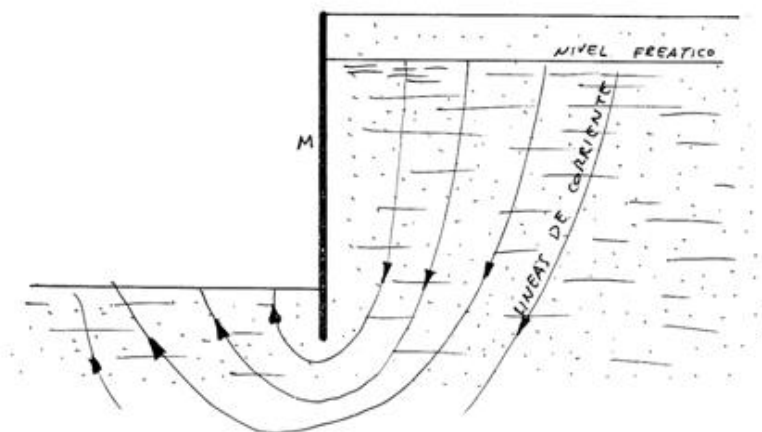
• Gradiente hidráulico crítico valores entorno a 1

• Con i , obtenemos la velocidad de filtración;

$$v = k \cdot i \text{ (Ley de Darcy)}$$

• Siendo S la superficie de la excavación;

$$Q_{\text{bombeo}} = v \cdot S$$

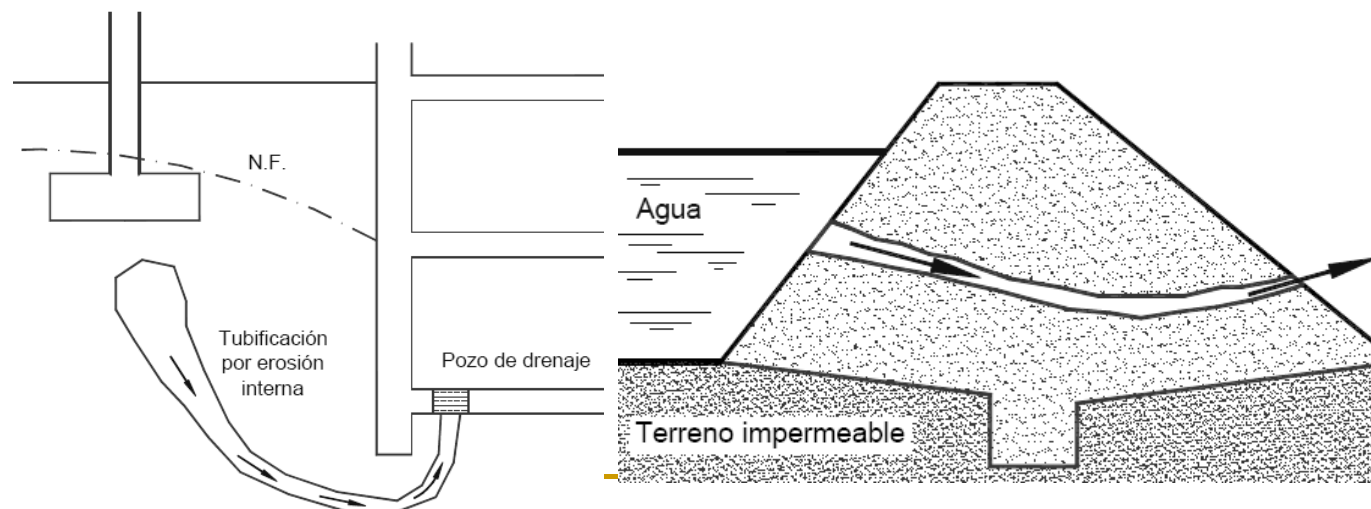


Esquema del recorrido del agua en una excavación

Líneas de corriente

5.5.7.) Sifonamiento

- Los principales problemas que causa el fenómeno del sifonamiento;
 - Inestabilidad del fondo de excavación
 - Reducción de la presión efectiva en el intradós de la pantalla, reduciéndose el efecto positivo del empuje pasivo, lo cual es altamente peligroso para la estabilidad de la pantalla.
 - Si se dan sifonamientos localizados, se inicia una erosión interna llamada tubificación o entubamiento



Fenómenos de tubificación



•SOLUCIONES CONTRA EL SIFONAMIENTO;

–Dimensionar un correcto sistema de bombeo que libere las presiones intersticiales ($Q_{\text{bombeo}} = S \cdot k \cdot \Delta h / l$), bien durante la excavación o permanentes durante la explotación de la estructura mediante soleras drenadas.

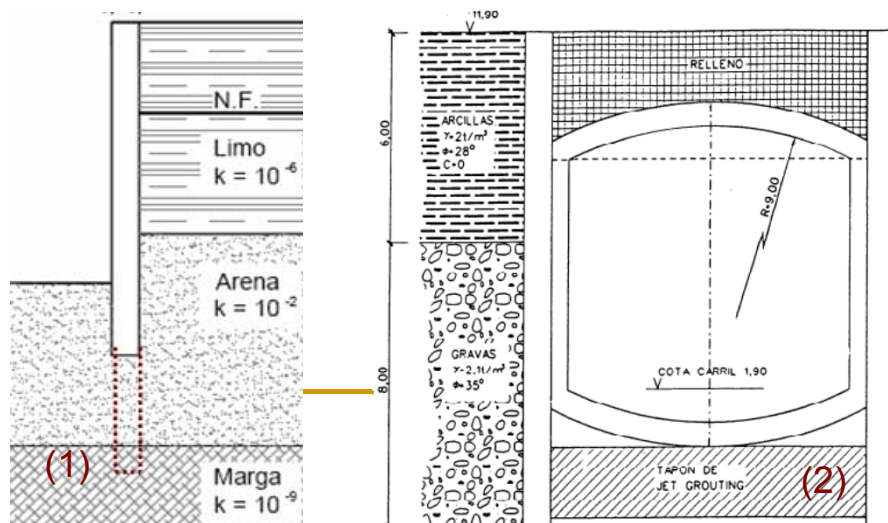
–Incrementar la clava de la pantalla ($\Delta l \rightarrow i, \nabla$ mayor recorrido del agua), siendo t la clava; $(\gamma' / \gamma_w) / FS = h / (h + 2t + e)$ (1)

–“Clavar” las pantallas en un sustrato impermeable ($k \nabla$)

–Disminuir la permeabilidad de la capa filtrante y aumentar su γ' , mediante tapón de Jet-grouting. También tiene la función de codal natural (2)

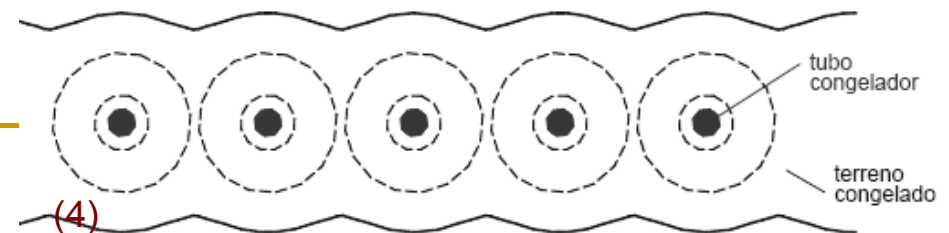
–Aumentar el efecto ataguía de la clava de las pantallas mediante peine de inyecciones (3)

–Congelación del N.F (4)



K: m/seg	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷
Cemento	██████████	██████████					
Arclla-cemento	██████████	██████████	██████████				
Gel de bentonita	██████████	██████████	██████████	██████████			
Emulsión bituminosa	██████████	██████████	██████████	██████████	██████████		
Gel de sílice concentrado	██████████	██████████	██████████	██████████	██████████		
Gel de sílice diluido	██████████	██████████	██████████	██████████	██████████	██████████	
Resina acrílica	██████████	██████████	██████████	██████████	██████████	██████████	██████████
Resina fenólica	██████████	██████████	██████████	██████████	██████████	██████████	██████████

(3)



(4)

5.5.7.) Sifonamiento / Soluciones contra el sifonamiento

82

• SISTEMAS DE DRENAJE (I);

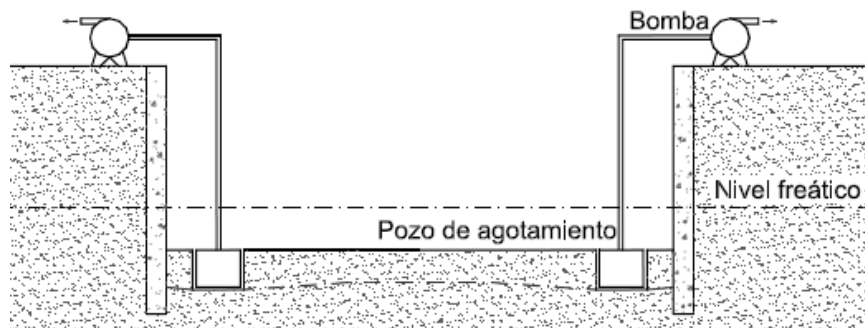
– Bombeo desde arqueta (a)

- Problemas de lavado de finos
- Fenómenos de sifonamiento
- Se debe limitar a excavaciones pequeñas y ausencia de finos
- Bombas de achique (a1)

– Bombeo desde pozos filtrantes

– Sistema de agujas filtrantes (Well-point)

<i>Tipos de suelos</i>	<i>Coficiente (en cm/s) de permeabilidad, k</i>	<i>Calificación de drenaje y permeabilidad</i>
Arcillas compactas Pizarras	10^{-11} a 10^{-7}	Impermeable Muy mal drenaje
Limos arenosos Limos Arcilla limosa	10^{-7} a 10^{-4}	Poco permeable Mal drenaje
Arenas finas y limpias. Arena limosa Caliza fracturada	10^{-5} a 10^{-1}	Algo permeable Regular drenaje
Arenas limpias y mezcla con medias y gruesas	10^{-2} a 10	Permeable Buen drenaje
Gravas limpias y grava con arena gruesa limpia	1 a 10^2	Muy permeable Muy buen drenaje



(a)

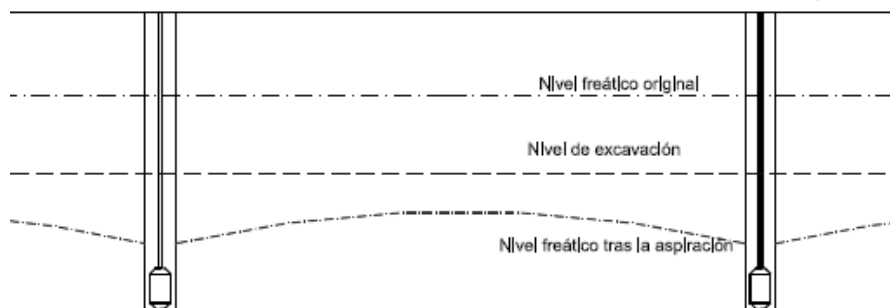


(a1)

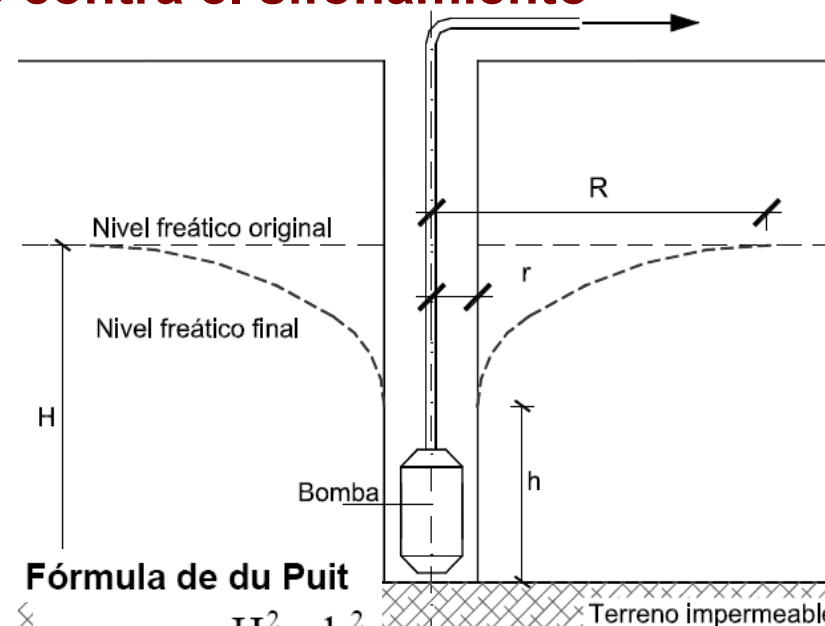
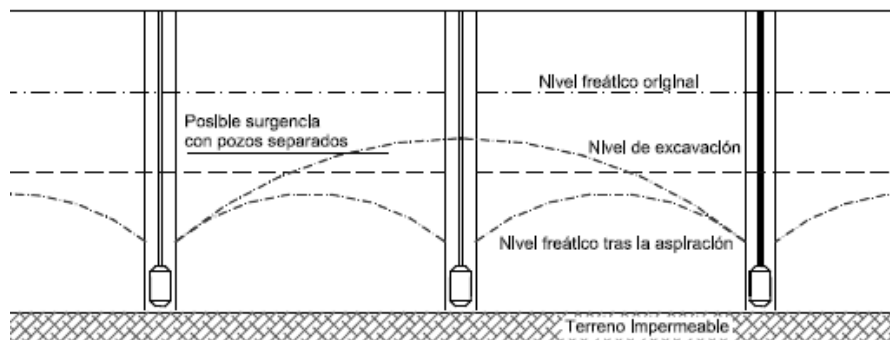
5.5.7.) Sifonamiento / Soluciones contra el sifonamiento

83

- SISTEMAS DE DRENAJE (II);
 - Bombeo desde pozos filtrantes
 - Bombas lapicero dentro del pozo
 - Los pozos deben evitar comunicar capas permeables si entre ellas existe una de suficiente potencia impermeable
 - Cuanto más impermeable es el suelo, mayor número de pozos serán necesarios y más juntos.

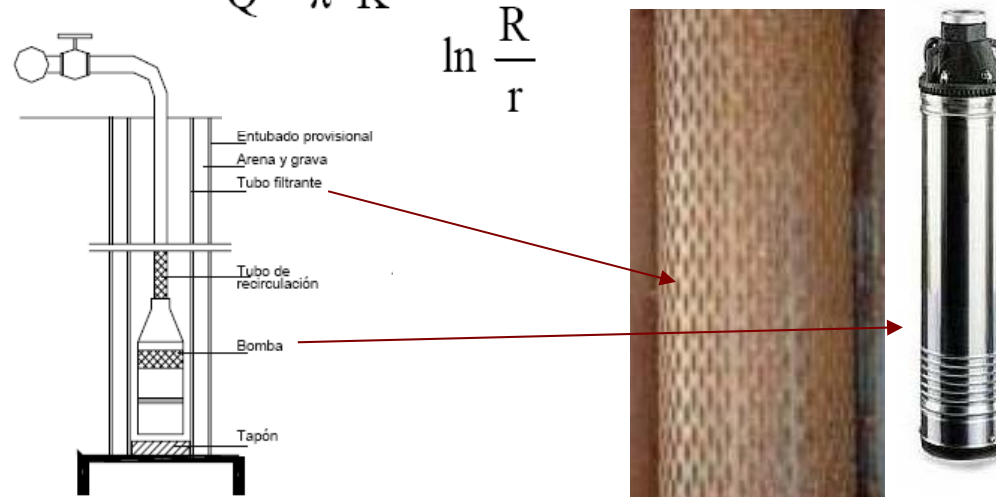


Suelos permeables
Suelos poco permeables



Fórmula de du Puit

$$Q = \pi \cdot K \cdot \frac{H^2 - h^2}{\ln \frac{R}{r}}$$



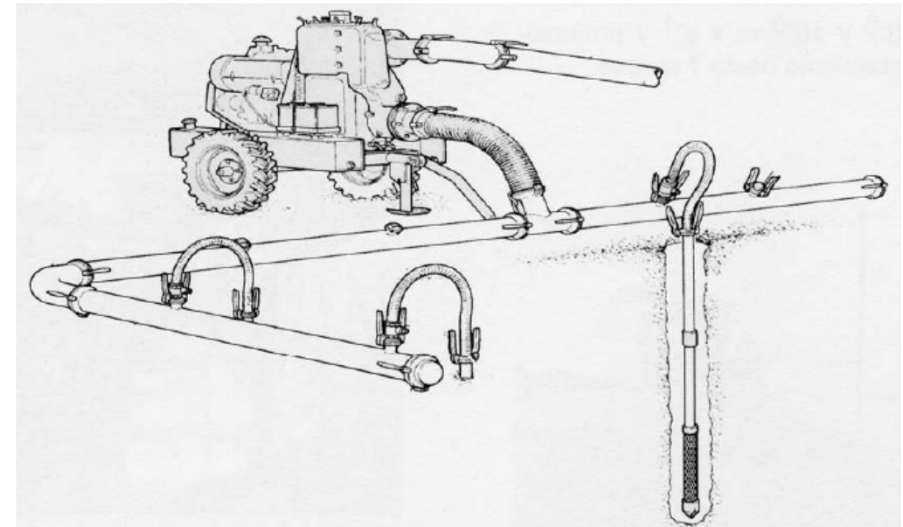
5.5.7.) Sifonamiento / Soluciones contra el sifonamiento

84

•SISTEMAS DE DRENAJE (III);

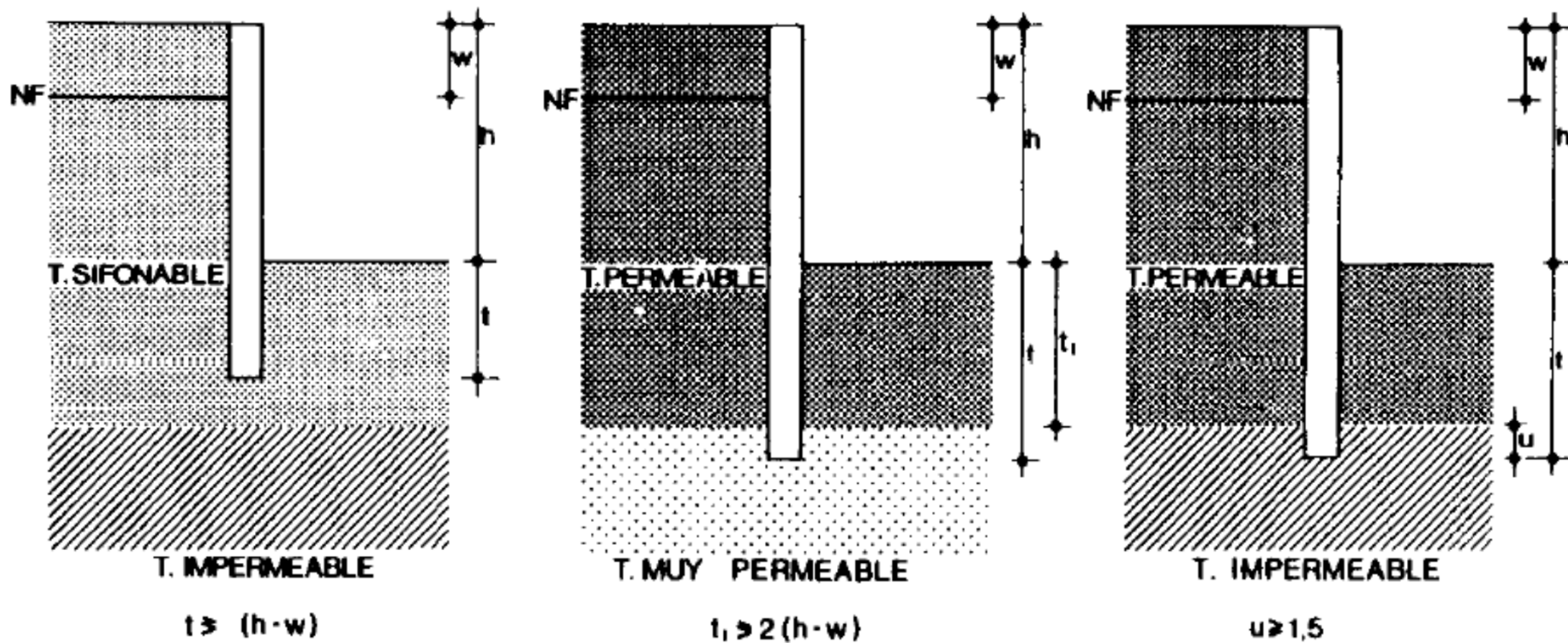
–Sistema de agujas filtrantes (Well-point)

- Basados en la hinca de minipozos alrededor de la superficie a drenar.
- Bombas de vacío, aspiran aire y agua
- Para terrenos arenosos de permeabilidades entre 10^{-3} y 10^{-5} m/s y profundidades de agotamiento de hasta 7m.
- Máximo 120 lanzas por bomba para profundidades menores de 3m, 100 para mayores.



5.5.7.) Sifonamiento / Soluciones contra el sifonamiento

•La NTE hace las siguientes recomendaciones;



5.5.8.) Dimensionamiento según la normativa española (CTE)

86

Persistente o transitoria						Extraordinaria					
Tipo	Materiales		Acciones		Tipo	Materiales		Acciones			
	γ_R	γ_M	γ_E	γ_F		γ_R	γ_M	γ_E	γ_F		
Hundimiento	3,0 ⁽¹⁾	1,0	1,0	1,0	Hundimiento	2,0 ⁽⁸⁾	1,0	1,0	1,0		
Deslizamiento	1,5 ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0	Deslizamiento	1,1 ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0		
Vuelco ⁽²⁾					Vuelco ⁽²⁾						
Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9 ⁽³⁾	1,0	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9	1,0		
Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,8	1,0	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,2	1,0		
Estabilidad global	1,0	1,8	1,0	1,0	Estabilidad global	1,0	1,2	1,0	1,0		
Capacidad estructural	- ⁽⁴⁾	- ⁽⁴⁾	1,6 ⁽⁵⁾	1,0	Capacidad estructural	- ⁽⁴⁾	- ⁽⁴⁾	1,0	1,0		
Pantallas						Pantallas					
Estabilidad fondo excavación	1,0	2,5 ⁽⁶⁾	1,0	1,0	Rotación o traslación						
Sifonamiento	1,0	2,0	1,0	1,0	Equilibrio límite	1,0	1,0	0,8	1,0		
Rotación o traslación					Modelo de Winkler	1,0	1,0	0,8	1,0		
Equilibrio límite	1	1,0	0,6 ⁽⁷⁾	1,0	Elementos finitos	1,0	1,2	1,0	1,0		
Modelo de Winkler	1	1,0	0,6 ⁽⁷⁾	1,0							
Elementos finitos	1,0	1,5	1,0	1,0							

⁽²⁾ De aplicación en cimentaciones directas y muros.

⁽⁴⁾ Los correspondientes de los Documentos Básicos relativos a la seguridad estructural de los diferentes materiales o la instrucción EHE.

⁽⁵⁾ Aplicable a elementos de hormigón estructural cuyo nivel de ejecución es intenso o normal, según la Instrucción EHE. En los casos en los que el nivel de control de ejecución sea reducido, el coeficiente γ_E debe tomarse, para situaciones persistentes o transitorias, igual a 1,8.

⁽⁶⁾ El coeficiente γ_M será igual a 2,0 si no existen edificios o servicios sensibles a los movimientos en las proximidades de la pantalla.

⁽⁷⁾ Afecta al empuje pasivo

5.5.8.) Dimensionamiento según la normativa española (CTE)

87

$$E_d \leq R_d$$

siendo

E_d el valor de cálculo del efecto de las acciones;

R_d el valor de cálculo de la resistencia del terreno.

$$E_d = \gamma_E E \left(\gamma_F \cdot F_{repr}; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d \right)$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left(\gamma_F \cdot F_{repr}; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d \right)$$

siendo

F_{repr} el valor representativo de las acciones que intervienen en la situación de dimensionado considerada;

X_K el valor característico de los materiales;

a_d el valor de cálculo de los datos geométricos;

γ_E el coeficiente parcial para el efecto de las acciones;

γ_F el coeficiente parcial para las acciones;

γ_M el coeficiente parcial para las propiedades de los materiales.

γ_R el coeficiente parcial de resistencia

5.5.8.) Dimensionamiento según la normativa española (CTE)

• Datos geométricos;

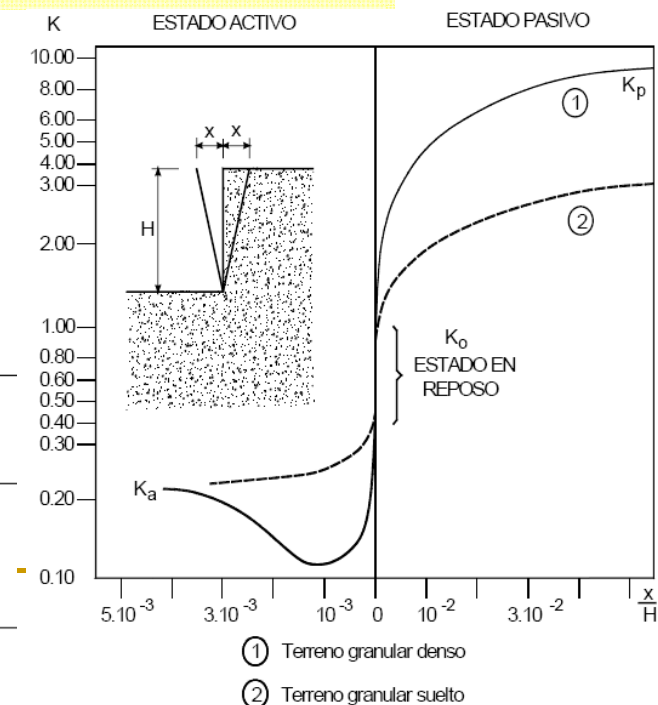
En cálculos de estados límite últimos en los que la estabilidad del elemento de contención dependa de la resistencia del terreno frente al mismo, la cota del suelo estabilizante debe reducirse del valor nominal en un valor Δa , que se definirá tomando en consideración el grado de control existente sobre la permanencia de dicho material. En general y salvo justificación, se considerarán los siguientes valores de Δa :

- a) pantallas: se considerará un valor de Δa igual al 10% de la altura de la pantalla sobre el fondo de excavación, con un máximo de 0,5m;
- b) muros: se considerará un valor de Δa igual al 10% de la distancia entre el plano de apoyo y el fondo de excavación, con un máximo de 0,5m.

• Coeficientes de empuje adoptados; Según teoría de Coulomb (tanto activo como pasivo)

Tabla 6.2. Rotación necesaria para alcanzar estados de plastificación

Tipo de suelo y compactada o consistencia	Rotación x/H	
	Estado activo	Estado pasivo
Granular denso	10^{-3}	$2 \cdot 10^{-2}$
Granular suelto	$4 \cdot 10^{-3}$	$6 \cdot 10^{-2}$
Cohesivo duro	10^{-2}	$2 \cdot 10^{-2}$
Cohesivo blando	$2 \cdot 10^{-2}$	$4 \cdot 10^{-2}$



- ① Terreno granular denso
- ② Terreno granular suelto

5.5.8.) Dimensionamiento según la normativa española (CTE)

89

• δ , ángulo de rozamiento suelo-estructura;

- para empuje activo y muro rugoso; $\delta \leq \frac{2}{3}\phi'$, como es la situación de muro encofrado contra el terreno
- para empuje activo y muro poco rugoso; $\delta \leq \frac{1}{3}\phi'$, como es la situación de muro encofrado a doble cara
- para empuje activo y muro liso: $\delta = 0$, si se emplea la hipótesis de Rankine o el empleo de lodos tixotrópicos
- para empuje pasivo: $\delta \leq \frac{1}{3}\phi'$

EMPUJES DEL TERRENO SOBRE ELEMENTOS DE CONTENCIÓN

- Al valorar los empujes se ha de tener en cuenta la estabilidad en el tiempo de los materiales existentes en el trasdós
- Si en el trasdós hay arcillas o limos el coeficiente de empuje no ha de ser menor de 1.
- En muros; si la compactación del trasdós hasta el 95% del PN se hace con equipos ligeros se asumirán los coeficientes de empujes que determina la norma, si la compactación es por medio de equipos pesados el coeficiente de empuje nunca menor al de reposo.
- Si se considera el efecto de la cohesión en los cálculos de empujes se ha de verificar ésta correctamente, con suficiente dispersión y su variabilidad con el tiempo.
- En el trasdós actuará empuje activo salvo cuando existan restricciones de movimiento, los cuales incrementan los empujes.
- $K = K_0$, si (distancia de edificio o servicio a la coronación del elemento de contención) $d < H/2$ (H , altura del elemento de contención), $K = (K_a + K_0)/2$ si $H/2 \leq d < H$.
- En cualquier caso , la presión de tierras sobre el elemento de contención nunca inferior a 0,25

5.5.8.) Dimensionamiento según la normativa española (CTE)

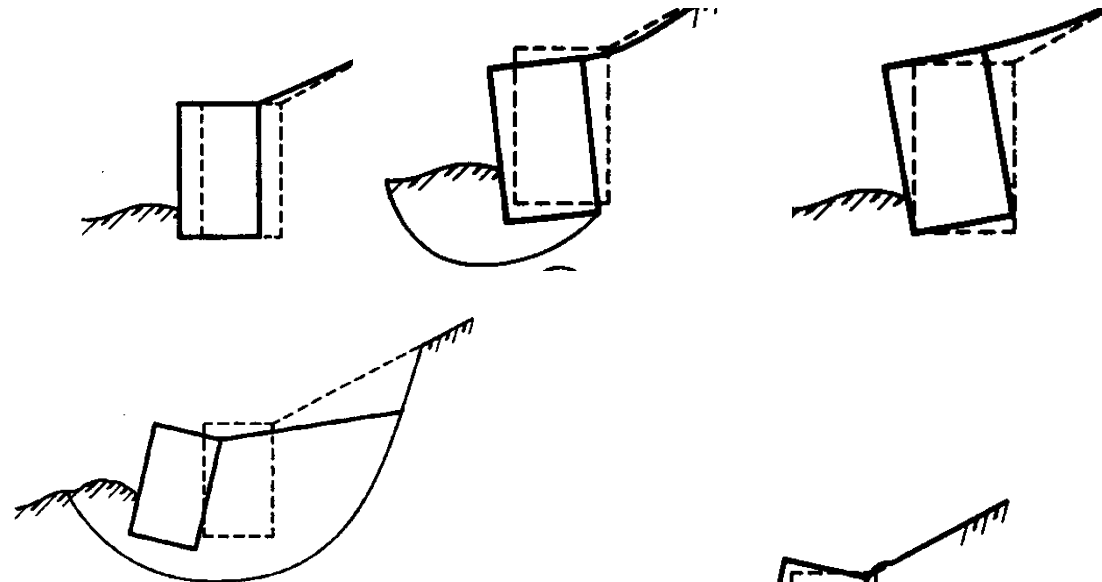
90

• LOS ESTADOS LÍMITES A CONSIDERAR EN ELEMENTOS DE CONTENCIÓN;

• ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

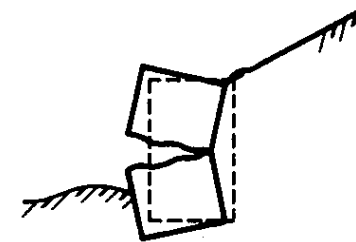
– Estabilidad

- Deslizamiento
- Hundimiento
- Vuelco



– Capacidad estructural

– Fallo combinado del terreno y del elemento estructural



• ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

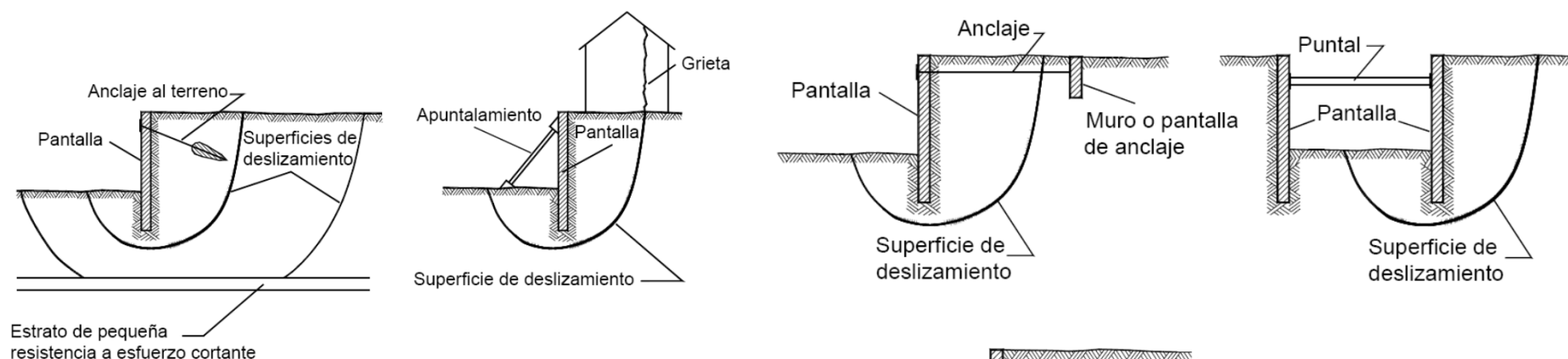
- Movimientos o deformaciones de la estructura de contención o de sus elementos de sujeción que afecten a ella o a estructuras próximas.
- Infiltración de agua no admisible.
- Afección a la situación del agua freática en el entorno con posibles repercusiones a estructuras próximas.

5.5.8.) Dimensionamiento según la normativa española (CTE)

91

• EN PANTALLAS FLEXIBLES, LOS CÁLCULOS DE ESTABILIDAD EN CADA FASE DEBEN VERIFICARSE AL MENOS LOS SIGUIENTES ESTADOS LÍMITE ;

– Estabilidad global



– Estabilidad del fondo de la excavación

– Estabilidad de la propia pantalla;

- Rotura por rotación o traslación del elemento de contención o partes del mismo
- Rotura por hundimiento

– Estabilidad de los elementos de sujeción

– Estabilidad en las edificaciones próximas

– Estabilidad de las zanjas (excavación de la propia pantalla)

5.5.8.) Dimensionamiento según la normativa española (CTE)

92

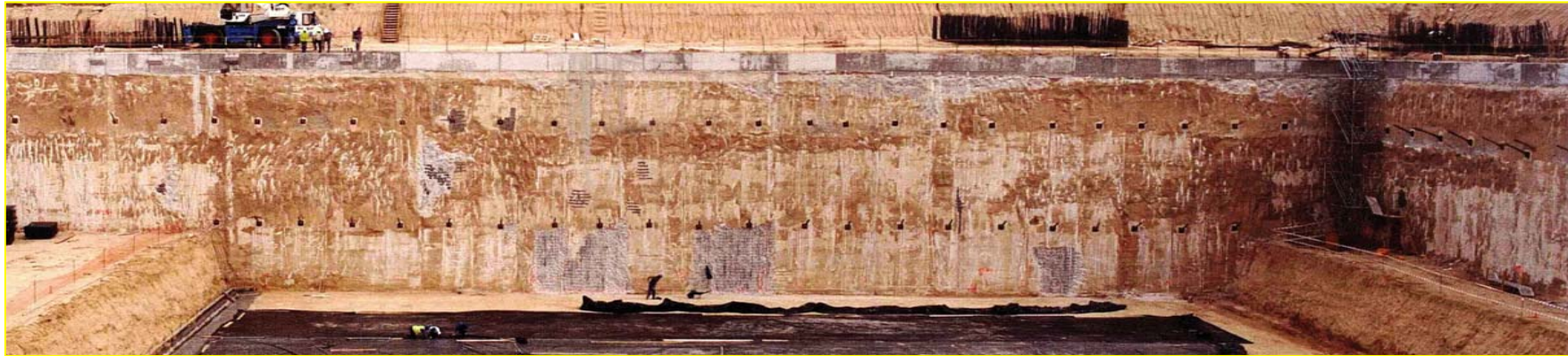
PANTALLAS DE HORMIGÓN

- Si el suelo presenta un contenido de finos superior al 35% hacer estudio en condiciones no drenadas y drenadas.
 - Resistencia característica del hormigón; 18 Mpa
 - Recubrimiento mínimo; 70mm (*EHE para piezas hormigonadas contra el terreno Art 37 apartado e*)
 - Para la ejecución de pantallas continuas se consideran aceptables las especificaciones constructivas recogidas en la norma UNE-EN 1538:2000.
-

5.6.) Anclajes

- Los anclajes son elementos de sujeción de estructuras al suelo, destinados a colaborar en la estabilidad del conjunto suelo-estructura
- Según su forma de actuar se pueden clasificar;
 - **PASIVOS**; *Si entran en tracción por si mismos al entrar en acción las cargas o las fuerzas exteriores, y se oponen al movimiento del terreno y de la estructura*
 - **ACTIVOS**; *Generalmente pretensados; una vez instalados se pretensa la armadura hasta llegar a su carga admisible que comprime al terreno situado entre el anclaje y la estructura; cuando actúa la fuerza exterior se produce una descompresión del terreno pero no debe moverse la cabeza del anclaje hasta que no se rebase el esfuerzo de pretensado.*
 - **MIXTOS**; *Caso intermedio a los anteriores; se pretensa con carga inferior a su carga admisible, quedando una parte de ésta disponible para poder hacer frente a movimientos imprevistos.*
- Según el tiempo de servicio previsto, se distinguen;
 - **PROVISIONALES**
 - **PERMANENTES**
- Según el tipo de inyección que se le practique;
 - **INYECCIÓN ÚNICA (IU)**
 - **INYECCIÓN REPETITIVA (IR)**
 - **INYECCIÓN REPETITIVA Y SELECTIVA (IRS)**
- Otros tipos de soportes laterales, aparte de los anclajes, son;
 - **PUNTALES PROVISIONALES**
 - **BANQUETAS DE TERRENO**
 - **EL PROPIO FORJADO DEL TERRENO** (*método ascendente-descendente*)

5.6.) Anclajes *Ejemplos de anclajes, bulones y bermas*



5.6.) Anclajes

Ejemplos de arriostramientos metálicos como sujeción de pantallas



• Entre los principales campos de aplicación de los distintos tipos de anclaje se distinguen;

– *Estabilización del terreno;* para comprimir el terreno, en cosido de diaclasas.

– *Aumentar la resistencia al corte en taludes*

– *Sujeción de bóvedas de túneles, paredes de excavación*

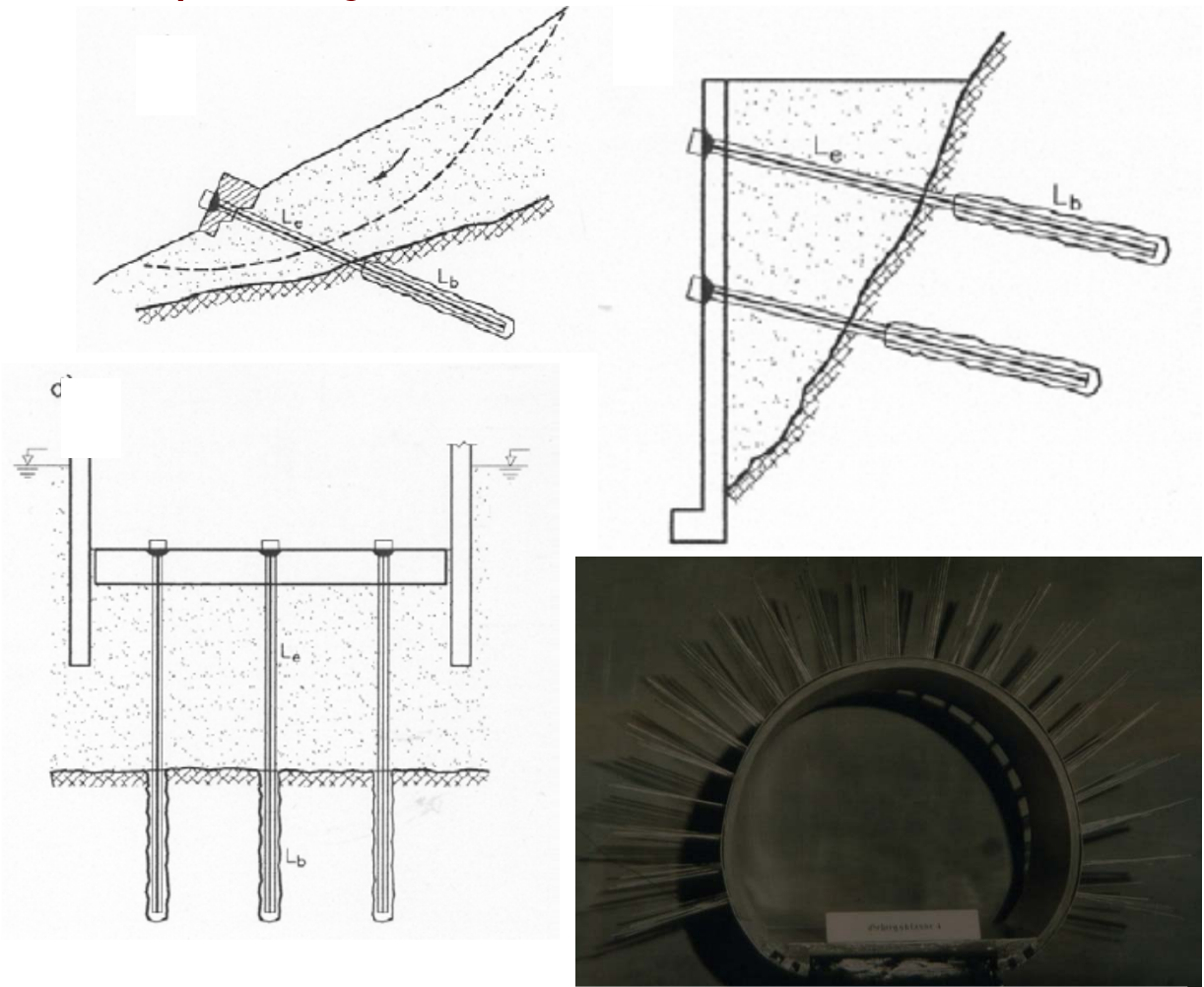
– *Refuerzo de estructuras:* postesado de estructuras, atirantado de bóvedas y arcos, etc...

– *Arriostramiento de estructuras de contención*

– *Absorber esfuerzos en la cimentación de estructuras;* soleras bajo nivel freático, con fuerte subpresión.

– *Anclaje de estructuras esbeltas y complicadas*

5.6.) Anclajes



5.6.1.) Elementos de un anclaje

97

- Los tirantes de anclaje son elementos que trabajan fundamentalmente a tracción.
- Se disponen de manera que se fijan o anclan por un extremo al terreno mediante la generación de un bulbo de inyección, y por el otro se fijan a la estructura.
- Podemos destacar entre;

– **ANCLAJES**; Constituidos por un conjunto de torones metálicos

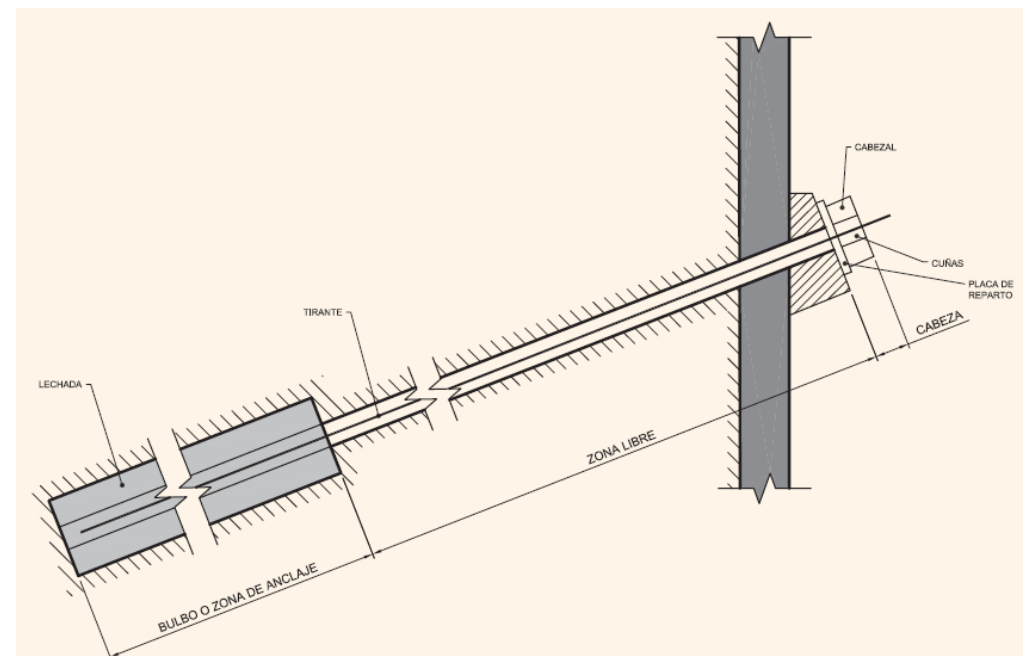
– **BULONES**; Formado por una barra, siendo bien corrugada o lisa, y metálica o de fibra de vidrio. Su fijación al terreno puede ser mediante inyección o la expansión de la forma del bulón por la aplicación de aire a presión en el mismo.

- En un anclaje inyectado directamente al terreno se suelen distinguir tres partes;

– **Zona de anclaje**, la comprendida por el área del bulbo de inyección y que es la parte se fija al terreno

– **Zona libre**; Constituida por los cables, encontrándose protegidos por una vaina de plástico. Sólo se inyecta el espacio anular entre la perforación y la vaina exterior del anclaje

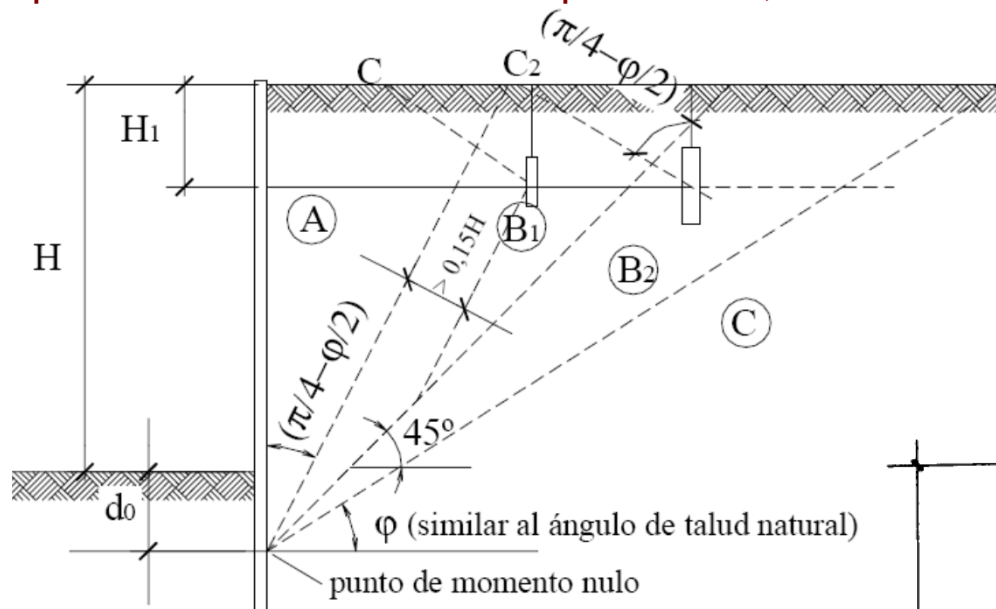
– **Cabeza y placa de apoyo**; las partes del anclaje que fijan éste a la estructura y mediante las cuñas inmovilizan el extremo exterior de los torones.



5.6.2.) Criterios de diseño

99

• La longitud del tirante será suficiente para garantizar la resistencia prevista en un suelo fuera de la posible cuña de rotura o de plasticidad;



• A; zona muy peligrosa = zona de cuña activa (ya que los empujes del trasdós provienen de la actuación de una cuña activa)

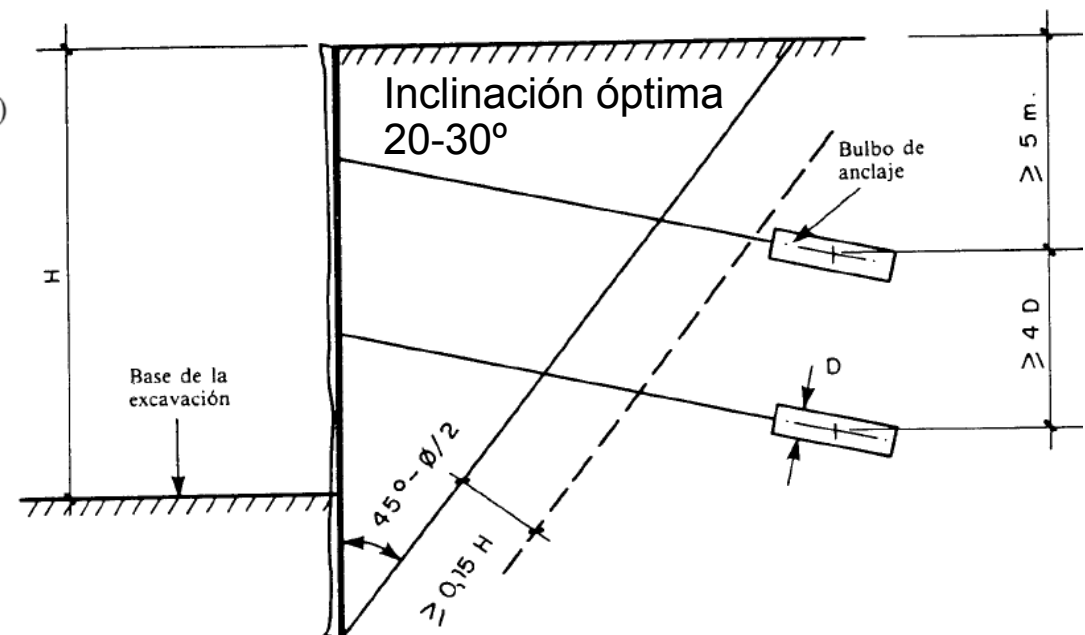
• B₁; zona no muy segura

• B₂; zona segura

• C; zona muy segura

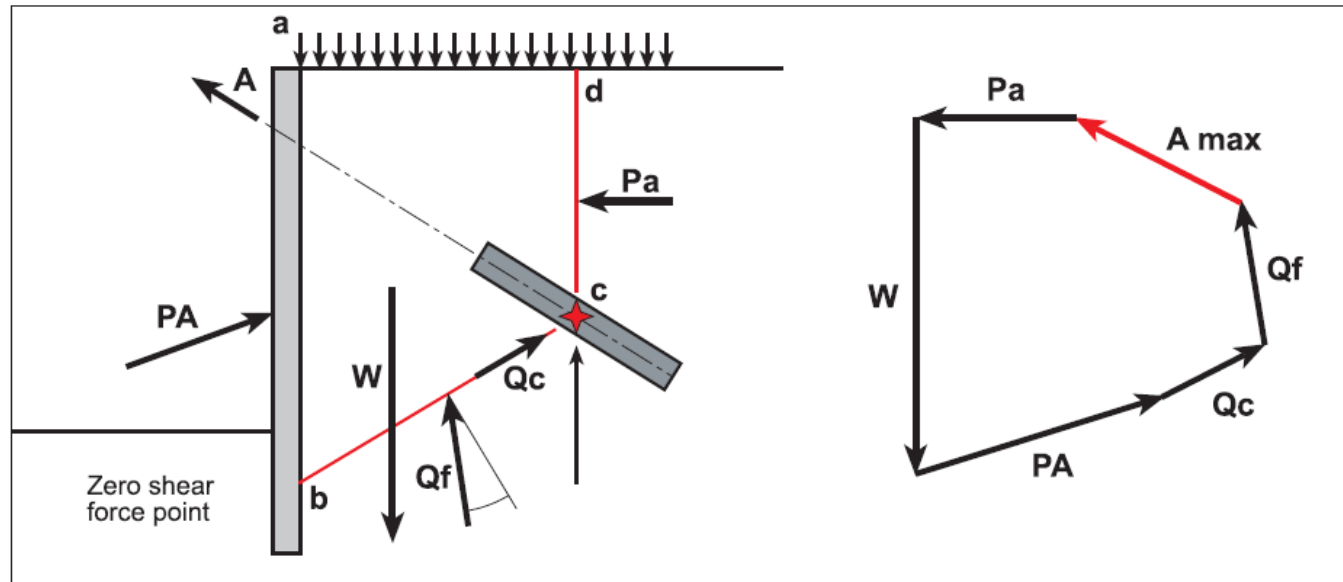
• VARIABLES DE DISEÑO;

- Carga de anclaje y longitud libre
- Sección de acero
- Longitud del bulbo
- Diámetro de perforación



5.6.2.1.) Método de Kranz

100 - 0



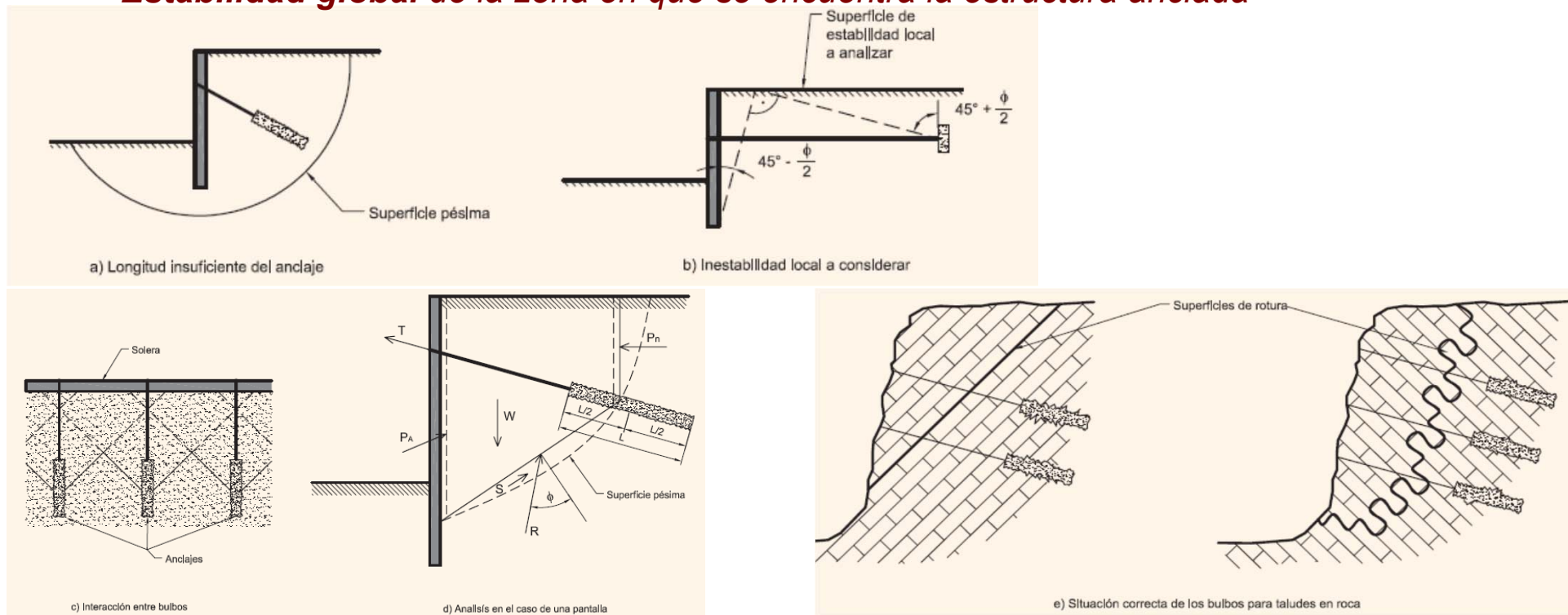
- A** : anchorage reaction
- PA** : reaction of the wall on [a b]
- Pa** : earth pressure on [c d]
- W** : weight of soil mass (abcd)
- Qf** : reaction on [b c] due to friction
- Qc** : reaction on [b c] due to cohesion

A max, the greatest anchorage load compatible with soil mass equilibrium, is calculated graphically.

F : safety coefficient = $A \text{ max}/A$ around 1.5

5.6.2.) Criterios de diseño

- En las estructuras ancladas se deberán tener en cuenta dos aspectos;
 - **Estabilidad global** de la zona en que se encuentra la estructura anclada



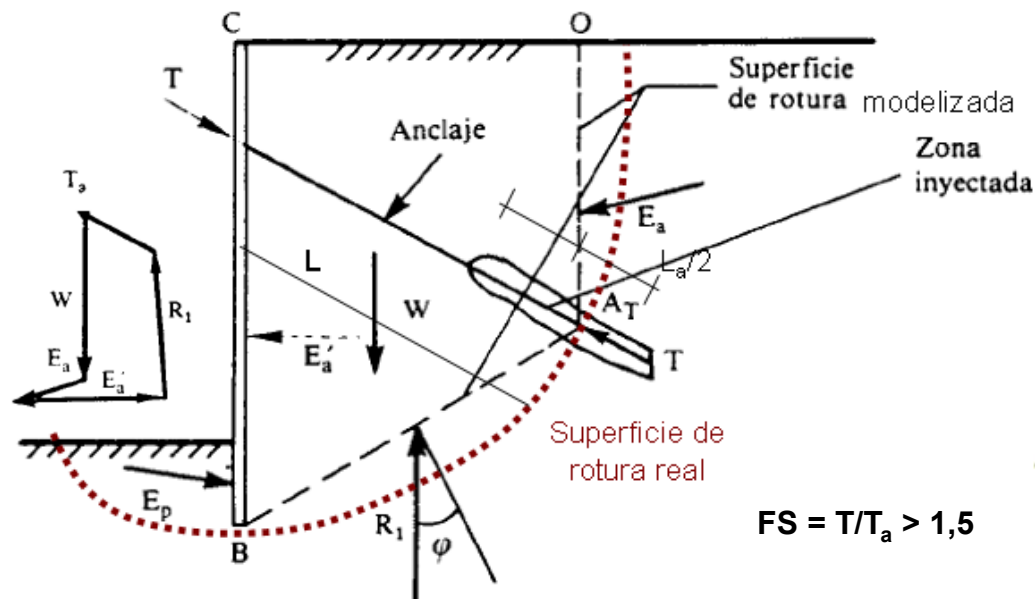
– **El comportamiento de cada uno de los elementos de los anclajes y sus efectos sobre el entorno más inmediato de los mismos (equilibrio local)**

- La rotura parcial de la cabeza de anclaje o de la estructura a anclar, por exceso de tensión en los anclajes, o por fallo de alguno de estos últimos.
- La rotura del tirante a tracción y el deslizamiento del mismo dentro del bulbo
- La pérdida de tensión en el anclaje por deslizamiento del bulbo contra el terreno

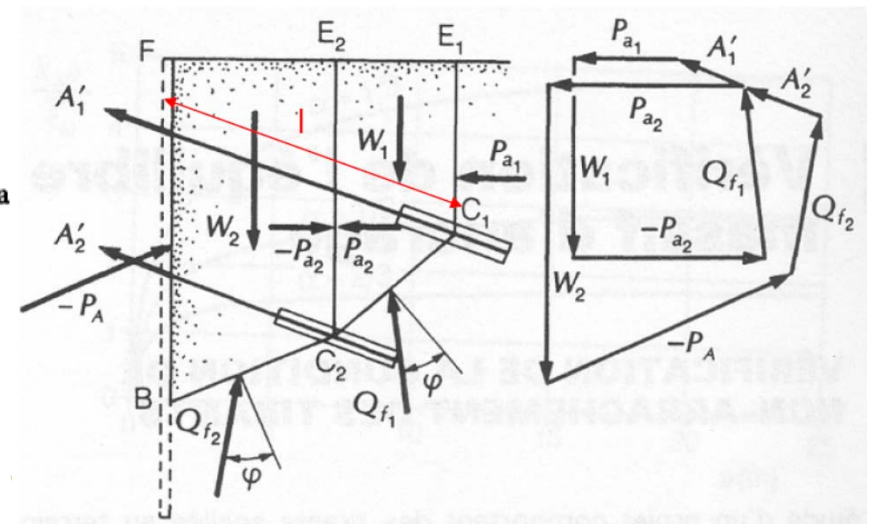
5.6.2.1.) Método de Kranz

100

- 1º) Se define la longitud L de las filas de los anclajes
- 2º) Se define el mecanismo de rotura de la figura (OA – punto medio del bulbo del anclaje- AB)
- 3º) Se calculan las cargas de los anclajes T_a que equilibran la cuña de terreno. Su relación con la tensión de trabajo del anclaje T , nos da el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento, que debe ser superior a 1,5.
- 4º) Se comprueban si las cargas calculadas son superiores a las cargas límites de los anclajes, si es así se cambian las longitudes de los anclajes y se recalculan las cargas



$$FS = T/T_a > 1,5$$



Método de Kranz en el caso de dos filas de anclajes

5.6.2.) Criterios de diseño

101

•SECCIÓN DE ACERO

En anclajes provisionales:

$$\begin{aligned} P_{Nd} / A_T &\leq f_{pk} / 1,25 \\ P_{Nd} / A_T &\leq f_{yk} / 1,10 \end{aligned}$$

en anclajes permanentes:

$$\begin{aligned} P_{Nd} / A_T &\leq f_{pk} / 1,30 \\ P_{Nd} / A_T &\leq f_{yk} / 1,15 \end{aligned}$$

Siendo: P_{Nd} = carga nominal mayorada de cada anclaje.

A_T = sección del tirante.

f_{pk} = límite de rotura del acero del tirante.

f_{yk} = límite elástico del acero del tirante.

$$P_{Nd} = F_1 P_N$$

P_N = carga nominal del anclaje, la mayor de;

- La carga obtenida del estudio de estabilidad global
- La carga obtenida de los estados límite de servicio

TIPO DE ANCLAJE	F_1
Permanente	1,50
Provisional	1,20

–La resistencia estructural del anclaje determina la sección de acero. Se admite tensiones de trabajo $\approx 60\%$ del límite elástico en anclajes permanentes y del 75% en los provisionales.

TIPO DE TIRANTE	LIMITE ELÁSTICO (MPa)	CARGA UNITARIA DE ROTURA (MPa)
Barra tipo DW (Diwidag) o similar	850	1.050
Barra tipo Gewi o similar	500	550
Cables	1.710	1.910

5.6.2.) Criterios de diseño

• LONGITUD DE BULBO (SEGURIDAD FRENTE AL ARRANCAMIENTO DEL BULBO)

$$P_{Nd} / (\pi \cdot D_N \cdot L_b) \leq a_{adm}$$

Siendo: P_{Nd} = carga nominal mayorada de cada anclaje.

D_N = diámetro nominal del bulbo.

L_b = longitud de cálculo del bulbo.

a_{adm} = adherencia admisible frente al deslizamiento o arrancamiento del terreno que rodea el bulbo.

• La adherencia admisible del bulbo puede obtenerse, por orden de preferencia;

– De ensayos de investigación, ensayos de adecuación

– De la expresión;

$$a_{adm} = \frac{c'}{F_{2c}} + \sigma' \cdot \frac{tg \varphi'}{F_{2\varphi}}$$

Siendo: c' = cohesión efectiva del terreno en el contacto terreno-bulbo.

φ' = ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno en el contacto terreno-bulbo.

σ' = presión efectiva del terreno en el centro del bulbo más una tercera parte de la presión de inyección aplicada.

F_{2c} = 1,60; coeficiente de minoración de la cohesión.

$F_{2\varphi}$ = 1,35; coeficiente de minoración de la fricción.

– Correlaciones empíricas

5.6.2.) Criterios de diseño

• LONGITUD DEL BULBO (VALORES DE $a_{\text{límite}}$)

– Ensayos de investigación

• Los valores de la resistencia al corte unitaria en el contacto bulbo-terreno (τ) se obtienen de ensayos de arrancamiento en condiciones reales o en el laboratorio.

Tipo de Terreno	Resistencia media τ_u al arrancamiento (kN/m ²)
Roca dura (granito, gneiss, calizas, etc.)	1000 - 2500
Roca blanda (margas, esquistos, pizarras, etc.)	300 - 100
Gravas y arenas gruesas	700 - 1000
Arenas finas y medias, arenas limosas y arcillas arenosas	300 - 600
Arcillas de consistencia	
rígida ($c_u > 200\text{kN/m}^2$)	600 - 800
firme ($100 < c_u < 200\text{kN/m}^2$)	200 - 600
media ($50 < c_u < 100\text{kN/m}^2$)	50 - 200

Valores orientativos de prediseño.
Norma Española de Anclajes

• En roca, puede tomar (valor orientativo) $\tau = 0,1q_u$ (resistencia a compresión simple)

5.6.2.) Criterios de diseño

104

– Correlaciones empíricas (I)

$$a_{adm} = a_{lim} / F_3$$

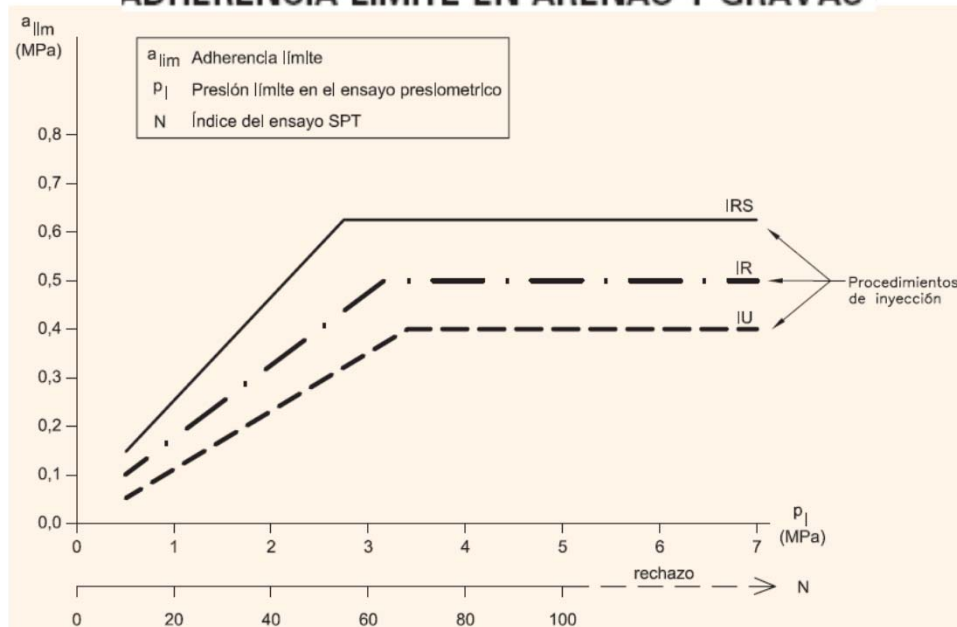
Siendo: a_{lim} = adherencia límite obtenida aplicando métodos empíricos

ADHERENCIA LÍMITE EN ROCA (ALTERACIÓN ≤ GRADO III, SEGÚN ISRM)

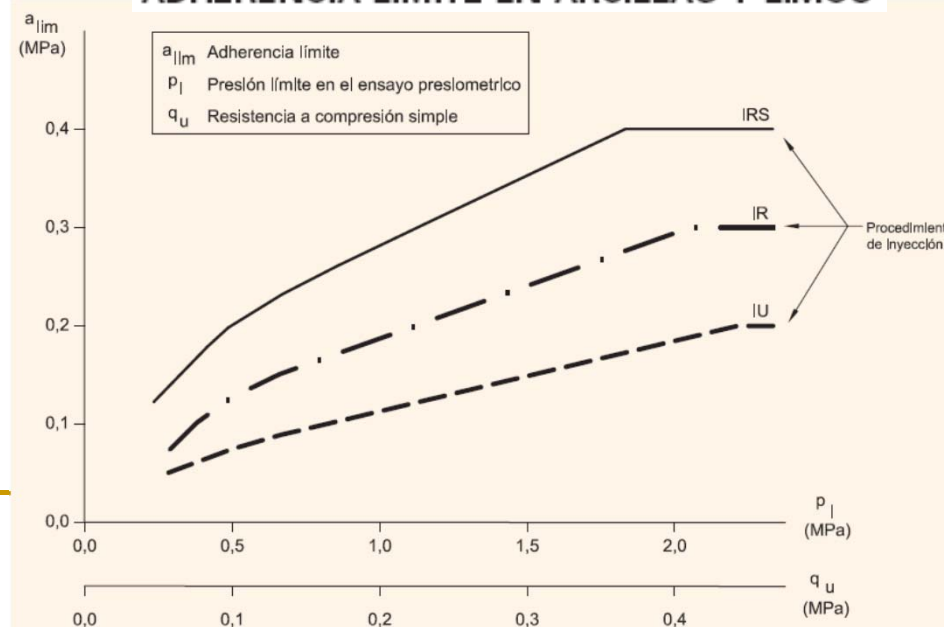
TIPO DE ANCLAJE	F_3
Provisional	1,45
Permanente	1,65

TIPO DE ROCA	ADHERENCIA LÍMITE (MPa)
Granitos, basaltos, calizas	1,0 – 5,0
Areniscas, esquistos, pizarras	0,7 – 2,5

ADHERENCIA LÍMITE EN ARENAS Y GRAVAS

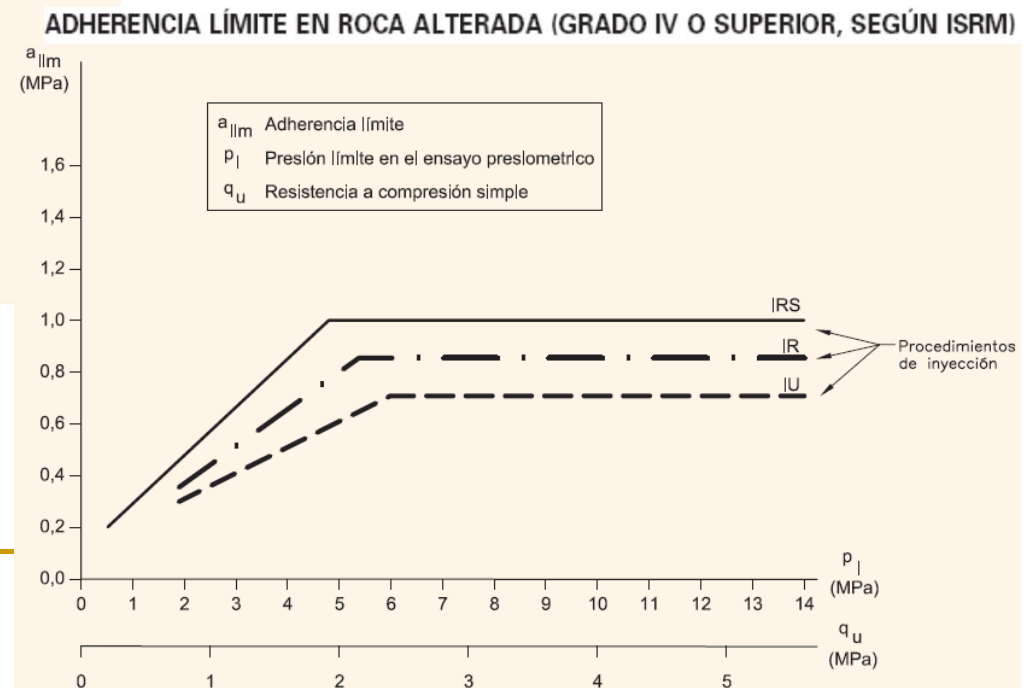
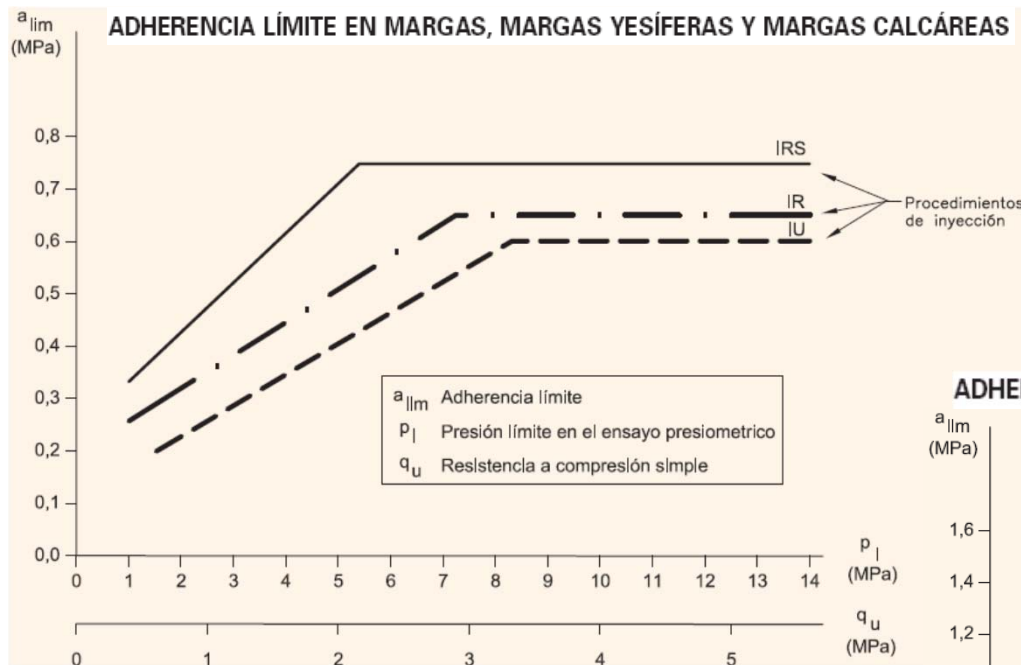


ADHERENCIA LÍMITE EN ARCILLAS Y LIMOS



5.6.2.) Criterios de diseño

– Correlaciones empíricas (II)



5.6.2.) Criterios de diseño

•LONGITUD DEL BULBO (DIÁMETRO NOMINAL)

En arena y arcilla conviene inyectar bajo presión, porque permite:

- incrementar el diámetro nominal del bulbo por intrusión de la lechada en el terreno y/o deformación del terreno
- incrementar las tensiones normales en el contacto bulbo-terreno y por consiguiente la resistencia al corte

Norma Francesa

Existe una longitud límite de bulbo. Para mayores, no se aprecia un aumento en la carga de anclajes

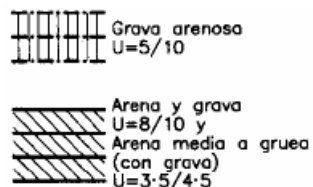
Suelo	Dbulbo / Dnominal	
	Inyección alta presión	Inyección baja presión
Gravas y gravas arenosas	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4
Arenas y arenas limosas	1,4 - 1,6	1,1 - 1,3
Limos	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2
Arcillas	1,8 - 2	1,2
Margas, margocalizas y creta alterada o fragmentada	1,8	1,1 - 1,2
Roca alterada o fragmentada	1,2	1,1

5.6.2.) Criterios de diseño

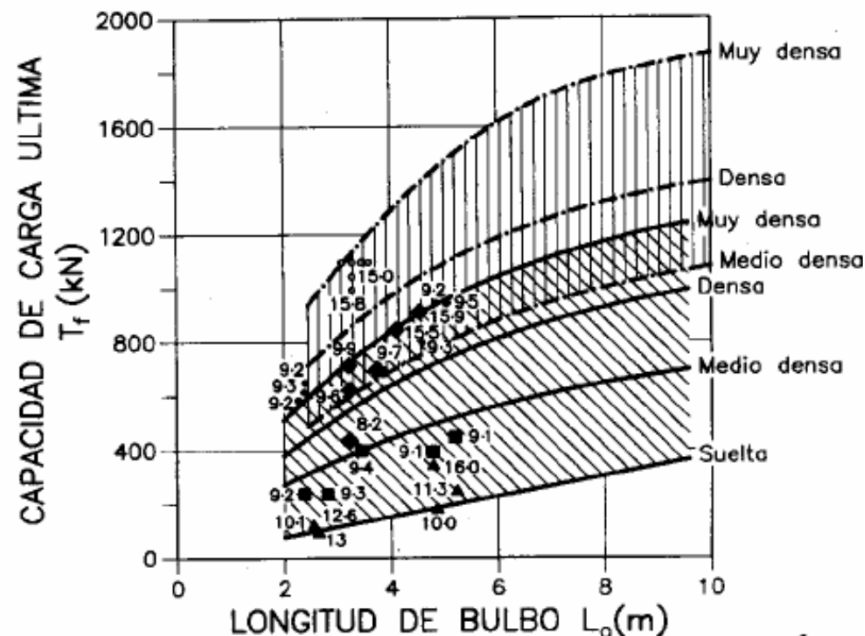
• LONGITUD DE BULBO (ensayos de investigación)

-En arenas y gravas (Ostermayer 1971)

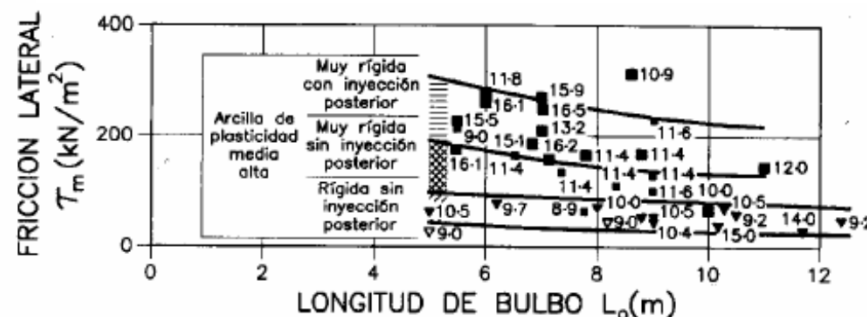
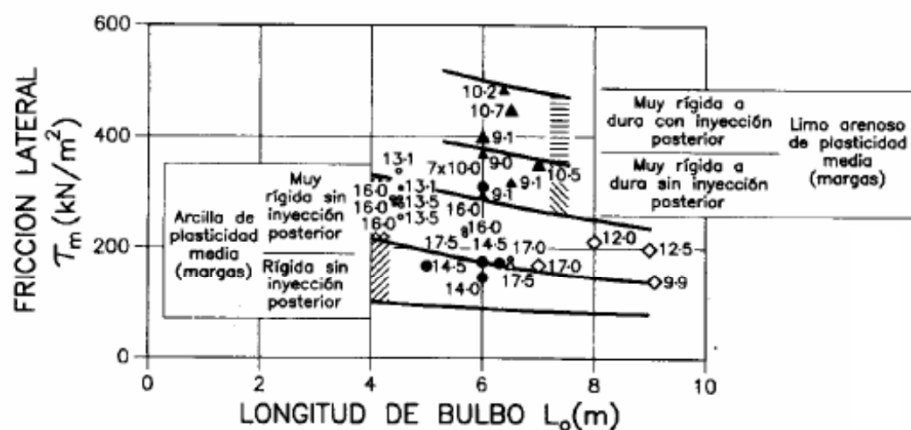
Tipo de suelo	Densidad	SPT N ₃₀ (golpes/30 cm)
Arenas y gravas	Muy densa	120·2
	Densa	60·5
	Medio densa	43·2
U=d ₆₀ /d ₁₀	Suelta	11·4
=1·6/0·16		
Grava arenosa	Medio densa	>130·1
U=15/0·3		
▲ 11·3 = Diámetro de bulbo, d ₀ =11·3 cm		



Diámetro de bulbo d₀=10/15 cm



-En arcillas (Ostermayer 1977)



5.6.2.) Criterios de diseño

• DESLIZAMIENTO DEL TIRANTE EN LA LECHADA, DENTRO DEL BULBO

Se deberá verificar:

$$P_{Nd} / (L_b \cdot p_T) \leq \tau_{lim} / 1,2 \quad \text{Coeficiente de minoración}$$

Con: $\tau_{lim} = 6,9 (f_{ck}/22,5)^{2/3}$

Siendo: P_{Nd} = carga nominal mayorada de cada anclaje.

p_T = perímetro nominal del tirante = $2\sqrt{\pi \cdot A_T}$

A_T = sección del tirante.

L_b = longitud de cálculo del bulbo.

τ_{lim} = adherencia límite entre el tirante y la lechada expresada en MPa.

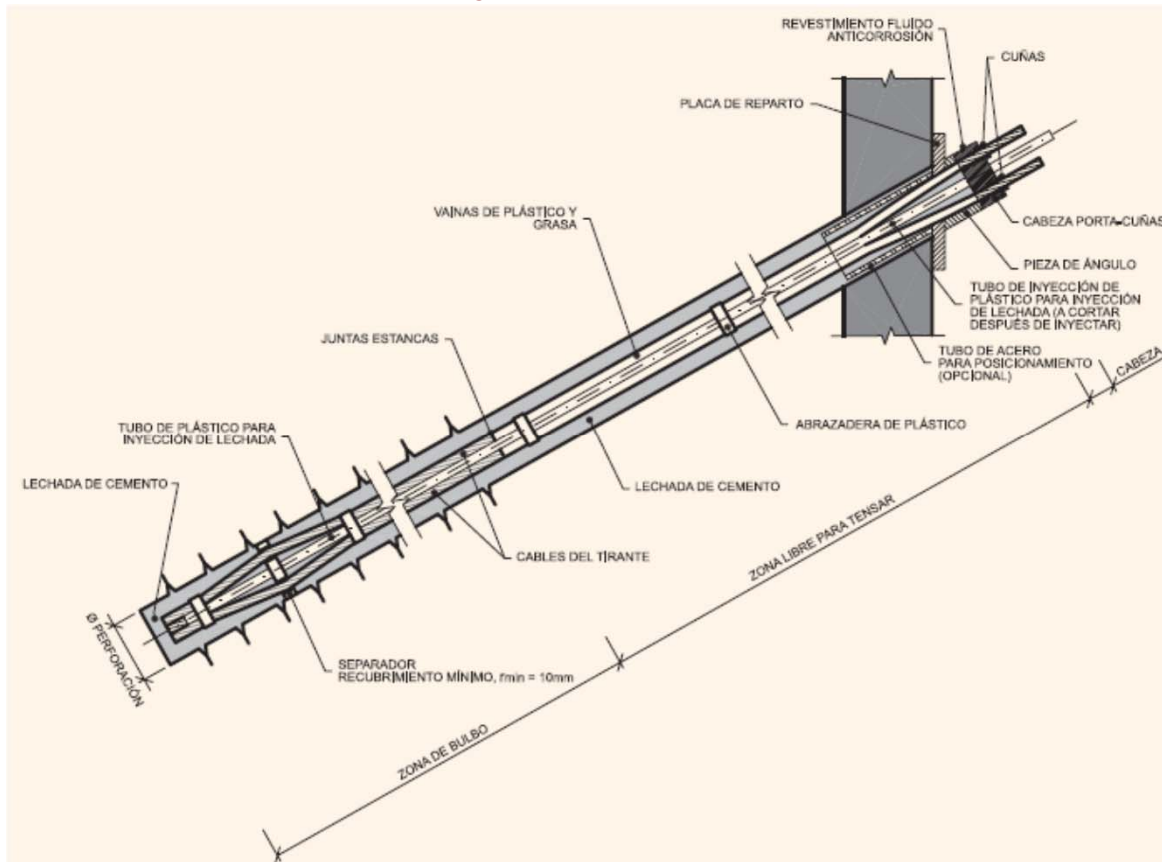
f_{ck} = resistencia característica (rotura a compresión a 28 días) de la lechada expresada en MPa.

–La norma define que el exceso de longitud del bulbo por encima de 14m se minorará por el coeficiente de 0,7, a fin de tener en cuenta la posible rotura progresiva del mismo

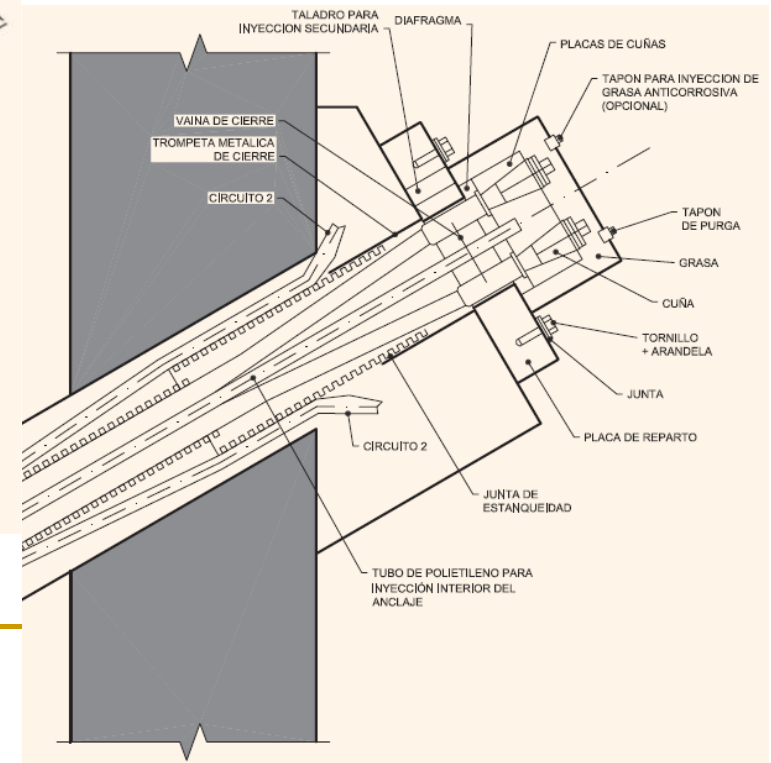
5.6.3.) Aspectos constructivos

109

•Esquema de un anclaje provisional;



•Cabeza de anclaje permanente;



5.6.3.) Aspectos constructivos

110

- Los anclajes son susceptibles de romper a medio o largo plazo por fenómenos de corrosión.
- La protección frente a la corrosión será distinta si éstos son permanente o provisionales.

•ANCLAJES PROVISIONALES;

ZONA DEL ANCLAJE	SISTEMA DE PROTECCIÓN	
Zona de bulbo	Tirante rodeado de lechada de cemento con 10 mm de recubrimiento	
Zona Libre	Uno de entre los que se citan:	Cada tendón, o la barra, rodeado de una vaina de plástico terminada en una junta estanca
		Cada tendón, o la barra, rodeado de una vaina de plástico rellena de material anticorrosión
		Todos los tendones rodeados por un tubo de plástico relleno de material anticorrosión
Enlace entre cabeza y zona libre	Un tubo de plástico solidario a la placa que recubra el tubo o vainas de la zona libre	
Cabeza	Revestimiento no fluido formado de productos anticorrosión (con o sin caperuza metálica o de plástico), y sin que afecte a los elementos de bloqueo. En zonas de riesgo frente agresiones mecánicas se recomienda proteger la cabeza con caperuza metálica o de plástico.	

5.6.3.) Aspectos constructivos

111

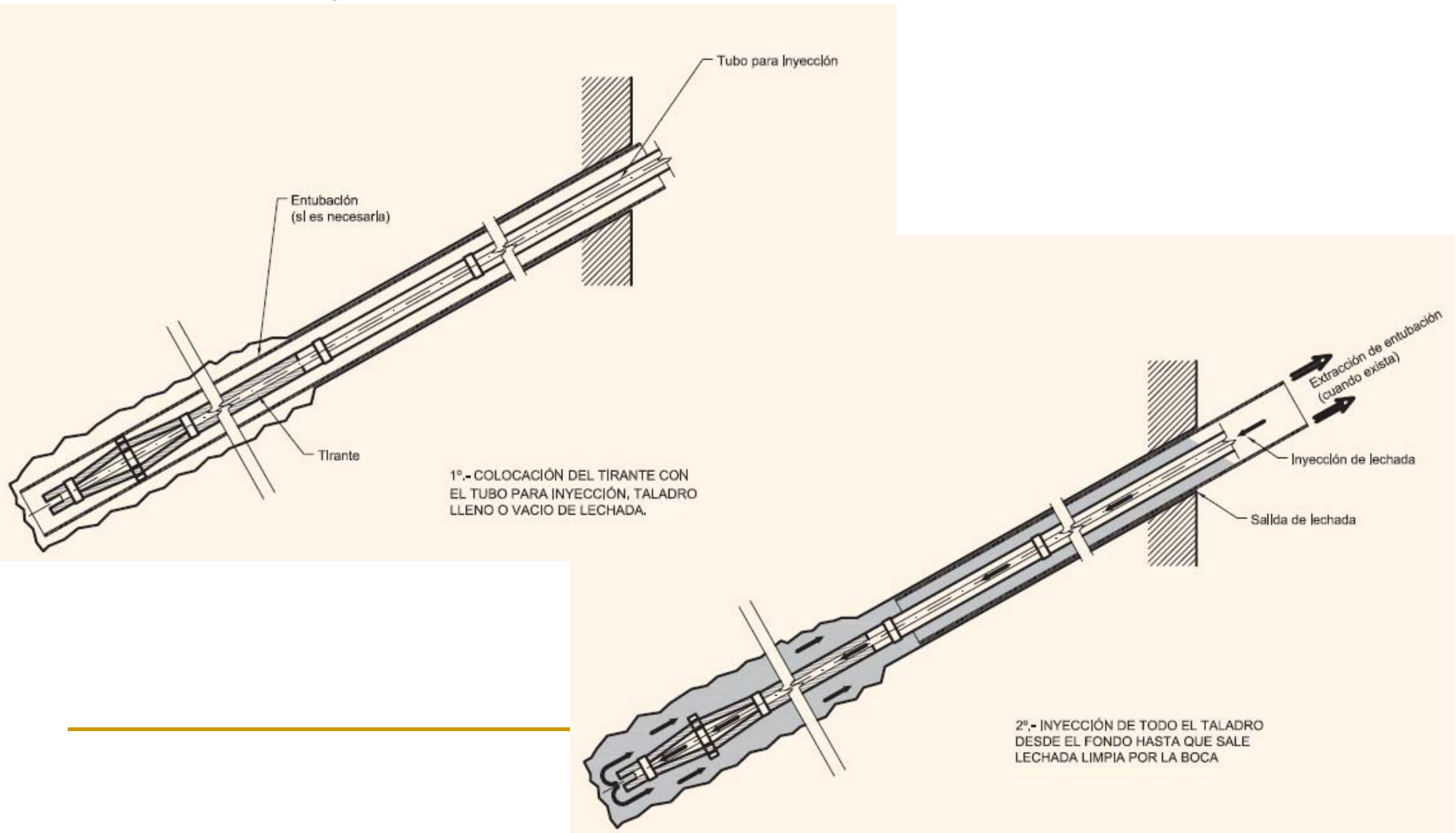
•ANCLAJES PERMANENTES;

ZONA DEL ANCLAJE		SISTEMA DE PROTECCIÓN
Zona de bulbo	Uno de entre los que se citan:	Un tubo corrugado de plástico conteniendo el tirante, con vaina estanca entre la lechada de cemento que protege el tirante y la inyección del bulbo. El espesor mínimo de lechada entre tirante y tubo será de 5 mm.
		Un tubo corrugado de plástico conteniendo el tirante, preinyectado con lechada de cemento. El espesor mínimo de lechada entre tirante y tubo será de 5 mm.
		Dos tubos concéntricos corrugados conteniendo el tirante, preinyectados, la zona central y el espacio anular, con un producto viscoso de protección o con lechada de cemento. El espesor mínimo de recubrimiento será de 5 mm.
Zona Libre	Uno de entre los que se citan:	Una vaina de plástico por tendón, rellena de un producto viscoso de protección. Más A, B ó C de la relación siguiente
		Una vaina de plástico por tendón, rellena de lechada de cemento. Más A ó B
		Una vaina de plástico común al tirante, rellena de lechada de cemento. Más B de la relación siguiente
		A) Un tubo de plástico común al tirante, relleno de producto viscoso anticorrosión B) Un tubo de plástico común al tirante, con los extremos soldados y estancos a la humedad C) Un tubo de plástico común al tirante, relleno de lechada de cemento
Enlace entre cabeza y zona libre	Un tubo metálico, o de plástico, estanco y solidario a la placa del anclaje. Se unirá de forma estanca, o se emplearan juntas tóricas, al tubo de plástico exterior de la zona libre. Se rellenara de lechada de cemento o un producto viscoso de protección.	
Cabeza	Caperuza metálica revestida o galvanizada, de 3 mm de espesor mínimo de pared, o caperuza rígida de plástico, de al menos 5 mm de espesor de pared, fijada a la placa de apoyo. Se rellenará de un producto viscoso contra la corrosión y junta de estanqueidad.	

5.6.3.) Aspectos constructivos

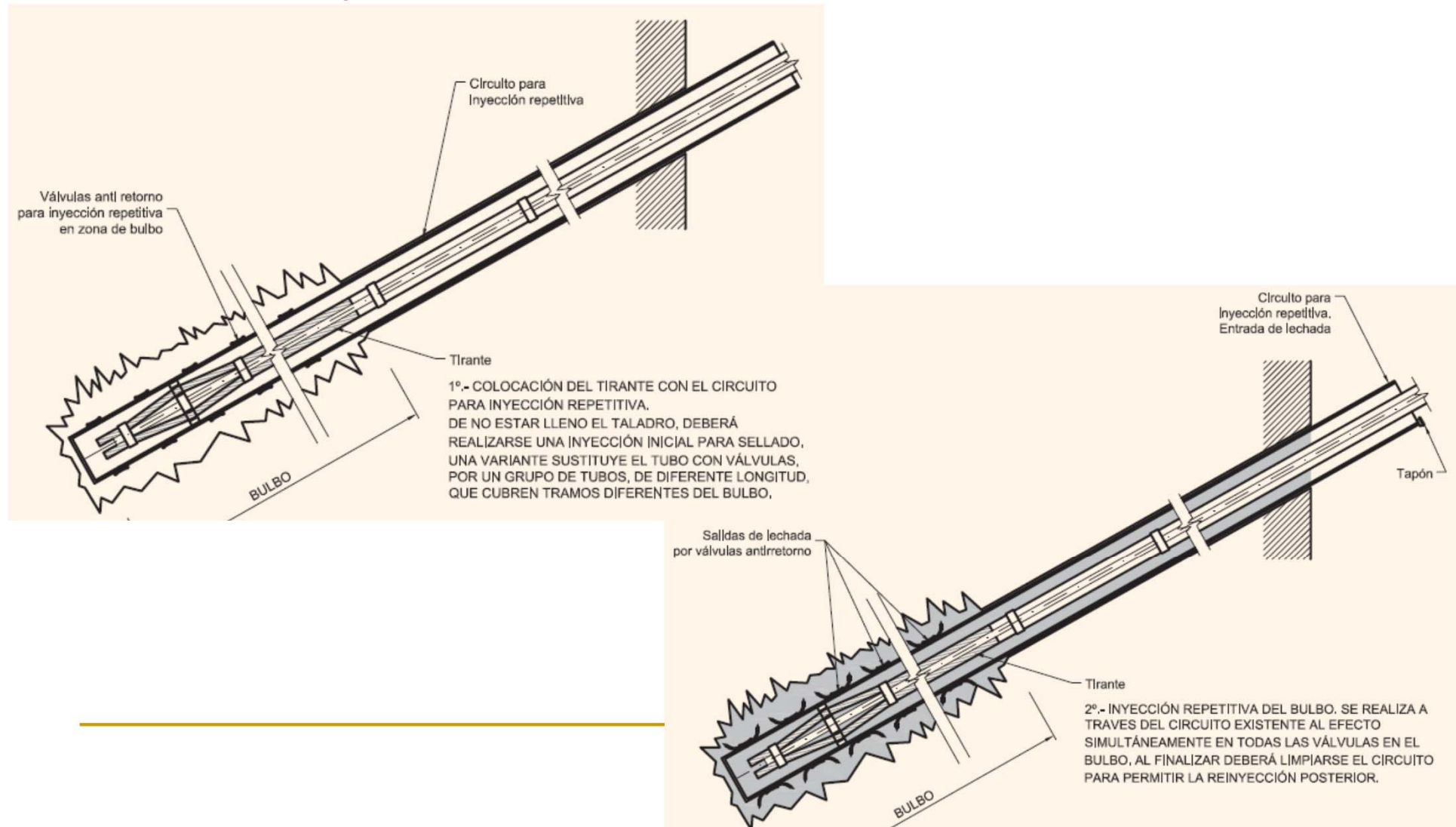
112

• Procedimiento de Inyección Única Global (IU)



5.6.3.) Aspectos constructivos

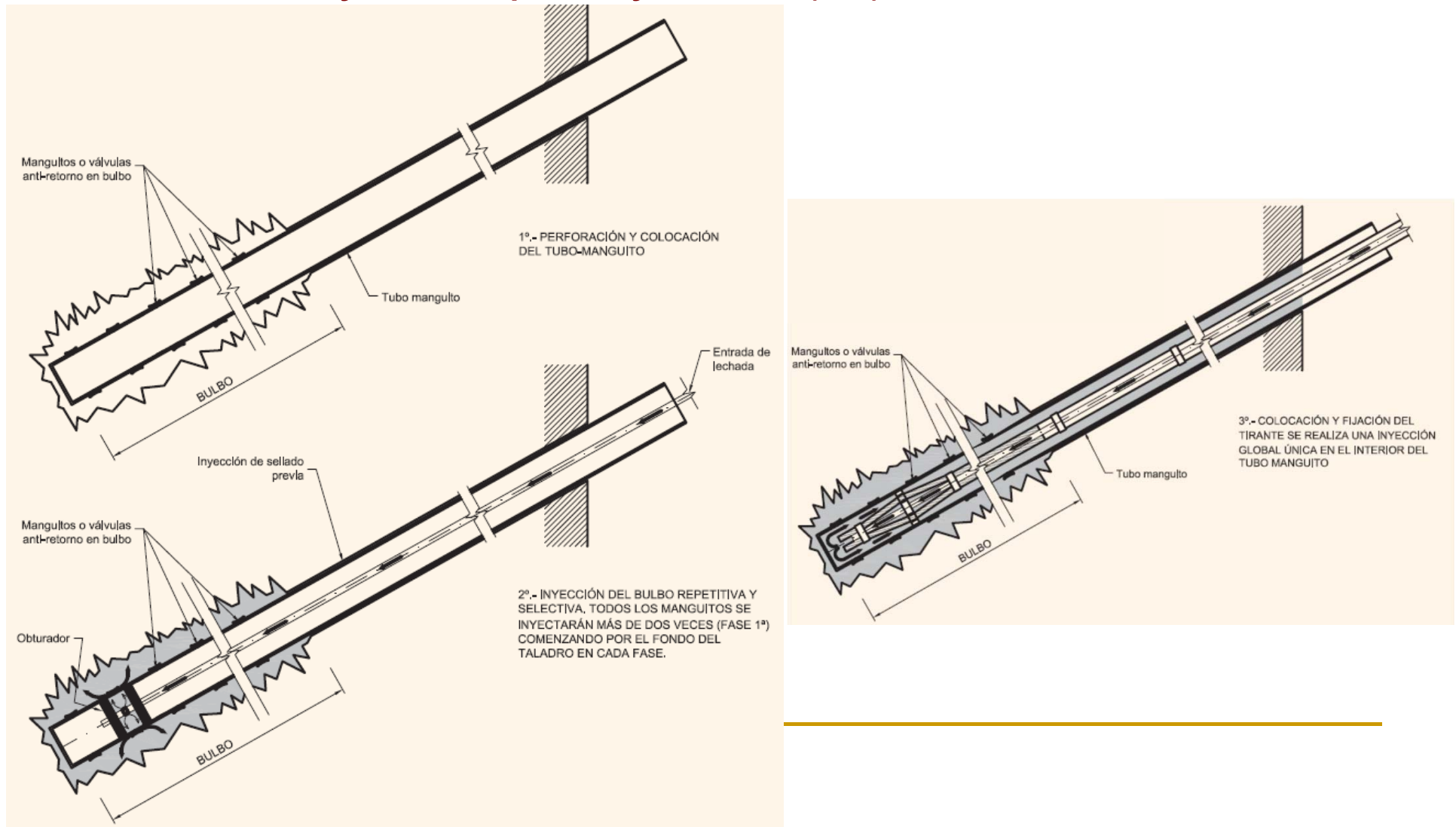
• Procedimiento de Inyección Repetitiva (IR)



5.6.3.) Aspectos constructivos

114

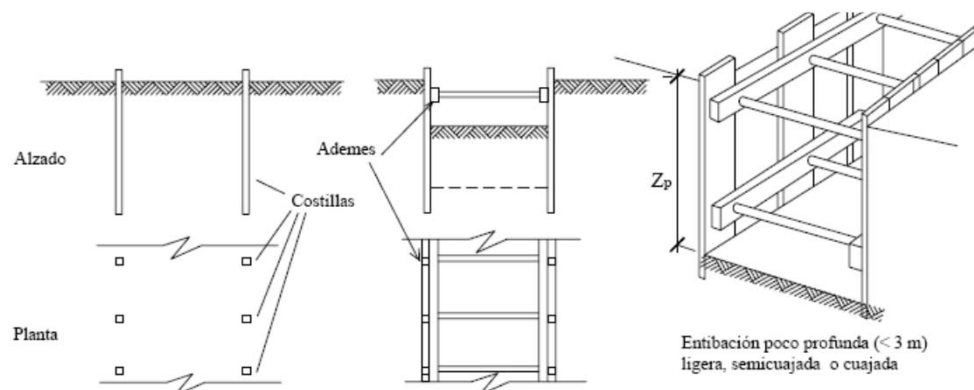
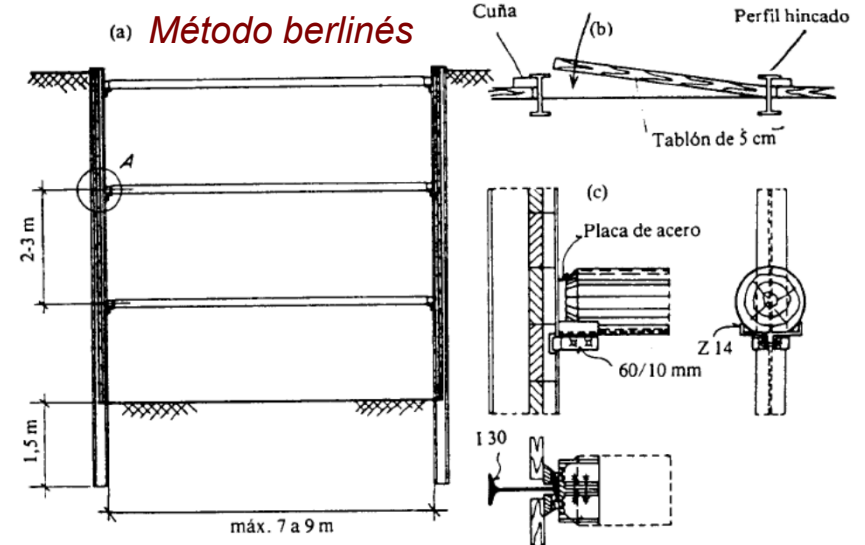
• Procedimiento de Inyección Repetitiva y Selectiva (IRS)



5.7.) Entibaciones

- La entibación consiste, generalmente, en un conjunto de tablestacas verticales soportadas por una serie de puntales o codales. Los materiales habituales son madera y/o planchas de acero y perfiles metálicos.
- Entre los distintos tipos de entibaciones destacan;
 - **Método berlinés**; primero se hincan perfiles metálicos aislados y posteriormente se va entibado la excavación a medida que se realiza, con elementos verticales y horizontales de contención y puntales.
 - **Entibación mediante tablestacas**; acodalando según profundiza la excavación
 - **Entibación mediante costillas y ademes**;

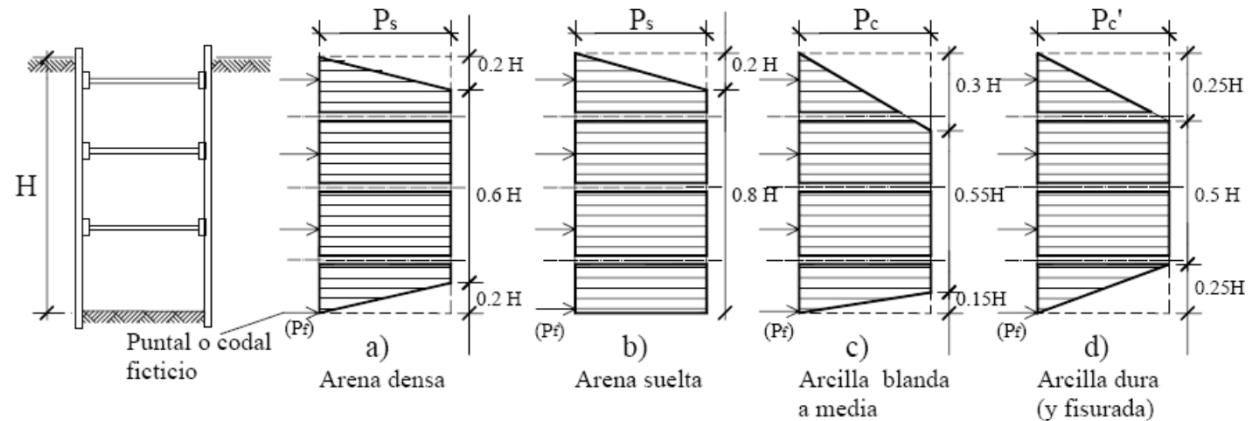
115



5.7.) Entibaciones

116

- Procedimiento de cálculo de Terzaghi y Peck (1967)
- A cada apoyo se le atribuye su parte proporcional de empujes.
- Los empujes se calculan con el peso específico efectivo, si hay NF, adicionar la presión de agua correspondiente.
- Las excavaciones apuntaladas en suelos arcillosos se realizan rápido, en condiciones no drenadas (c_u , $\Phi=0$ y presiones totales)
- Se admite que los M_{max} en la pantalla (tanto + como -) valen $PL/10$, donde P es la carga que absorberá cada puntal



Casos a) y b)

$$P_s = 0,8 \cdot K_A \cdot \gamma H \cos \delta \cong 0,65 \cdot K_A \cdot \gamma H$$

donde:

$$K_A = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

Caso c)

1ª fórmula: $p_c = \gamma H - 4c_u$

2ª fórmula (corregida por Peck):

$$p_c = \left(1 - m \frac{4c_u}{\gamma H} \right) \cdot \gamma H$$

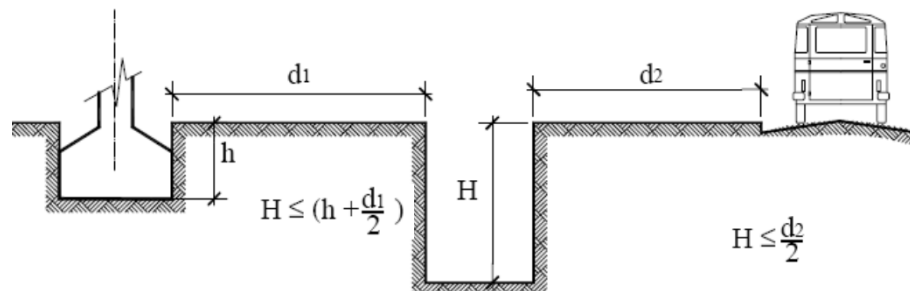
($m = 0,4$ para $\frac{\gamma H}{c_u} \cong 6$ a 8)

Caso d)

$$p_c = n \cdot \gamma H$$

$n = 0,2$ a $0,4$ para

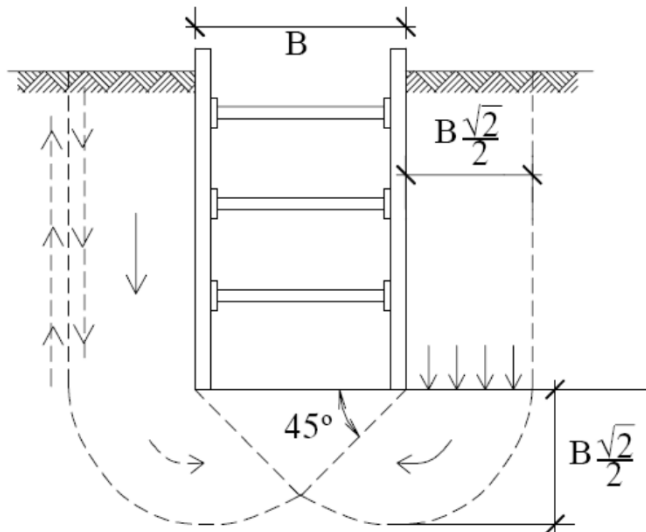
$$\frac{\gamma H}{c_u} < 4$$



5.7.1.) Seguridad frente al levantamiento de fondo

117

- Es un problema característico de las zanjas y pozos entibados, en suelos arcillosos blandos.



$$F_1 = \frac{C_u \cdot N_b}{\gamma H + q}$$

- F_1 coeficiente de seguridad frente a este fenómeno. Recomendable valores entre 1,5 a 2.
- N_b factor de estabilidad adimensional, que depende de la geometría de la excavación (calculado por Janbu)
- q sobrecarga en cabeza de la excavación
- c_u cohesión sin drenaje

