

MANUAL DE MECANICA DEL SUELO Y CIMENTACIONES

CAPITULO 2: ELEMENTOS DE CONTENCION

INDICE

CAPITULO 2: ELEMENTOS DE CONTENCIÓN

2	ELEMENTOS DE CONTENCIÓN	4
2.1	Definiciones y tipologías	4
2.1.1	Pantallas	4
2.1.1.1	Pantallas continuas de hormigón	5
2.1.1.2	Pantallas de pilotes	5
2.1.1.3	Pantallas de tablestacas	5
2.1.2	Muros	6
2.2	Acciones a considerar y datos geométricos	8
2.2.1	Generalidades	8
2.2.2	Datos geométricos	9
2.2.3	Cálculo de los coeficientes de empuje activo (KA) y pasivo (KP)	9
2.2.4	Cálculo del coeficiente de empuje en reposo K_0	12
2.2.5	Empujes del terreno sobre el elemento de contención	13
2.2.6	Empujes debidos al agua	17
2.2.7	Empujes debidos a sobrecargas	18
2.3	Análisis y dimensionado	20
2.3.1	Estados límite	20
2.3.1.1	Estados límite últimos	20
2.3.1.2	Estados límite de servicio	22
2.3.2	Pantallas	23
2.3.2.1	Criterios básicos	23
2.3.2.2	Estabilidad	24
2.3.2.2.1	Estabilidad global y fallo combinado del terreno y del elemento estructural	25
2.3.2.2.2	Estabilidad del fondo de la excavación	26
2.3.2.2.3	Estabilidad propia de la pantalla	28
2.3.2.2.4	Estabilidad de los elementos de sujeción	28
2.3.2.2.5	Estabilidad de las edificaciones próximas	29
2.3.2.2.6	Estabilidad de las zanjas en el caso de pantallas de hormigón armado	29
2.3.2.2.7	Capacidad estructural de la pantalla	29
2.3.2.3	Esfuerzos y deformaciones	29
2.3.2.3.1	De la pantalla	29
2.3.2.3.2	Del terreno	30
2.3.2.3.3	De los elementos de sujeción	30
2.3.2.4	Dimensionado	31
2.3.2.4.1	Profundidad de la pantalla	31
2.3.2.4.2	Dimensiones y características de la sección transversal	31
2.3.2.4.2.1	Pantallas de tablestacas	32
2.3.2.4.2.2	Pantallas continuas de hormigón	32
2.3.2.4.2.3	Pantallas de pilotes "in situ"	33
2.3.2.4.3	Elementos de sujeción	33
2.3.3	Muros	35
2.3.3.1	Criterios básicos	35

2.3.3.1.1	Generalidades	35
2.3.3.1.2	Juntas	36
2.3.3.1.3	Drenaje	36
2.3.3.2	Estabilidad.....	37
2.3.3.2.1	Estabilidad global y fallo combinado del terreno y del elemento estructural	38
2.3.3.2.2	Hundimiento.....	38
2.3.3.2.3	Deslizamiento	39
2.3.3.2.4	Vuelco	40
2.3.3.2.5	Capacidad estructural del muro.....	41
2.3.3.3	Dimensionado.....	42
2.3.3.3.1	Muros de gravedad.....	42
2.3.3.3.2	Muros de gravedad aligerados	42
2.3.3.3.3	Muros en L o en ménsula	42
2.3.3.3.4	Muros de contrafuertes	42
2.3.3.3.5	Muros de sótano	43
2.3.3.3.6	Muros realizados por bataches, a medida que se ejecuta la excavación	44
2.3.3.3.7	Elementos de sujeción.....	44

2 ELEMENTOS DE CONTENCION

2.1 Definiciones y tipologías

2.1.1 Pantallas

Se denomina pantallas a los elementos de contención de tierras que se emplean para realizar excavaciones verticales en aquellos casos en los que el terreno, los edificios u otras estructuras cimentadas en las inmediaciones de la excavación, no serían estables sin sujeción, o bien, se trata de eliminar posibles filtraciones de agua a través de los taludes de la excavación y eliminar o reducir a límites admisibles las posibles filtraciones a través del fondo de la misma, o de asegurar la estabilidad de éste frente a fenómenos de sifonamiento. Se construyen desde la superficie del terreno previamente a la ejecución de la excavación y trabajan fundamentalmente a flexión.

Si la excavación se produce por debajo del nivel freático, habrá que prever una impermeabilización suplementaria al propio hormigón.

La pantalla cumple una labor estructural de contención de tierras, y de impermeabilización del vaso, pero no puede considerarse un elemento totalmente terminado ni absolutamente impermeable, dadas las características intrínsecas del material y del proceso de ejecución. En cualquier caso será necesario prever un acabado final de su superficie, ya que se hormigona contra el propio terreno. En general, la fase crítica en la vida de la pantalla es la de la ejecución.

Las condiciones esenciales de las pantallas que las diferencian de los muros y las entibaciones, son:

- se ejecutan previamente a la excavación;
- en general alcanzan una profundidad bajo el fondo de excavación que no es pequeña en relación con la altura libre de la pantalla;
- el empotramiento de la pantalla en el terreno por debajo del fondo de la excavación es, en general, indispensable para su estabilidad, constituyendo en ocasiones el único elemento que la proporciona y siendo el peso propio de la pantalla un factor de influencia muy escasa o nula;
- son estructuras flexibles y resisten los empujes del suelo deformándose.

En la tabla 2.1 se recogen los diversos tipos de pantallas habitualmente empleadas.

Tabla 2.1. Tipos de pantallas

Pantallas ejecutadas enteramente in situ	Pantallas continuas de hormigón	
	Pantallas de pilotes	
Pantallas de elementos prefabricados	Hincadas	Tablestacas de hormigón armado o pretensado
		Tablestacas de acero
		Tablestacas de madera
	De paneles de hormigón armado o pretensado que se colocan en una zanja previamente excavada	

Las pantallas pueden requerir en muchos casos sujeción en uno o varios puntos de su altura libre, además del empotramiento en el terreno por debajo del nivel de excavación, bien sea por estabilidad, resistencia o para impedir excesivas deformaciones horizontales o verticales del terreno en el trasdós.

2.1.1.1 Pantallas continuas de hormigón

Generalmente consisten en la excavación de una zanja, cuyo espesor varía normalmente entre 0,4 y 1,50 m, por paños o módulos de un ancho que oscila generalmente entre un valor mínimo correspondiente a la apertura de la cuchara y un valor máximo en función de la estabilidad del terreno, generalmente de 2,5 a 4,5 m, movimientos y deformaciones admisibles u otras condiciones de la obra.

Un panel puede tener una o varias jaulas de armadura a lo largo de su longitud. En terrenos con cohesión y por encima del nivel freático, las zanjas, de las dimensiones antes indicadas para cada módulo y de la profundidad total de la pantalla, podrán ser estables sin necesitar ningún elemento de contención, debido, en parte, al efecto tridimensional asociado a sus proporciones.

Sin embargo, en general, y especialmente si se trata de suelos sin cohesión, como arenas y limos, bajo el nivel freático, las zanjas no serán estables por sí mismas. La estabilidad sin entibación se conseguirá llenando cada módulo de zanja con lodos tixotrópicos (suspensiones en agua de arcillas tixotrópicas, de muy alta plasticidad, como bentonitas, sepiolitas, etc.).

2.1.1.2 Pantallas de pilotes

Comúnmente las pantallas de pilotes se efectúan mediante pilotes perforados, aunque en determinadas ocasiones podrían ejecutarse con pilotes prefabricados hincados.

Si no hay necesidad de que la pantalla sea estanca, los pilotes podrán disponerse con una cierta separación entre ellos, con separaciones entre ejes inferiores al doble del diámetro de los pilotes, salvo justificación en contra.

En la estabilidad del terreno entre pilotes separados se podrá tener en cuenta el efecto de arco. La separación entre pilotes se determinará en función de la naturaleza del terreno, de los esfuerzos a resistir y de la capacidad de flexión de los pilotes.

Cuando la excavación haya de permanecer abierta mucho tiempo, y sobre todo, si el terreno es meteorizable y pierde rápidamente sus características resistentes en contacto con el aire, debe protegerse la banda de terreno que queda vista entre pilotes por medio de hormigón proyectado.

Cuando haya que excavar bajo el nivel freático será necesario que los pilotes sean secantes entre sí, por lo que la pantalla deberá efectuarse mediante pilotes perforados o aplicar otras técnicas de tratamiento del terreno entre pilotes.

2.1.1.3 Pantallas de tablestacas

Se consideran como tales las alineaciones de paneles prefabricados o tablestacas, que se hincan en el terreno a golpes o por vibración para constituir, debidamente enlazadas, pantallas resistentes o de impermeabilización, que sirvan de protección para la ejecución de otras obras.

Los tipos de tablestacas más habituales son:

- a) tablestacas de hormigón armado o pretensado;
- b) tablestacas de acero. Éstas a causa de su menor sección se hincan más fácilmente que las tablestacas de hormigón armado, originando menores vibraciones en el terreno.

2.1.2 Muros

Los muros se definen como elementos de contención destinados a establecer y mantener una diferencia de niveles en el terreno con una pendiente de transición superior a lo que permitiría la resistencia del mismo, transmitiendo a su base y resistiendo con deformaciones admisibles los correspondientes empujes laterales. En el caso de muros de sótano, éstos se utilizan para independizar una construcción enterrada del terreno circundante.

Por los materiales empleados, los muros generalmente son de hormigón en masa o armado, mampostería o fábrica.

Por su concepto estructural se distinguen, entre otros, los muros de gravedad, de gravedad aligerados, de contrafuertes, en L o en ménsula, de sótano y los realizados por bataches a medida que se ejecuta la excavación. (véase Figura 2.1).

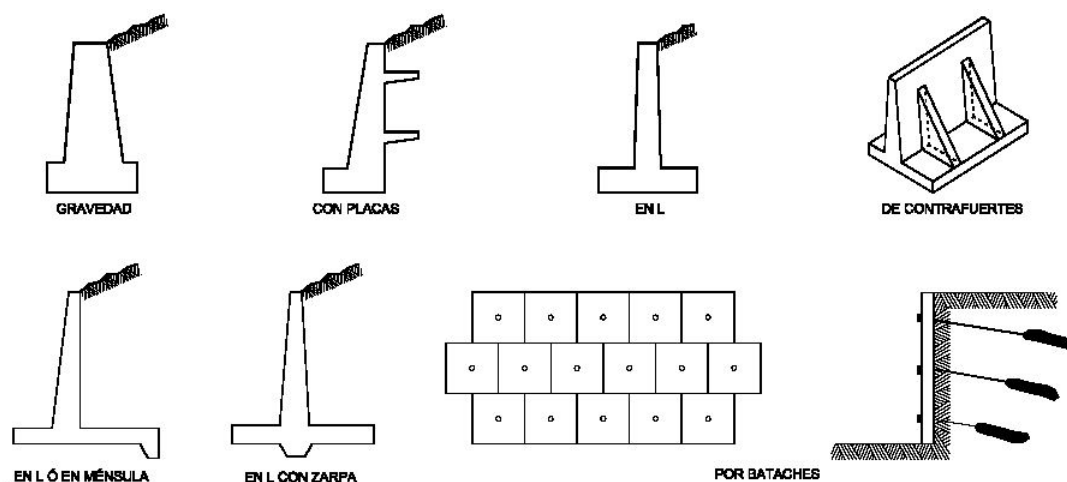


Figura 2.1. Tipos de muros

Los muros de gravedad son elementos de contención cuyas dimensiones son suficientemente grandes como para equilibrar los empujes únicamente por su peso, sin que se produzcan tracciones en la fábrica u hormigón o siendo éstas despreciables. Estos muros en general no precisan armadura y son los más resistentes a los agentes destructivos. Sus formas son muy variadas, y para el enlace de las partes construidas sucesivamente suelen dejarse retallos o llaves.

En el caso de muros de gravedad aligerados, al reducirse el espesor del alzado del muro, las pequeñas tracciones correspondientes se absorben con una ligera armadura. El pie ha de sobresalir en ménsula para mantener el ancho de base necesario, por lo que es necesario también la colocación de armadura en la base de la

zapata. En algunos casos, el muro se aligera recortando su trasdós en la zona donde las presiones transmitidas al terreno son menores.

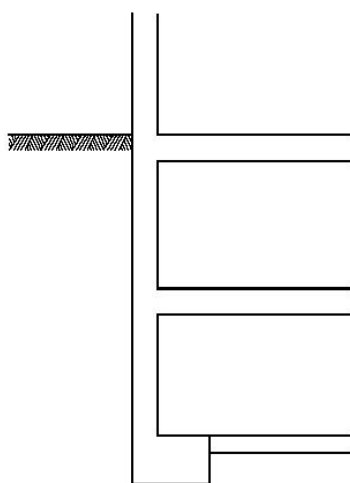
En el caso de disponer una o varias placas en ménsula en el trasdós del muro, al aliviar los empujes por efecto "sombra", permite una menor sección de muro.

En los muros en L o en ménsula, la base del muro esta constituida por una losa o zapata sobre la que se levanta el alzado, que suele ser de espesor reducido, absorbiéndose las flexiones de la ménsula mediante armadura sencilla o doble. Para mejorar la resistencia al deslizamiento, estos muros pueden llevar zarpas centrales o en el talón posterior y si los esfuerzos son importantes el empotramiento en la zapata podrá reforzarse mediante cartabones.

Los muros de contrafuertes son una variante de los anteriores en los que el ancho del muro se refuerza a determinados intervalos para reducir las flexiones del muro y conseguir además una orientación más favorable de los empujes. Las placas frontales pueden ser planas o abovedadas, de directriz circular preferentemente. Si es necesario, pueden llevar zarpas en el talón de la placa de base.

Los muros realizados por bataches, a medida que se ejecuta la excavación generalmente están constituidos por placas, de hormigón armado, de unos 3 x 3 m., y espesor, entre 40 y 80 mm., hormigonadas contra el terreno, cada una de las cuales se ancla al terreno una vez endurecido el hormigón. Los bataches se ejecutan a medida que se efectúa la excavación, sin iniciar la apertura de un batache en tanto que la placa superior no se encuentre anclada y se solaparán para dar continuidad a las armaduras, tanto en sentido horizontal como en sentido vertical, formando módulos en general con al menos 3 anclajes. Salvo justificación en contra, este procedimiento se utilizará únicamente en excavaciones sobre el nivel freático. Estos muros no se empotran en el terreno por debajo del nivel de excavación por lo que su estabilidad se logrará exclusivamente por medio de los anclajes.

Los muros de sótano generalmente tienen forma de cajones cerrados y están sometidos al empuje del terreno y, en su situación definitiva, a las cargas procedentes de forjados, y en ocasiones a las de soportes o muros de carga que nacen de su cúspide. Los forjados actúan como elementos de arriostramiento transversal.



MURO DE SOTANO

Figura 2.2. Muro de sótano

2.2 Acciones a considerar y datos geométricos

2.2.1 Generalidades

En la definición de las acciones deben considerarse las sobrecargas debidas a la presencia de edificaciones próximas, posibles acopios de materiales, vehículos, etc. Las fuerzas de los puntales y anclajes se considerarán como acciones.

El valor de cálculo de la densidad del material de relleno debe definirse a partir de las características del material previsto en el estudio de materiales, o su caso en el estudio geotécnico (véase tablas D.26 y D.27). Deberán especificarse los controles a realizar en fase de obra para comprobar que los valores reales cumplen las hipótesis del proyecto.

Tabla D.26. Valores orientativos de densidades de suelos

Tipo de suelo	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
Grava	20 – 22	15 – 17
Arena	18 – 20	13 – 16
Limo	18 – 20	14 – 18
Arcilla	16 – 22	14 – 21

Tabla D.27. Propiedades básicas de los suelos

Clase de suelo		Peso específico aparente (kN/m ³)	Ángulo de rozamiento interno
Terreno natural	Grava	19 – 22	34° - 45°
	Arena	17 – 20	30° - 36°
	Limo	17 – 20	25 – 32°
	Arcilla	15 – 22	16° – 28°
Rellenos	Tierra vegetal	17	25°
	Terraplén	17	30°
	Pedraplén	18	40°

La presencia de cargas repetitivas o dinámicas significativas requerirá un estudio especial para evaluar su influencia sobre la estructura de contención.

La densidad del agua freática se evaluará considerando la posible presencia de sales o elementos contaminantes.

En el cálculo de elementos de contención, sobre todo en los provisionales, se tendrán en cuenta las posibles variaciones espaciales y temporales de la temperatura. Esto puede ser de especial importancia por su repercusión en la tensión de los codales.

El cálculo de un elemento de contención constituye un proceso iterativo en el que, partiendo de su dimensionado previo, se comprueba si la seguridad para resistir las diversas acciones es suficiente, modificando el diseño en caso contrario.

Las acciones principales a considerar son:

- el peso propio del elemento de contención, de acuerdo con el material previsto para su ejecución;
- el empuje y peso del terreno circundante, teniendo en cuenta la posición del nivel freático;
- los empujes debidos al agua, bien en forma de presión intersticial, subpresión o presión de filtración;

- d) las sobrecargas sobre la estructura de contención o sobre el terreno de trasdós;
- e) los efectos sísmicos, cuando sea necesaria su previsión por la zona de emplazamiento de la estructura de contención;
- f) excepcionalmente, los empujes de terrenos expansivos, los debidos a la congelación del agua en el suelo, los inducidos por la compactación del relleno o las incidencias constructivas previsibles.

El cálculo de empujes para el análisis de estados límite últimos se basa generalmente en la hipótesis de que existe suficiente rotación o traslación del elemento de contención para llegar a un estado de rotura. Esto se debe tener en cuenta en los casos en los que existan construcciones o servicios en su entorno.

Los estados de empuje dependen del desplazamiento del terreno y son los siguientes:

- a) empuje activo: cuando el elemento de contención gira o se desplaza hacia el exterior bajo las presiones del relleno o la deformación de su cimentación hasta alcanzar unas condiciones de empuje mínimo;
- b) empuje pasivo: cuando el elemento de contención es comprimido contra el terreno por las cargas transmitidas por una estructura u otro efecto similar hasta alcanzar unas condiciones de máximo empuje;
- c) empuje en reposo: cuando se produce un estado intermedio que es el correspondiente al estado tensional inicial en el terreno.

2.2.2 Datos geométricos

La confirmación geométrica de cálculo debe tomar en consideración las variaciones futuras previsibles del nivel del terreno, especialmente en coronación o en el pie del elemento de contención.

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 $\square a$, 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 $\square a$:

- a) pantallas: se considerará un valor de $\square a$ 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 $\square a$ igual al 10% de la distancia entre el plano de apoyo y el fondo de excavación, con un máximo de 0,5m.

Podrán emplearse valores inferiores de $\square a$, o incluso 0, cuando pueda garantizarse la permanencia en el tiempo del terreno. Por el contrario, deben emplearse valores superiores de $\square a$ si la geometría del terreno en el fondo de la excavación es especialmente dudosa.

2.2.3 Cálculo de los coeficientes de empuje activo (KA) y pasivo (KP)

El empuje activo P_a se define como la resultante de los empujes unitarios, $\square'a$, que puede determinarse mediante las siguientes fórmulas:

$$\sigma'_a = K_A \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_A}$$

$$\sigma'_{ah} = \sigma'_a \text{sen}(\beta + \delta)$$

$$K_A = \left[\frac{\text{cosec } \beta \text{ sen}(\beta - \phi')}{\sqrt{\text{sen}(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi') \text{ sen}(\phi' - i)}{\text{sen}(\beta - i)}}} \right]^2$$

Siendo

- σ'_v : la tensión efectiva vertical, de valor $\gamma' \cdot z$, siendo γ' el peso específico efectivo del terreno y z la altura del punto considerado respecto a la rasante del terreno en su acometida al muro;
- σ'_{ah} : la componente horizontal del empuje unitario activo
- ϕ' y c' : el ángulo de rozamiento interno y la cohesión del terreno o relleno del trasdós;
- β, i : los ángulos indicados en la Figura 2.3;
- δ : el ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno o relleno.

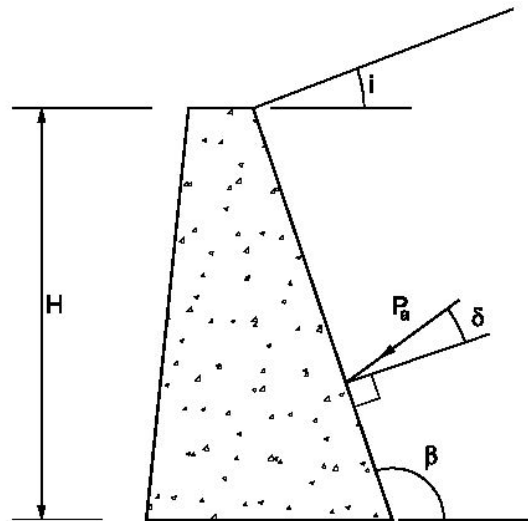


Figura 2.3. Empuje activo

En un terreno granular, homogéneo, el empuje activo, P_a , sobre un paramento vertical, debido exclusivamente al terreno, será igual a:

$$P_a = \frac{1}{2} K_A \gamma' H^2$$

Siendo

- γ' : el peso específico efectivo (aparente o sumergido) del terreno

En el caso de muro vertical, y terreno horizontal si $\delta=0$, el valor de K_A es el siguiente:

$$K_A = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (\phi' \text{ en radianes})$$

El empuje pasivo P_p se define como la resultante de los empujes unitarios σ'_p , que pueden determinarse mediante las siguientes fórmulas:

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

$$\sigma'_{ph} = \sigma'_p \text{sen}(\beta - \delta)$$

$$K_p = \left[\frac{\text{cosec } \beta \text{ sen}(\beta + \phi')}{\sqrt{\text{sen}(\beta - \delta)} - \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi') \text{ sen}(\phi' + i)}{\text{sen}(\beta - i)}}} \right]^2$$

siendo

σ'_v : la tensión efectiva vertical, de valor $\gamma' \cdot z$, siendo γ' el peso específico efectivo del terreno y z la altura del punto considerado respecto a la rasante del terreno en su acometida al muro;

σ'_{ph} : la componente horizontal del empuje unitario pasivo

ϕ' y c' : el ángulo de rozamiento interno y la cohesión del terreno

β, i, δ : los ángulos indicados en la Figura 2.4.

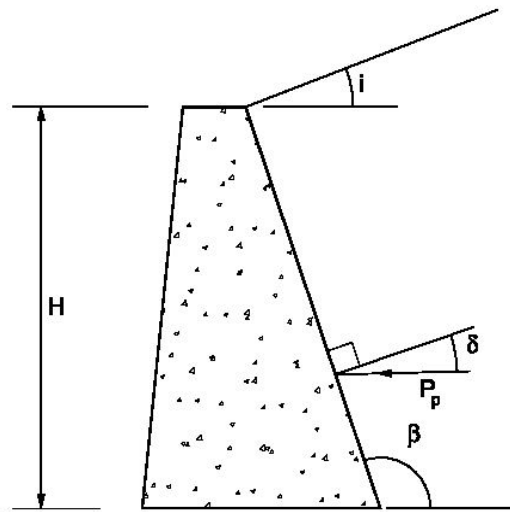


Figura 2.4. Empuje pasivo

En un terreno granular homogéneo, el empuje pasivo, P_p , sobre un paramento vertical, debido exclusivamente al terreno, será igual a:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma' H^2$$

En el caso de muro vertical, y terreno horizontal si $\delta=0$, el valor del coeficiente de empuje pasivo es:

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \quad \text{siendo } \phi' \text{ en radianes ;}$$

El rozamiento entre el terreno y el muro influye sobre la magnitud del movimiento necesario para la movilización total de los empujes por lo que, salvo una justificación especial, se tendrán en cuenta las estimaciones siguientes del ángulo de rozamiento δ entre el terreno y el muro:

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

El valor de ϕ' empleado en la evaluación de δ no debe superar el ángulo de rozamiento interno crítico del suelo.

El ángulo δ puede ser positivo o negativo según el movimiento relativo del relleno respecto del elemento de contención. Usualmente $\delta \geq 0$ (componente de rozamiento hacia abajo); pero pueden existir combinaciones de fuerzas que alteren el signo de δ , por lo que en estos casos especiales deben comprobarse las hipótesis adoptadas sobre la dirección de la fuerza de rozamiento.

En pantallas de pilotes se calculará el empuje activo sobre la superficie total de la pantalla.

En pantallas de pilotes con separación entre ejes inferior a 3 veces su diámetro, se considerará el empuje pasivo sobre la superficie total de la pantalla de pilotes como si se tratara de una pantalla continua.

Para separaciones entre ejes de pilotes superiores a 3 veces el diámetro del pilote, el empuje pasivo se calculará sobre la superficie proyectada de cada pilote. Para profundidades superiores a 1,5 veces el diámetro del pilote se considerarán valores del empuje pasivo sobre dicha superficie, triples a los definidos anteriormente.

2.2.4 Cálculo del coeficiente de empuje en reposo K_0

Es difícil su determinación por depender de los esfuerzos tectónicos a los que haya estado sometido el terreno en su historia geológica, del grado de consolidación y de la compacidad alcanzada por el terreno natural o artificialmente. A falta de una valoración basada en la experiencia local, ensayos "in situ", información geológica u otras, puede estimarse con los siguientes criterios:

- a) Para una superficie de terreno horizontal, el coeficiente K_0 de empuje en reposo, que expresa la relación entre las tensiones efectivas horizontal y vertical (esto es, el peso de las tierras), se puede determinar mediante:

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi')(R_{oc})^{1/2}$$

Siendo

ϕ' : el ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno

R_{oc} : la razón de sobreconsolidación definida como el cociente entre la presión efectiva de sobreconsolidación y la presión efectiva actual. La presión de sobreconsolidación es la máxima presión efectiva que ha soportado un suelo a lo largo de su historia geológica.

La fórmula no se debería utilizar para valores extremadamente altos de R_{oc} , superiores a 25-30.

- b) Si el terreno se eleva a partir del muro con un ángulo $i \leq \phi'$ con respecto a la horizontal, la componente horizontal del empuje de tierras efectivo σ'_{ho} se puede relacionar con la tensión efectiva debida al peso por la relación K_{oi} que es igual a:

$$K_{oi} = K_0 (1 - \text{sen } i)$$

La dirección del empuje de tierras se puede suponer, entonces, paralela a la superficie del terreno.

2.2.5 Empujes del terreno sobre el elemento de contención

Para calcular los empujes del terreno sobre un elemento de contención o viceversa puede suponerse la siguiente ley de empujes unitarios:

$$\sigma_h = K \sigma'_z + u_z$$

Siendo

σ_h : tensión horizontal total a la profundidad considerada

K : el coeficiente de empuje correspondiente

σ'_z : la tensión efectiva vertical a la profundidad considerada

u_z : la presión intersticial a la profundidad considerada.

Si existe una sobrecarga uniforme q sobre el terreno, ésta se puede sustituir por una altura de tierras equivalente H_e :

$$H_e = \frac{q}{\gamma}$$

Siendo

γ : el peso específico aparente de las tierras.

En este caso los empujes unitarios sobre el muro se incrementarán, en toda la altura, en:

$$\sigma_h = K \gamma H_e$$

Si el terreno de trasdós está estratificado, cada estrato puede transformarse en una sobrecarga para el subyacente, deduciéndose la ley de empujes en forma acumulativa.

Si el trasdós del elemento de contención es quebrado, la ley de empujes se obtendrá aplicando para cada tramo el coeficiente (K) correspondiente a su inclinación.

Cuando la superficie del terreno sea irregular, el empuje resultante sobre el elemento de contención se determinará tanteando diversas superficies de rotura.

En el planteamiento de un elemento de contención deben tenerse en cuenta, tanto los condicionantes geotécnicos como los relacionados con su funcionalidad, que entre otros serían:

- a) geometría y deformabilidad del elemento de contención;
- b) características geotécnicas e historia tensional del suelo retenido;
- c) compactación requerida, en su caso, para el relleno;
- d) terreno de cimentación;
- e) movimientos admisibles en la cabeza y el pie del elemento, así como en el terreno situado en el entorno;
- f) situación del nivel freático y afección del elemento de contención y del sistema de drenaje al nivel freático del entorno;
- g) espacio disponible para la construcción;
- h) uso y durabilidad.

En la valoración de los parámetros de cálculo y la evaluación de los empujes sobre los elementos de contención deben considerarse los siguientes puntos:

- a) Al valorar los empujes debe tenerse en cuenta la estabilidad en el tiempo de los materiales existentes en el trasdós. En este sentido, los materiales deficientemente compactados o los ciclos de humedad-sequedad debidos a un sistema de drenaje inadecuado, pueden provocar una evolución en el tiempo del estado tensional y unas deformaciones diferidas que probablemente no puedan ser seguidas por el elemento de contención, lo que daría lugar a empujes superiores a los correspondientes al estado activo.
- b) En la Figura 2.5 se recoge un esquema de relación entre empuje del terreno y los movimientos necesarios para su desarrollo. Es importante resaltar los importantes movimientos necesarios para que se desarrolle el empuje pasivo.

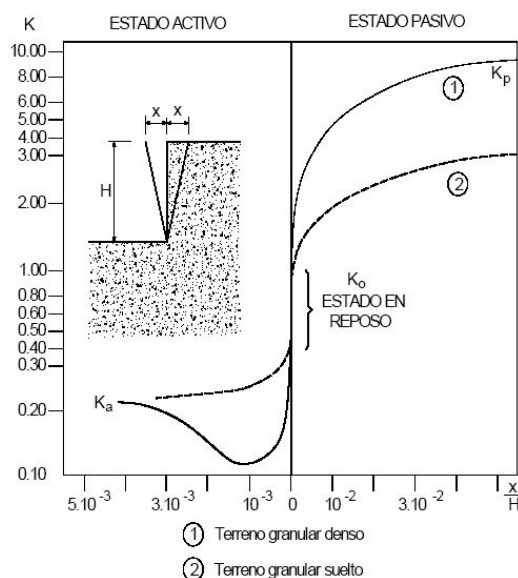


Figura 2.5. Relación entre empuje del terreno y los movimientos necesarios para su desarrollo

- c) En la tabla 2.2 se recoge una estimación de los valores de rotación de la pantalla necesarios para desarrollar las condiciones de rotura para distintos tipos de terreno:

Tabla 2.2. Rotación necesaria para alcanzar estados de plastificación

Tipo de suelo y compactad 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	$2 \cdot 10^{-2}$	$4 \cdot 10^{-2}$

- d) El valor considerado para el empuje de tierras en el análisis de estados límite últimos será, en general, diferente al valor a considerar en el análisis de estados límite de servicio en los que no se considera la rotura del terreno.
- e) La construcción de elementos de contención en las proximidades de edificaciones requiere limitar los movimientos asociados a éstos. Al limitar los movimientos horizontales de los elementos de contención, debe considerarse un incremento en los empujes del terreno debido a que no se permite que éste desarrolle completamente su capacidad resistente.
- f) Se evitará el empleo de suelos arcillosos o limosos en el relleno de trasdós de elementos de contención. En caso de que sea necesario su empleo, debe considerarse en el cálculo un coeficiente de empuje no inferior a 1.
- g) La compactación del material del trasdós del elemento de contención debe hacerse con precaución, empleando medios ligeros. Una compactación intensa del terreno existente en la cuña activa podría provocar un incremento sustancial del empuje. Cuando se empleen equipos ligeros para obtener densidades de hasta el 95% de la máxima Proctor Normal, pueden emplearse los criterios definidos en este capítulo para la determinación de los empujes. Cuando se empleen equipos pesados o se consideren densidades de compactación superiores al 95% de la máxima Proctor Normal, el cálculo del elemento de contención debe efectuarse empleando un empuje no inferior al empuje al reposo.
- h) Si el terreno a contener se encuentra confinado entre dos elementos sensiblemente paralelos, el empuje de cada elemento podrá reducirse considerando el efecto silo a partir del rozamiento paramento-material de relleno y la geometría y rigidez lateral de los elementos de contención.
- i) En elementos de contención en los que el relleno de trasdós se efectúa con los forjados ya construidos, los movimientos pueden ser tan pequeños que no permitan alcanzar las condiciones de empuje activo. En esas condiciones puede considerarse la distribución de empujes correspondiente al empuje al reposo o bien considerar la distribución de empujes definida para estructuras de contención apuntaladas en la Figura 2.6.
- j) En caso de considerar la cohesión en los cálculos de empujes sobre los elementos de contención, su valor característico debe definirse de forma específica para este tipo de estudio, considerando la dispersión y fiabilidad de la información disponible, su estabilidad en el tiempo, la posible presencia de fisuras en el terreno y la sensibilidad del estudio a dicho valor.

- k) Para obras de carácter permanente el comportamiento a largo plazo de los elementos de contención debe estudiarse en tensiones efectivas. Para obras de carácter provisional en suelos arcillosos, el cálculo puede hacerse a partir de la resistencia al corte no drenada.
- l) Para la valoración de empujes estabilizadores en el intradós del elemento de contención, es importante garantizar la permanencia y estabilidad en el tiempo de los materiales considerados, así como el movimiento necesario para desarrollar el estado tensional previsto. En este sentido debe preverse la posibilidad de la ejecución de excavaciones futuras junto al pie del elemento de contención para el tendido de servicios o futuros vaciados según se define en el apartado 2.2.2.
- m) Igualmente, deben considerarse los importantes movimientos necesarios para el desarrollo del empuje pasivo, en general incompatibles con las condiciones de seguridad y funcionalidad del elemento de contención.

En el análisis de estados límite últimos por métodos de equilibrio límite se considerarán los siguientes criterios:

- a) Se considerará el empuje activo en el trasdós salvo para aquellos casos en los que, debido a la rigidez del elemento de contención, las restricciones impuestas a su deformación (anclajes, apuntalamientos, forjados u otros), o por el proceso de puesta en obra del relleno o sensibilidad a las deformaciones de edificaciones o servicios situados en las proximidades de la coronación del elemento de contención, no se puedan producir los movimientos mínimos necesarios para movilizarlo.
- b) Si existen cimentaciones de edificios o servicios sensibles a los movimientos, situados a poca profundidad, a una distancia de la coronación del elemento de contención inferior a la mitad de su altura, se considerará el empuje en reposo, K_0 en el dimensionado del elemento de contención por procedimientos de equilibrio límite. Si la distancia está comprendida entre la mitad de la altura y la altura del elemento de contención, debe considerarse al menos un coeficiente $K=(K_0 + K_A)/2$. Estos valores podrán modificarse si se efectúa un estudio de detalle para el cálculo de los movimientos.
- c) En cualquier caso, la presión de tierras considerada sobre el elemento de contención no será inferior a 0,25 veces la tensión efectiva vertical.
- d) El empuje pasivo estará afectado por un coeficiente de seguridad γ_E no superior a 0,6.
- e) Para el cálculo de elementos de contención apuntalados en arena por métodos de equilibrio límite, se utilizará el diagrama rectangular semiempírico de la Figura 2.6a. A estos empujes deben añadirse los debidos a las presiones intersticiales. Para profundidades superiores a 12 m debe comprobarse que dicho diagrama es aplicable.

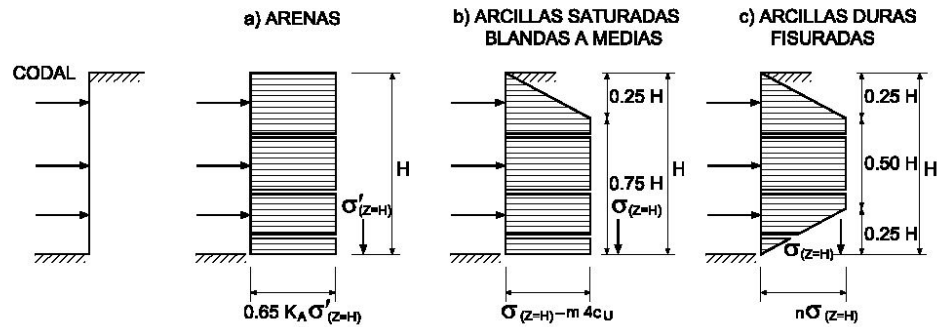


Figura 2.6. Diagramas de envolventes de empujes aparentes para elementos de contención apuntalados

- f) Para elementos de contención apuntalados en arcillas saturadas blandas a medias (resistencia al corte no drenado inferior a 0,05 MPa) por métodos de equilibrio límite, se utilizará el diagrama de la Figura 2.6b. Este diagrama corresponde a tensiones totales, pero debe comprobarse que en ningún punto la tensión total sea inferior a la presión intersticial. Si bajo el fondo de la excavación existe un espesor importante de arcillas de consistencia blanda a media puede considerarse $m = 0,4$. Si existe una capa más resistente en el entorno del fondo de la excavación, puede utilizarse $m=1$.
- g) Para elementos de contención apuntalados en arcillas fisuradas firmes a duras (resistencia al corte no drenado superior a 0,05 MPa) por métodos de equilibrio límite, se utilizará el diagrama rectangular de la Figura 2.6c. En condiciones normales se considerarán valores de n comprendidos entre 0,2 y 0,4 en función del tipo de arcilla, su grado de fracturación o fisuración, la posible evolución de su resistencia con el tiempo, la rigidez de los elementos de arriostramiento y el periodo de tiempo previsto para la entibación. Los empujes están definidos en relación con la tensión vertical total, $\sigma_{z(z=H)}$, pero el método no está planteado en tensiones totales. Si existe el riesgo de que las fisuras de la arcilla estén rellenas de agua, debe considerarse adicionalmente el empuje del agua intersticial.

Los análisis de estados límite que consideren la interacción terreno-estructura se efectuarán, salvo justificación en contra, considerando el empuje al reposo en la situación inicial, previa al comienzo de la excavación.

Siempre que sea posible debe evitarse el empleo de rellenos cohesivos en el trasdós de elementos de contención.

En relación con las acciones sísmicas se tendrán en cuenta la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE vigente, de acuerdo con la sismicidad de cada zona.

2.2.6 Empujes debidos al agua

En relación con los empujes debidos al agua se considerarán dos casos principales:

- estado hidrostático;
- agua en circulación.

Salvo justificación en contra los cálculos se efectuarán por el método de las presiones efectivas. En el caso que exista una capa freática en reposo en el trasdós del elemento de contención, se considerará el empuje debido al terreno sumergido, total o parcialmente, y el empuje hidrostático del agua.

En la Figura 2.7 se ilustran los diagramas de presiones del terreno, P_s , y del agua, P_w , correspondientes a diversos ejemplos, con superficie del terreno horizontal.

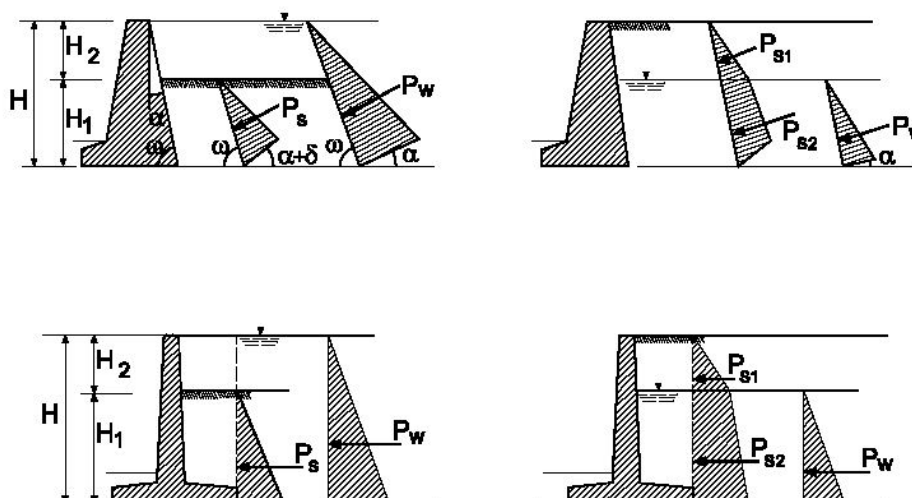


Figura 2.7. Empujes con agua en el trasdós y superficie del terreno horizontal

En caso de existir agua en circulación, debe determinarse la red de corriente o filtración correspondiente a las condiciones de contorno, en el elemento de contención y en el terreno. Para ello se pueden utilizar métodos analíticos, gráficos o analógicos.

En estos casos las presiones sobre el elemento de contención se deducirán de la red de corriente, al igual que las presiones de agua que actúen sobre las cuñas deslizantes a tantear para obtener la superficie de deslizamiento crítica.

Para la determinación de la red de corriente se hará una estimación cuidadosa de la permeabilidad, introduciendo las correcciones oportunas por anisotropía, estratificación, etc.

De acuerdo con las condiciones del emplazamiento del elemento de contención, se estudiarán los siguientes casos:

- a) filtración hacia el sistema de drenaje de la capa freática existente en el terreno;
- b) infiltración vertical del agua de lluvia.

Cuando al nivel de la base del elemento de contención no exista un estrato impermeable y sea posible la filtración bajo el elemento de contención, debe calcularse la fuerza de subpresión correspondiente a partir de la red de filtración.

2.2.7 Empujes debidos a sobrecargas

Cuando la magnitud de las sobrecargas es reducida en comparación con el empuje total sobre el elemento de contención (sobrecarga inferior al 30% del empuje total), la obtención de los empujes debidos a éstas puede efectuarse mediante la Teoría de la Elasticidad. Se admite la validez del principio de superposición. Si el elemento de contención se considera fijo, la tensión horizontal determinada por procedimientos elásticos debe duplicarse.

En casos de sobrecargas moderadas, habituales de edificación, como simplificación se podrán adoptar los criterios de la Figura 2.8 superponiendo los empujes debidos al terreno y los debidos a la sobrecarga.

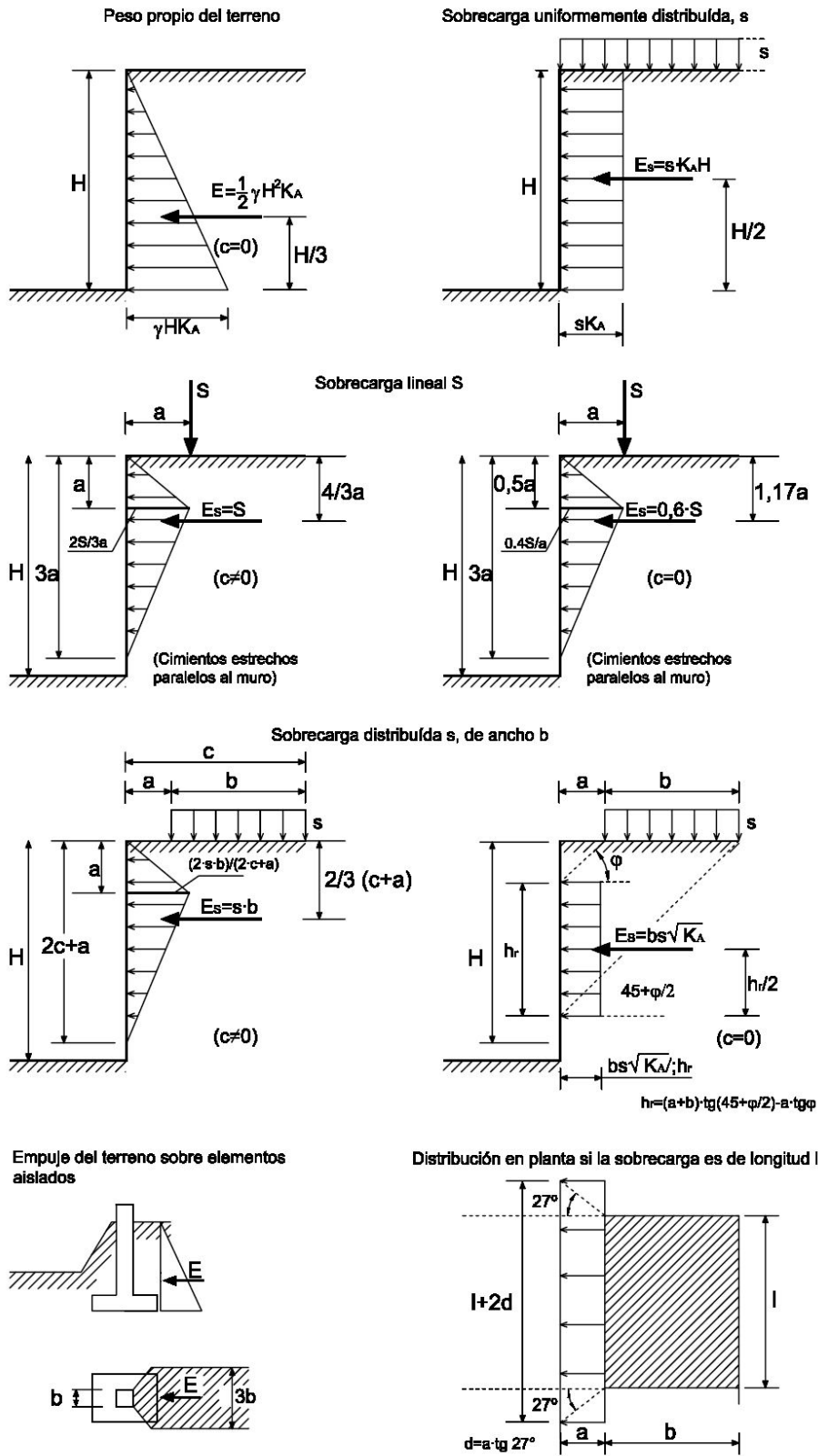


Figura 2.8. Criterios simplificados para diagramas de empujes debidos a sobrecargas

Para sobrecargas elevadas deben emplearse métodos de análisis basados en la definición de superficies de rotura o métodos numéricos que consideren el comportamiento no lineal del problema.

2.3 Análisis y dimensionado

Las comprobaciones necesarias para verificar que una estructura de contención cumple los requisitos necesarios se basarán en el método de los estados límite.

2.3.1 Estados límite

2.3.1.1 Estados límite últimos

En los elementos de contención deben considerarse al menos los siguientes estados límite:

- a) estabilidad;
- b) capacidad estructural;
- c) fallo combinado del terreno y del elemento estructural.

El cálculo de los estados límite últimos debe comprobar que se alcanzan las condiciones de estabilidad y resistencia (ver expresiones siguientes), utilizando el valor de cálculo de las acciones o del efecto de las acciones y las resistencias de cálculo, con los coeficientes de seguridad parciales definidos en la tabla 2.3.

Verificación de estabilidad

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

Siendo

$E_{d,dst}$: el valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras.

$E_{d,stab}$: el valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras.

Verificación de resistencia

$$E_d \leq R_d$$

Siendo

E_d el valor de cálculo del efecto de las acciones;

R_d el valor de cálculo de la resistencia del terreno.

Tabla 2.3. Coeficientes de seguridad parciales

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

⁽¹⁾ En pilotes se refiere a métodos basados en ensayos de campo o fórmulas analíticas (largo plazo), para métodos basados en fórmulas analíticas (corto plazo), métodos basados en pruebas de carga hasta rotura y métodos basados en pruebas dinámicas de hinca con control electrónico de la hinca y contraste con pruebas de carga, se podrá tomar 2,0.

⁽²⁾ De aplicación en cimentaciones directas y muros.

⁽³⁾ En cimentaciones directas, salvo justificación en contrario, no se considerará el empuje pasivo.

Para la obtención de los valores de cálculo de la resistencia del terreno deben considerarse los valores característicos superior o inferior, en función de si es desfavorable o favorable el incremento de resistencia.

Se recomienda emplear métodos de cálculo que tomen en consideración la interacción suelo-estructura.

En suelos con un porcentaje de finos superior al 35%, deben efectuarse los estudios en condiciones no drenadas y drenadas.

2.3.1.2 Estados límite de servicio

En los elementos de contención deben considerarse al menos los siguientes estados límite:

- a) movimientos o deformaciones de la estructura de contención o de sus elementos de sujeción que puedan causar el colapso o afectar a la apariencia o al uso eficiente de la estructura, de las estructuras cercanas o de los servicios próximos;
- b) infiltración de agua no admisible a través o por debajo del elemento de contención;
- c) afección a la situación del agua freática en el entorno con repercusión sobre edificios o bienes próximos o sobre la propia obra.

Los valores de cálculo de las presiones de tierras en estados límite de servicio se obtendrán considerando valores característicos de todos los parámetros del suelo.

Se considerarán en cada caso los valores característicos de las acciones permanentes o variables o efectos de las acciones permanentes o variables que soliciten al elemento de contención.

El valor de cálculo de los empujes de tierras se evaluará tomando en consideración el estado inicial de tensiones, la resistencia y deformabilidad del suelo y la deformabilidad de los elementos estructurales.

Deberá comprobarse que los desplazamientos estimados no superan a los desplazamientos admisibles.

Los desplazamientos admisibles de las estructuras o servicios próximos ajenos a la obra, deben definirse en función de sus características y estado, debiendo preverse en el proyecto las medidas a adoptar en caso de que estos valores sean superados.

Deberá efectuarse una estimación conservadora de las deformaciones y desplazamientos de los elementos de contención y de su efecto en estructuras y servicios próximos, basada en la experiencia de construcciones similares de la zona, si los cálculos iniciales indican que no se cumple la condición anterior.

Debe analizarse si las acciones variables, tales como las vibraciones provocadas por el proceso de ejecución o las cargas de tráfico, pueden afectar a los movimientos del elemento de contención o a estructuras o servicios próximos.

Deberá efectuarse un estudio más detallado, incluyendo cálculos de movimientos, en los siguientes casos:

- a) cuando existan obras o servicios próximos especialmente sensibles a los movimientos;
- b) cuando no exista experiencia en obras similares.

Estos cálculos deben tomar en consideración el proceso de ejecución de la obra.

La caracterización de los materiales en los cálculos tensodeformacionales debe ajustarse a partir de experiencias comparables con el mismo modelo de cálculo. La deformabilidad adoptada para los materiales debe evaluarse tomando en consideración su nivel de deformación.

2.3.2 Pantallas

2.3.2.1 Criterios básicos

En el caso de existir obras o edificaciones en las proximidades de los límites de la excavación que pudieran verse afectadas por la apertura de ésta, o que pudiesen implicar cargas sobre las pantallas o muros, se obtendrán los datos sobre el tipo de estructura, naturaleza de la cimentación, niveles de cimentación, cargas transmitidas al terreno, distancias a los bordes de la excavación, estado de la edificación, etc., suficientes para poder analizar los posibles efectos que la ejecución de la pantalla o la apertura de la excavación puedan producir sobre dichas edificaciones o viceversa. Se prestará una atención especial a las medianerías.

En este caso la flexibilidad de la pantalla puede ser un factor de la mayor importancia. Las estructuras de edificación son, por lo general, tan sensibles, o más a los movimientos diferenciales en sentido horizontal de los cimientos, que a los asentamientos diferenciales. Se tratará de impedir o minimizar ambos, para lo cual se deben elegir tipos de pantallas relativamente rígidas y, sobre todo, no dejar grandes alturas en voladizo, que salvo justificación en contra, deben ser inferiores a 5m. Se debe disponer elementos de sujeción en cabeza de la pantalla que sean muy poco susceptibles de alargamiento o deformación.

La necesidad de disponer elementos de sujeción vendrá determinada por la estabilidad general de la excavación, la estabilidad propia de la pantalla, la magnitud de sus esfuerzos, y la presencia de otras edificaciones en sus proximidades.

En general, será conveniente disponer elementos de sujeción cuando la profundidad de la excavación sea superior a los 3 ó 4 m (caso de más de un sótano), y en ocasiones por razón de la estabilidad de las estructuras vecinas.

La elección del tipo de sujeción, si se precisa, depende, fundamentalmente, de consideraciones económicas, de las posibilidades de emplear uno u otro y su influencia en la ejecución de la excavación o de la edificación. Los procedimientos de sujeción más usuales son:

- a) apuntalamiento al fondo de la excavación;
- b) apuntalamiento recíproco contra otras pantallas que limitan la misma excavación;
- c) apuntalamiento contra los forjados del propio edificio;
- d) anclajes al terreno;
- e) anclajes a otras estructuras de contención paralelas, como pantallas, muros, etc.

Si existiera la posibilidad de inestabilidad general de la pantalla o de la excavación, por deslizamiento a lo largo de una superficie profunda, la investigación sobre los tipos de terrenos y su disposición estratigráfica debe ser tan amplia como sea necesario, para caracterizar el problema.

Si la excavación ha de realizarse por debajo del nivel freático, el conocimiento del terreno en profundidad habrá de ser tal que permita el estudio de la red de filtración, con el grado de precisión suficiente para determinar la seguridad frente al sifonamiento y la estimación de caudales.

En el caso de que parte de la excavación haya de realizarse en terrenos saturados, se determinará la situación exacta del nivel freático o de los niveles piezométricos en los distintos estratos atravesados y su evolución en el tiempo, bien sea por variaciones naturales o por el efecto que pueda producir la propia excavación u otras obras que se ejecuten en las proximidades.

Para poder establecer la posibilidad de ejecución de una pantalla será preciso asegurarse previamente de que no existen en el terreno obstáculos que hayan de ser atravesados por ella, tales como: alcantarillas, colectores, galerías de servicio, conducciones eléctricas, telefónicas o de distribución de gas, pozos, antiguas cimentaciones, etc. Caso de existir alguno de dichos obstáculos se definirá su localización exacta, a fin de tomar las medidas oportunas en el proyecto o durante la ejecución por el Director de Obra.

Si la excavación ha de realizarse en parte por debajo del nivel freático, quedarán descartados aquellos tipos de pantalla que no garanticen un adecuado grado de estanqueidad.

Las vibraciones producidas por la hincada de tablestacas, sobre todo en terrenos sin cohesión, pueden afectar gravemente a las obras próximas, bien porque éstas sean muy susceptibles a las vibraciones, bien porque se compacte el terreno y se produzcan asentamientos.

Se ha de tener en cuenta igualmente las vibraciones originadas por la caída libre de los útiles de apertura de zanjas para la ejecución de pantallas continuas, especialmente cuando se trabaje sin lodos.

2.3.2.2 Estabilidad

La comprobación de la estabilidad de una pantalla de contención debe hacerse, según los criterios definidos en el apartado 2.3.1, en la situación pésima para todas y cada una de las fases de la excavación o de la construcción del edificio, a menos que la estabilidad en una determinada fase implique necesariamente la estabilidad en otras con un mayor grado de seguridad, en cuyo caso podrá prescindirse de las comprobaciones correspondientes a éstas.

Los cálculos de estabilidad en cada fase deben verificarse al menos los siguientes estados límite:

- a) estabilidad global;
- b) estabilidad del fondo de la excavación;
- c) estabilidad propia de la pantalla;
- d) estabilidad de los elementos de sujeción;
- e) estabilidad en las edificaciones próximas;
- t) estabilidad de las zanjas, en el caso de pantallas de hormigón armado.

La estabilidad debe verificarse bien para cada pantalla por separado o bien para el conjunto de pantallas del edificio.

2.3.2.2.1 Estabilidad global y fallo combinado del terreno y del elemento estructural

El conjunto de la estructura y la pantalla pueden fallar mediante un mecanismo de rotura aún más profundo que la pantalla, o que no siendo tan profundo pudiera cortar a ésta.

Debe comprobarse que la seguridad al deslizamiento a lo largo de la superficie pésima posible, que incluya en la masa deslizante a la pantalla completa y a sus elementos de sujeción, no es inferior al establecido.

Las acciones de los elementos de sujeción de la pantalla que queden incluidos por completo en las superficies de rotura no deben ser consideradas.

En la Figura 2.9 se esquematizan algunas de las posibles formas de rotura, por deslizamiento profundo.

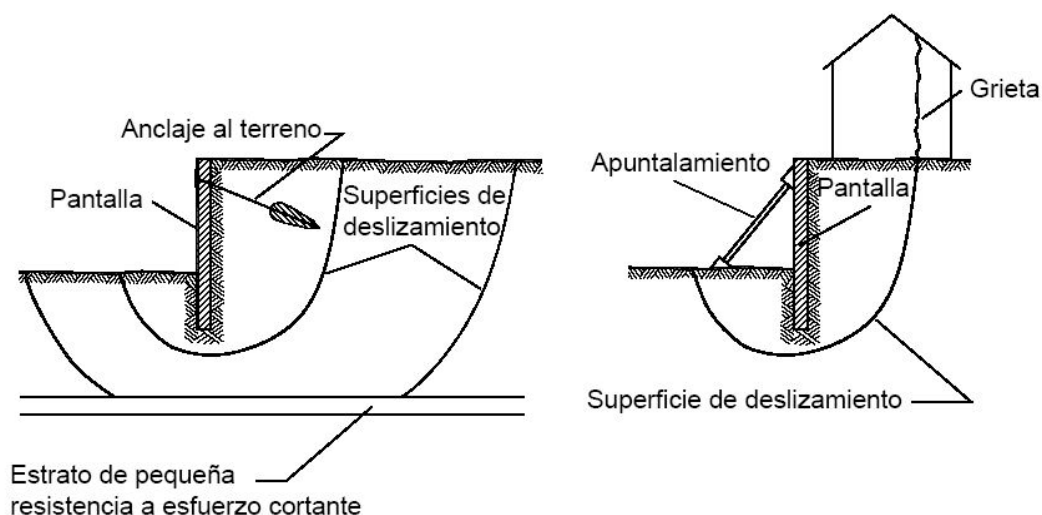


Figura 2.9. Formas de rotura por deslizamiento profundo

Deben comprobarse también los mecanismos de rotura a lo largo de superficies de deslizamiento que corten a los elementos de anclaje o que no incluyan en la masa deslizante a los sistemas de apuntalamiento por completo. En la Figura 2.10 se indican esquemáticamente algunas de estas posibles formas de rotura.

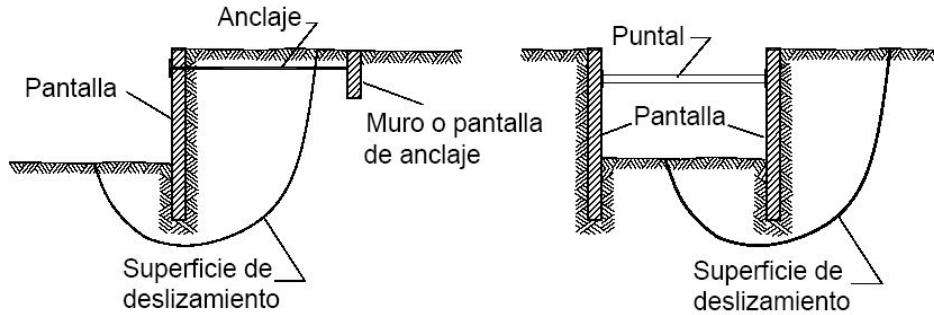


Figura 2.10. Ejemplos de deslizamientos profundos que interceptan elementos de sujeción

En tales casos se contará con las fuerzas de los anclajes o de los apuntalamientos, con su valor de trabajo sin afectar de coeficiente de seguridad alguno, como fuerzas exteriores. Además, puede ser necesario, como en el caso de anclajes cortados por la superficie deslizante, tener en cuenta las tensiones provocadas por los anclajes sobre la pantalla.

2.3.2.2 Estabilidad del fondo de la excavación

En suelos cohesivos puede producirse la rotura del fondo de la excavación debida al descenso de la tensión vertical por efecto de la excavación (véase Figura 2.11). Asimismo, en suelos muy preconsolidados, la tensión efectiva horizontal bajo el fondo de la excavación se reduce en menor proporción que la vertical pudiendo alcanzarse estados de plastificación.

Deberá comprobarse la seguridad respecto a un levantamiento del fondo de la excavación por agotamiento de la resistencia a esfuerzo cortante por efecto de las presiones verticales del terreno.

Se prestará especial atención a posibles fenómenos de sifonamiento, subpresión o erosión interna.

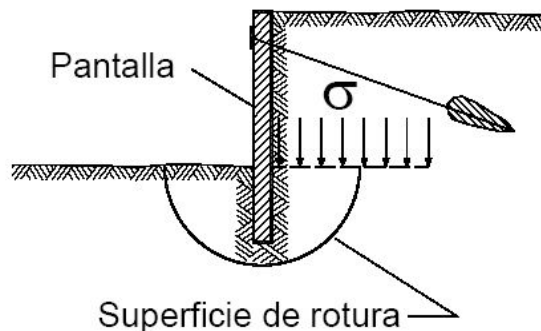


Figura 2.11. Estabilidad del fondo de la excavación

Salvo que se efectúe un análisis específico, la comprobación de la estabilidad se efectuará considerando el terreno situado sobre el nivel final de excavación como una sobrecarga y despreciando su resistencia así como la resistencia de la pantalla bajo el fondo de la excavación.

La seguridad frente a este tipo de rotura, en suelos coherentes, puede evaluarse mediante la siguiente expresión:

$$\sigma \leq N_{cb} \frac{c_u}{\gamma_M}$$

siendo

σ : la tensión vertical total a nivel del fondo de la excavación.

c_u : la resistencia al corte sin drenaje del terreno existente bajo el fondo de la excavación

N_{cb} : un factor de capacidad de carga que se define en la Figura 2.12 en función de la anchura B, la longitud L, y la profundidad, H, de la excavación.

γ_M : en situaciones persistentes o transitoria, 2,0 si no existen edificios o servicios sensibles a los movimientos en las proximidades de la pantalla, y a 2,5 en caso contrario.

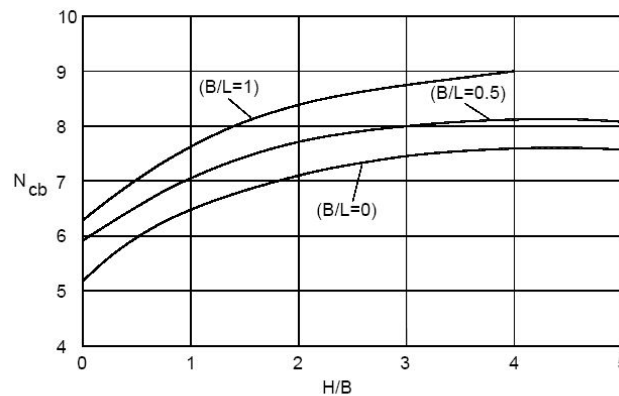


Figura 2.12. Factor de capacidad de carga para análisis de estabilidad del fondo de la excavación

Cuando se trate de excavaciones superiores a 6m, debe tenerse en cuenta el levantamiento del fondo por efecto de la descarga del terreno excavado. Para ello se podrán emplear métodos elásticos o plásticos a través de los parámetros deducidos de ensayos de consolidación o placa de carga, en ciclos de carga y descarga.

Si la excavación se hace en un terreno saturado y por debajo del nivel freático, se establecerá una corriente de filtración de agua a través del terreno que aflorará en el fondo de la excavación o irá a parar a los elementos de drenaje y agotamiento que se dispongan para dejar en seco la excavación. En este caso, es necesario comprobar que no se va a producir sifonamiento ni arrastre del material.

La seguridad frente al sifonamiento se estudiará minorando el gradiente crítico del terreno, i_{cr} , por un factor, $\gamma_M = 2$.

$$i_r \leq \frac{i_{cr}}{\gamma_M}$$

Siendo

i_r : el gradiente real en sentido vertical, en un determinado punto;

i_{cr} : el gradiente que anula la tensión efectiva vertical en dicho punto.

2.3.2.2.3 Estabilidad propia de la pantalla

En pantallas deben considerarse los siguientes estados límite:

- a) rotura por rotación o traslación del elemento de contención o partes del mismo;
- b) rotura por hundimiento.

Se comprobará que los empujes del terreno sobre la pantalla en su trasdós pueden ser equilibrados por los empujes del terreno sobre la parte empotrada de la pantalla por debajo del fondo de la excavación, en su intradós, y por las reacciones de los elementos de sujeción (puntales, codales, forjados, otras pantallas, u otros) y los anclajes, si los hubiere.

La comprobación de estabilidad propia de la pantalla debe llevarse a cabo en las condiciones de corto o largo plazo, según sea la naturaleza del terreno y la duración de la situación para la cual se comprueba la estabilidad.

Los cálculos de estabilidad de la pantalla pueden efectuarse, según los casos, por los siguientes métodos:

- a) métodos de equilibrio límite;
- b) métodos basados en modelos del tipo Winkler;
- c) elementos finitos - diferencias finitas.

2.3.2.2.4 Estabilidad de los elementos de sujeción

Se debe comprobar que no se produce el fallo de cada elemento de sujeción para aquella fase de excavación o construcción del edificio que dé lugar al máximo esfuerzo sobre el mismo.

Deberá comprobarse que los anclajes no provocan deformaciones inadmisibles en los edificios o servicios próximos y que no interfieren con estructuras o cimentaciones colindantes.

La determinación de los esfuerzos sobre los elementos de sujeción se llevará a cabo según se describe en el apartado 2.3.2.3.

Los cálculos se podrán efectuar, en las fases intermedias de la excavación o de la construcción del edificio, considerando los valores representativos de las acciones y los valores característicos de los parámetros del terreno.

En el caso de apuntalamientos, la comprobación de su resistencia, incluyendo la posibilidad de pandeo, se hará a partir de los esfuerzos que resulten del cálculo, mayorados según los criterios definidos en el apartado 2.3.2.3. Si los apuntalamientos transfieren las cargas al fondo de la excavación, será necesario comprobar la estabilidad de su cimentación.

2.3.2.2.5 Estabilidad de las edificaciones próximas

Si existen edificios medianeros con los límites de una excavación hecha al abrigo de una pantalla, o en sus proximidades, debe considerarse su existencia como una sobrecarga en los cálculos de los empujes, véase 2.2.7. Asimismo, debe comprobarse para cada una de las fases de ejecución tanto de la pantalla en sí como de la excavación, que los movimientos horizontales y verticales a que se vea sometido el terreno en el trasdós, sobre el que se encuentren cimentados los edificios medianeros o próximos, no son lo suficientemente importantes como para hacer peligrar la estabilidad de los mismos o ser causa de agrietamientos, inclinaciones, etc. En el apartado 2.3.1.2 se definen los criterios en cuanto a los movimientos y deformaciones horizontales y verticales máximos admisibles de edificios o servicios próximos a elementos de contención y en el apartado 2.3.2.3, los procedimientos para evaluar estos movimientos.

2.3.2.2.6 Estabilidad de las zanjas en el caso de pantallas de hormigón armado

Debe comprobarse la estabilidad de las zanjas, tanto si se emplean lodos tixotrópicos como si no se hace uso de ellos. Es particularmente importante esta comprobación si existen edificaciones próximas o inmediatas a las zanjas.

Para asegurar la estabilidad de una excavación de planta rectangular (zanja) se deben emplear lodos cuando la profundidad de la zanja sea superior a la altura que podría excavarse con talud vertical indefinido.

2.3.2.2.7 Capacidad estructural de la pantalla

Este estado límite se alcanzará cuando los valores de cálculo de los efectos de las acciones en los elementos estructurales que componen la pantalla superen el valor de cálculo de su capacidad resistente.

En el apartado 2.3.2.3 y 2.3.2.4 se indican los criterios para el dimensionado.

2.3.2.3 Esfuerzos y deformaciones

Los esfuerzos obtenidos sobre los elementos estructurales se mayorarán considerando los coeficientes γ_E de la tabla 2.3.

Para el análisis de la aptitud al servicio de la pantalla se debe verificar que, para las situaciones de dimensionado, su comportamiento está dentro de los límites establecidos en el apartado 2.3.1.2, en cuanto a deformaciones, vibraciones y deterioro.

2.3.2.3.1 De la pantalla

Los esfuerzos sobre una pantalla son los que resultan de los empujes del terreno y las reacciones en los elementos de sujeción a que está sometida en cada una de sus fases. A su vez, los empujes unitarios del terreno y las fuerzas de sujeción son función de la deformación de la pantalla, de la propia naturaleza del terreno y de las características fuerza deformación de los elementos de sujeción. En su determinación

se tomarán en consideración el proceso de excavación, el tipo de sujeción, el instante de su introducción, etc.

El cálculo de esfuerzos podrá efectuarse a partir de las leyes de empujes unitarios definidas en el apartado 2.2, empleadas en las comprobaciones de estabilidad por métodos de equilibrio límite y de las reacciones de los elementos de sujeción deducidas en tales comprobaciones. Con este procedimiento no se tiene en cuenta más que de forma cualitativa la rigidez de la pantalla con relación a su empotramiento en el terreno y a las condiciones de sujeción y, de ningún modo, las propiedades de deformación del terreno.

La determinación de los esfuerzos sobre la pantalla debe llevarse a cabo para todas las fases de ejecución de la excavación o del edificio, que impliquen una variación de los empujes del terreno o de las fuerzas de sujeción. Podrán omitirse aquellas fases en que pueda demostrarse "a priori" que los esfuerzos son inferiores a los que se producirán en otras.

Deberá efectuarse un estudio más detallado empleando modelos basados en el coeficiente de balasto o modelos de elementos finitos o diferencias finitas en los siguientes casos:

- a) cuando existan edificios o servicios próximos especialmente sensibles a los movimientos;
- b) cuando no exista experiencia en obras similares.

Estos métodos se describen en el apartado 2.3.2.2.3 y se desarrollan en el anejo A.

2.3.2.3.2 Del terreno

Si existe alguna edificación o servicio próximo al borde de la excavación o en sus inmediaciones, deben estimarse los movimientos verticales y horizontales a que se verá sometida su cimentación en las diferentes fases de excavación, para la pantalla diseñada, y juzgar si entrañan peligro para la estabilidad de dichas edificaciones o pueden ser causa de agrietamientos, inclinaciones, asientos importantes, etc.

La determinación de las deformaciones del terreno podrá conducir a proyectar una pantalla más rígida, con mayor número de elementos de sujeción o mejor dispuestos, con otro sistema u otras fases de ejecución, etc.

La determinación de las deformaciones del terreno puede efectuarse aplicando métodos de discretización del continuo, como elementos finitos o diferencias finitas, en los que se tengan en cuenta las características tensión-deformación de los suelos y la flexibilidad de la pantalla, o bien, métodos basados en el modelo de Winkler, en los que la determinación de los movimientos del terreno se limita a los de la pantalla.

2.3.2.3.3 De los elementos de sujeción

Los esfuerzos sobre los elementos de sujeción se determinarán para todas las fases de ejecución de la excavación en que intervengan; puede omitirse el cálculo en aquellas fases para las que puedan demostrarse a priori que los esfuerzos son inferiores a los que resultan en otras.

En la determinación de los esfuerzos sobre los elementos de sujeción se tomarán en consideración los siguientes aspectos:

- a) tipo de elemento de sujeción, bien sea apuntalamiento, anclaje o elementos estructurales del edificio;
- b) deformabilidad del mismo;
- c) deformaciones diferidas (fluencia, retracción);
- d) estado tensional inicial;
- e) fases de ejecución;
- f) variaciones térmicas.

Para tener en cuenta el posible fallo de algún elemento (como por un ablandamiento local del terreno en el caso de anclajes), que sobrecargará los más próximos, debe aumentarse en un 10% el esfuerzo deducido para cada elemento de sujeción en las comprobaciones de estabilidad de la pantalla.

2.3.2.4 Dimensionado

En la fase de diseño se decide el tipo de pantalla que se va a emplear, si se van a disponer elementos de sujeción, su número, tipo y situación y las fases de la excavación y ejecución del edificio que puedan afectar a la pantalla.

El dimensionado debe referirse a los siguientes aspectos:

- a) profundidad de la pantalla;
- b) dimensiones y características de su sección transversal;
- c) elementos de sujeción.

Los coeficientes parciales de seguridad a emplear para el dimensionado de la pantalla se recogen en la tabla 2.3.

2.3.2.4.1 Profundidad de la pantalla

La profundidad de la pantalla por debajo del fondo de la excavación se determinará de manera que se cumplan las condiciones de estabilidad fijadas en los apartados anteriores. La profundidad de la pantalla puede venir condicionada por el caudal de filtración, si se excava bajo el agua, o por alcanzar un estrato impermeable para reducir al máximo las filtraciones por el fondo, o por alcanzar un estrato resistente que permita el uso de la pantalla como elemento portante de cargas verticales.

2.3.2.4.2 Dimensiones y características de la sección transversal

Las características de la sección transversal de una pantalla vendrán fijadas por consideraciones de resistencia a los esfuerzos a los que se verá sometida. En ocasiones, puede estar condicionada por la necesidad de una rigidez determinada, con la que se limiten los movimientos del terreno en el trasdós a valores tolerables.

Los esfuerzos que se deben tomar para el dimensionado son los que se deduzcan en las comprobaciones de estabilidad en las diferentes fases de la ejecución y las comprobaciones de los estados límite de servicio, con los que se obtendrá la envolvente de los máximos momentos flectores y esfuerzos cortantes a lo largo de toda la pantalla.

En los apartados que figuran a continuación se recogen indicaciones adicionales para los siguientes tipos de pantallas:

- a) pantallas de tablestacas;
- b) pantallas continuas de hormigón;
- c) pantallas de pilotes "in situ".

2.3.2.4.2.1 Pantallas de tablestacas

Tablestacas de hormigón armado y pretensado:

- a) se dimensionarán para que resistan los máximos esfuerzos mayorados durante el servicio, los esfuerzos que puedan producirse durante la hinca y los que se produzcan durante el transporte, igualmente mayorados. La forma de comprobación de la resistencia, de la sección transversal, en función de las características resistentes del hormigón y del acero, será la indicada en la Instrucción EHE.
- b) el recubrimiento del acero de las armaduras debe ser mayor o igual que 3 cm en agua dulce, y que 4 cm en agua salada y cumplirá las condiciones definidas en la Instrucción EHE.

Tablestacas de acero:

- a) el perfil se elegirá de modo que con los esfuerzos de servicio, mayorados, no se supere en ninguna sección la tensión de límite elástico según la calidad del acero, dividida por el coeficiente de seguridad definido en la tabla 2.3.
- b) el perfil elegido debe permitir que pueda hincarse sin que se produzcan deterioros en cualquiera de sus extremos.
- c) si las tablestacas a emplear pueden haberse usado en otras obras previamente y ser de recuperación, se adoptará un coeficiente de seguridad adicional para tener en cuenta posibles deformaciones del perfil, tensiones residuales, pérdida de sección por corrosión, etc.
- d) si la pantalla ha de permanecer en servicio durante mucho tiempo, en presencia de agua, se adoptarán medidas para evitar la corrosión. Si no se toma ninguna medida en ese sentido, el perfil no tendrá un espesor inferior a 8 mm y debe tomarse en consideración la pérdida de espesor producida por la corrosión.

2.3.2.4.2.2 Pantallas continuas de hormigón

La pantalla se calculará estructuralmente considerando los coeficientes de seguridad definidos en la tabla 2.3, de acuerdo con la Instrucción EHE. Se podrá tener en cuenta el peso propio de la pantalla, a fin de contar con un esfuerzo axial en la sección

transversal que proporciona una economía de armaduras. La forma de trabajo será la de flexión simple o compuesta en planos verticales perpendiculares a la pantalla.

En pantallas continuas y de pilotes "in situ" se recomienda utilizar, a efectos de cálculo a flexión, una resistencia característica del hormigón de 18 MPa para tomar en consideración las condiciones de puesta en obra.

Las paredes de la zanja, que constituyen el encofrado de la pantalla, son planas con bastantes irregularidades. El recubrimiento mínimo de las armaduras cumplirá las condiciones definidas en la Instrucción EHE para piezas hormigonadas contra el terreno.

Si el terreno es cohesivo y muy estable y si no existen edificaciones en las proximidades, pueden excavar módulos de un ancho que oscila generalmente entre un valor mínimo correspondiente a la apertura de la cuchara, generalmente de 2,5 a 4,5m, y un valor máximo función de la estabilidad del terreno.

En las circunstancias opuestas, terrenos muy sueltos o en proximidad de medianerías en mal estado o edificaciones muy susceptibles a los asentamientos o movimientos horizontales, la longitud de los módulos o zanjas se reducirá todo lo posible.

2.3.2.4.2.3 Pantallas de pilotes "in situ"

Se considerará a los pilotes como vigas de sección circular trabajando a flexión simple o compuesta, si se tiene en cuenta el peso propio. Se dimensionarán estructuralmente considerando los coeficientes de seguridad definidos en la tabla 2.3, y de acuerdo con la Instrucción EHE.

El recubrimiento mínimo de las armaduras cumplirá las condiciones definidas en la Instrucción EHE para piezas hormigonadas contra el terreno.

2.3.2.4.3 Elementos de sujeción

Para el apuntalamiento contra el fondo de la excavación se tendrán en cuenta los siguientes aspectos:

- a) su dimensionado se hará a partir de los máximos esfuerzos deducidos de las comprobaciones de estabilidad de la pantalla, debidamente mayorados aplicando los coeficientes de seguridad parciales definidos la tabla 2.3.
- b) en general, será conveniente transmitir dichos esfuerzos al terreno por medio de una zapata corrida paralela a la pantalla; que dependerá de la capacidad portante del suelo en el fondo de la excavación. Como el esfuerzo que ha de transmitirse al terreno tendrá una componente horizontal importante, se pondrá especial cuidado en la comprobación del posible deslizamiento o se tomarán las medidas oportunas para impedirlo.
- c) la disposición de puntales debe perturbar lo menos posible a la excavación, la ejecución de las cimentaciones del edificio, los pilares, forjados, etc.

Para el apuntalamiento reciproco contra otras pantallas próximas se tendrán en cuenta los siguientes criterios:

- a) en general se realizará el apuntalamiento por medio de codales dispuestos en planos horizontales, de manera que introduzcan la menor complicación posible en la prosecución de las sucesivas fases de excavación, en la construcción de las cimentaciones y estructuras del edificio.
- b) para el dimensionado se tomarán los máximos esfuerzos deducidos de las comprobaciones de estabilidad de la pantalla, convenientemente mayorados con los coeficientes de seguridad definidos en la tabla 2.3.
- c) en los apuntalamientos mediante los forjados de la propia edificación, los esfuerzos de sujeción que se deduzcan de las comprobaciones de estabilidad de las pantallas, mayorados, se tendrán en cuenta en el cálculo de los forjados. Si estos esfuerzos resultasen favorables para los forjados, debe también realizarse la comprobación de la resistencia de los mismos sin tener en cuenta dichos esfuerzos, para prever la posibilidad de que el terreno en el trasdós de la pantalla no produzca empujes sobre ésta.

En los anclajes al terreno se tendrán en cuenta las siguientes indicaciones:

- a) deben estudiarse y controlarse las posibles afecciones a edificios o servicios próximos, recabando la información necesaria sobre éstos, y en su caso, los permisos pertinentes;
- b) su longitud ha de ser tal que la zona de transmisión de los esfuerzos al terreno quede fuera de la masa deslizante limitada por superficie pésima de deslizamiento, que se haya deducido en las comprobaciones de estabilidad general y de estabilidad propia de la pantalla;
- c) la capacidad de transmisión de esfuerzos al terreno, en la longitud de anclaje prevista para ello, será consecuencia del estado tensional del suelo en contacto con el anclaje;
- d) si los anclajes son definitivos, o si son provisionales y han de permanecer durante mucho tiempo, y existe peligro de corrosión de los cables o redondos, se adoptarán las medidas oportunas para evitar la corrosión. A estos efectos se consideran válidas las condiciones de protección frente a la corrosión definidas en la norma UNE-EN 1537:2001;
- e) la comprobación de la resistencia de cada anclaje se hará a partir de los máximos esfuerzos deducidos en las comprobaciones de estabilidad de la pantalla, multiplicados por los coeficientes de seguridad correspondientes.

En los anclajes a pantallas o muros paralelos se tendrán en cuenta los siguientes aspectos:

- a) la longitud de anclajes ha de ser tal que se garantice la estabilidad de las estructuras de anclaje. Si hay peligro de corrosión del acero de los anclajes, se adoptarán barreras de protección contrastadas;
- b) el dimensionado de los anclajes se hará a partir de los máximos esfuerzos deducidos en las comprobaciones de estabilidad de la pantalla, mayorados con los coeficientes de seguridad que se definen en la tabla 2.3.

2.3.3 Muros

2.3.3.1 Criterios básicos

2.3.3.1.1 Generalidades

Para el correcto análisis y dimensionado de un muro se considerarán los siguientes aspectos:

- a) la determinación de los parámetros geotécnicos del terreno se efectuará teniendo en cuenta los valores más críticos a corto y largo plazo previsible, que puedan presentarse en la vida del muro;
- b) es necesario especificar las características del material a emplear para el relleno del trasdós. Si no se hace así, el cálculo debe basarse en el material más desfavorable de los eventualmente utilizables;
- c) deben determinarse los movimientos tolerables del muro, de los edificios y servicios próximos, ya que de ellos dependen en gran parte los empujes a considerar e incluso el tipo de muro y elementos de sujeción a emplear.
- d) debe comprobarse que los anclajes proyectados no afectan a los edificios y servicios próximos;
- e) el muro y cada uno de los paños debe ser estable en todas las fases de la construcción. Esta condición puede exigir el apuntalamiento de los muros de trasdós recortado mientras no se coloque el relleno;
- f) la estabilidad del muro puede verse afectada por procesos de socavación, erosión o por eliminación del terreno al pie del mismo, por lo cual deben adoptarse las medidas protectoras oportunas cuando haya lugar.

En muros de contención se debe tener en cuenta que un correcto dimensionado del drenaje a largo plazo del trasdós del muro, siempre es más ventajoso que el cálculo del muro, tomando en consideración la totalidad de las presiones hidrostáticas y de filtración a las que previsiblemente pueda estar sometido. En muros de sótano deben tenerse en cuenta las consideraciones sobre la impermeabilidad.

Salvo en muros de muy escasa altura, la profundidad de apoyo de la cimentación respecto a la superficie no debe ser inferior a 0,80 m.

Al prever las características del material de relleno de trasdós se tendrá en cuenta que:

- a) si el muro ha de servir para soportar un pavimento, solera o cualquier tipo de tráfico, los asientos deben ser admisibles;
- b) las propiedades de los suelos existentes en el emplazamiento del muro pueden variar notablemente, si se trata de suelos cohesivos, con las operaciones de excavación y nueva colocación en el trasdós;
- c) la permeabilidad de los materiales de relleno es de una importancia decisiva para los posibles empujes tanto por agua freática como infiltrada;
- d) se evitará el empleo de suelos arcillosos o limosos en el relleno de trasdós de muros, especialmente en terrenos expansivos.

2.3.3.1.2 Juntas

Los muros deben disponer de juntas de dilatación para absorber las deformaciones debidas a la temperatura y, en su caso, las de retracción.

Deben existir juntas en los cambios de sección, o cuando existan singularidades del propio muro tales como escaleras, rampas de carga, etc.

Análogamente se dispondrán juntas cuando se han de diferenciar entre tramos contiguos del muro.

La distancia entre juntas de dilatación, salvo justificación, no será superior a 30 m, recomendándose una separación no superior a 3 veces la altura del muro.

Cuando los efectos de la retracción puedan ser importantes se intercalarán falsas juntas, debilitando la sección del muro para predeterminar el plano de rotura. La separación entre estas juntas será de 8 a 12 m.

La abertura de las juntas de dilatación será de 2 a 4 cm, según las variaciones de temperatura previsibles.

Se evitará el paso de armaduras a través de las juntas. Cuando esto sea necesario para mantener alineaciones o por circunstancias especiales, salvo justificación en contra, todas las armaduras que penetren en una cara de la junta deben proyectarse como pasadores lubricados y sin dobleces ni anclajes para permitir los movimientos longitudinales y convenientemente protegidos de acuerdo con la durabilidad especificada.

2.3.3.1.3 Drenaje

Se considerarán preferentemente los siguientes sistemas de drenaje:

- a) drenes verticales de material granular, hormigón poroso, u otros que puedan ocupar toda la altura del muro o parte de ella;
- b) láminas drenantes;
- c) drenes inclinados;
- d) tapices drenantes horizontales a uno o varios niveles;
- e) drenes horizontales a través del relleno;
- f) drenes longitudinales en la base o talud del relleno;
- g) mechinales en contacto directo con el relleno.

En el caso de suelos expansivos, rellenos susceptibles a la helada, aguas agresivas o condiciones especiales se hará un estudio específico detallado del sistema más conveniente. En general se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:

- a) los filtros verticales son más difíciles de construir que los inclinados y producen una menor reducción de presiones del agua infiltrada o freática.
- b) funcionalmente el mejor sistema consiste en una cuña de relleno granular filtrante. Este sistema es el más sencillo de ejecución y debe preferirse a los

demás cuando existen materiales adecuados en la zona y su coste no sea excesivo.

- c) todos los sistemas deben tener fácil evacuación del agua drenada, evitando su acumulación en el trasdós.
- d) los mechinales constituyen un sistema de resultado problemático si no están combinados con algún filtro o dren interior al relleno. Estos deben, salvo justificación, cumplir las siguientes características:
 - i) tener un diámetro o lado no inferior a 10 cm, y su separación horizontal no debe ser superior a 3 m. Deben colocarse lo más bajos posible, disponiendo además otra hilada de mechinales a media altura del muro o a 1,50 m sobre la hilada inferior en paralelo o al tresbolillo, para prever la obstrucción de éstos. Debe existir, como mínimo, un mechinal por cada 4 m² de muro;
 - ii) cuando se trate de muros de contrafuertes deben existir, como mínimo, dos mechinales por panel entre contrafuertes;
 - iii) si la única salida del agua almacenada en el trasdós es a través de mechinales, deben tenerse en cuenta los empujes debidos a una saturación parcial del relleno;
 - iv) en la salida de los mechinales por el paramento de trasdós se colocará un filtro de grava gruesa de volumen aproximado 0,40 x 0,40 x 0,30 m, o el necesario para evitar el escape del material de relleno y la colmatación del mechinal;
 - v) siempre que sea posible debe evitarse la infiltración de agua de lluvia o escorrentía por la superficie del relleno, para lo cual se colocarán materiales o pavimentos poco permeables, con fácil drenaje por gravedad y complementados con las oportunas cunetas o sumideros.

Debe evitarse el paso de humedad por absorción capilar a través del muro cuando el filtro sea vertical o exista un riesgo alto de estancamiento en el trasdós.

2.3.3.2 Estabilidad

La comprobación de la estabilidad de un muro debe hacerse, según los criterios definidos en el apartado 2.3.1, en la situación pésima para todas y cada una de las fases de su construcción, debiendo verificarse al menos los siguientes estados límite:

- a) estabilidad global;
- b) hundimiento;
- c) deslizamiento;
- d) vuelco;
- e) capacidad estructural del muro.

En el caso de muros excavados por bataches a medida que se ejecuta la excavación, deben verificarse además los estados límites de estabilidad indicados en el apartado 2.3.2.2 para pantallas, por analogía con éstas.

La estabilidad debe verificarse bien para cada muro por separado o bien para el conjunto de muros del edificio.

2.3.3.2.1 Estabilidad global y fallo combinado del terreno y del elemento estructural

El conjunto del muro incluida su cimentación, puede fallar mediante un mecanismo de rotura aún más profundo que éstos, o que no siendo tan profundo pudiera cortarlos.

Debe comprobarse que la seguridad al deslizamiento a lo largo de la superficie pésima posible, que incluya en la masa deslizante al muro completo y a sus elementos de sujeción, no es inferior al límite establecido.

En la Figura 2.13 se recogen algunos casos típicos de inestabilidad frente a un deslizamiento general de muros de contención.

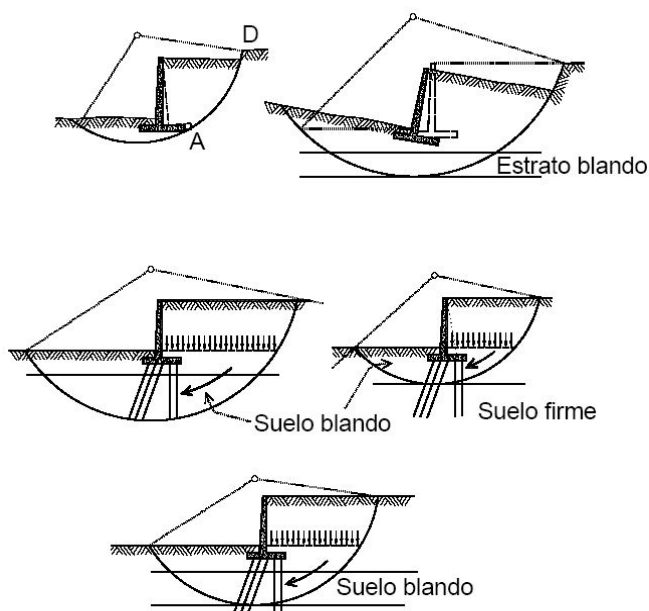


Figura 2.13. Estabilidad global

Cuando la superficie deslizante atraviese la cimentación del edificio o la cimentación por pilotes del propio muro, se tendrá en cuenta lo expuesto en los capítulos correspondientes a éstos.

2.3.3.2.2 Hundimiento

La cimentación o base del muro debe tener la misma seguridad frente al hundimiento que una zapata de cimentación de una estructura, según los criterios que se definen en los capítulos de cimentaciones superficiales y profundas, considerando la inclinación y excentricidad de la resultante y los coeficientes de seguridad parciales definidos en la tabla 2.3.

En la Figura 2.14 se esquematizan los tipos de muros más habituales y se representan el peso propio del muro y en su caso de las tierras que lo acompañan, W , o de las cargas transmitidas al mismo, V , la resultante de los elementos de arriostramiento transversal (forjado, apuntalamiento, anclaje), F , los empujes de tierras horizontal, E_h

y vertical, E, y las resultantes de estas solicitaciones a nivel de cimentación, N y T. En el cálculo de N y T no debe considerarse el empuje pasivo.

En el caso de que existan otras acciones sobre el muro habrá que considerarlas igualmente.

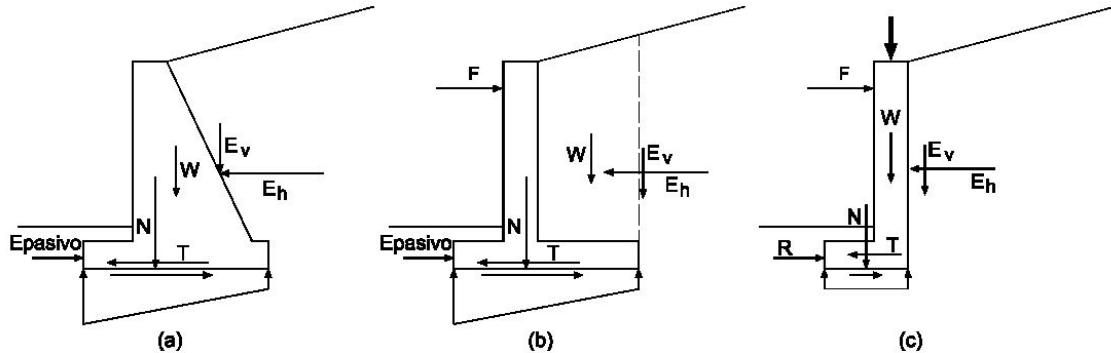


Figura 2.14. Diagramas de fuerzas sobre muros

La distribución de presiones del muro debe definirse de forma que los asientos sean admisibles. Cuando el terreno sea muy compresible, deben evitarse los asientos diferenciales de los bordes de la cimentación imponiendo que la resultante de fuerzas esté lo más centrada posible.

Si la capacidad de carga del terreno fuera insuficiente o los asientos excesivos, se podrá recurrir a una cimentación profunda, una mejora o refuerzo del terreno u otra solución que asegure la estabilidad frente al hundimiento.

2.3.3.2.3 Deslizamiento

Este estado límite debe comprobarse tan sólo en aquellos casos en los que la máxima componente de los empujes horizontales sobre el muro sea mayor del 10% de la carga vertical total.

En suelos granulares, la seguridad frente al deslizamiento por la base puede determinarse mediante la fórmula:

$$T \leq \frac{N}{\gamma_R} \tan \phi^*$$

Siendo

N y T: las componentes normal y tangencial de la resultante de las fuerzas de empuje, elementos de arriostamiento y peso propio sobre el plano de la base (Figura 2.15).

$$\phi^* = \frac{2}{3} \phi' \quad (\phi' \text{ es el ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno})$$

Cuando el suelo posea cohesión y rozamiento:

$$T \leq \frac{N \tan \phi^* + c^* B}{\gamma_R}$$

$$\phi^* = \frac{2}{3} \phi'$$

Siendo:

c^* : la cohesión reducida del suelo ($c^* = 0,5 c'_k \leq 0,05 \text{ MPa}$)

B : el ancho de la base del muro

c'_k : la cohesión efectiva del terreno

Los coeficientes de seguridad γ_R se definen en la tabla 2.3.

No se tendrá en cuenta el efecto estabilizador del empuje pasivo, salvo justificación especial. Si el muro está provisto de zarpa se considerará el deslizamiento según las superficies más probables (véase Figura 2.15).

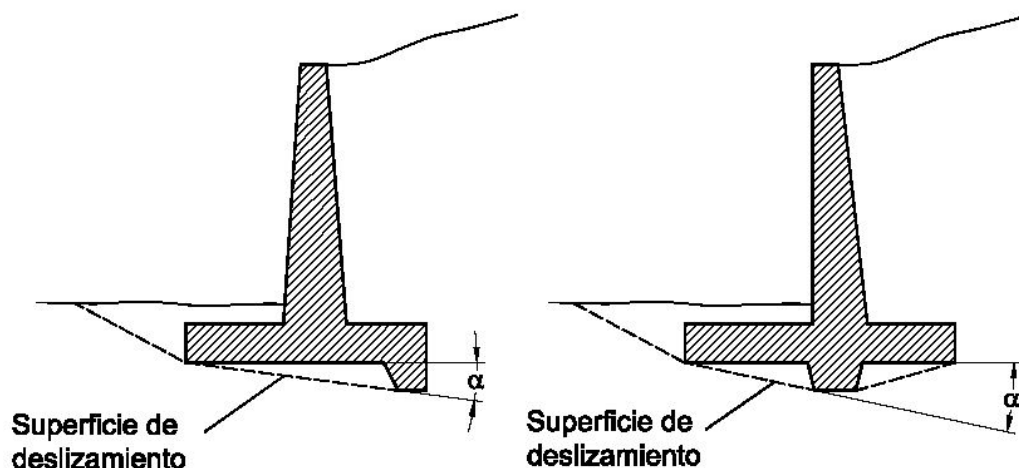


Figura 2.15. Posibles superficies de deslizamiento en muro con zarpa

2.3.3.2.4 Vuelco

En general puede prescindirse de esta comprobación cuando la resultante de las fuerzas que actúan sobre el muro, incluido el peso propio y la resultante de posibles elementos de sostenimiento (anclajes, forjados o arriostramientos intermedios), tenga su punto de aplicación dentro del núcleo central de la base. En el caso de bases rectangulares indefinidas, el núcleo central es una faja de ancho: $B/3$.

En zapatas rectangulares, si V es la componente vertical de la resultante sobre la base del muro y e su excentricidad, puede suponerse que las presiones del terreno siguen una ley lineal, con valores extremos (véase Figura 2.16):

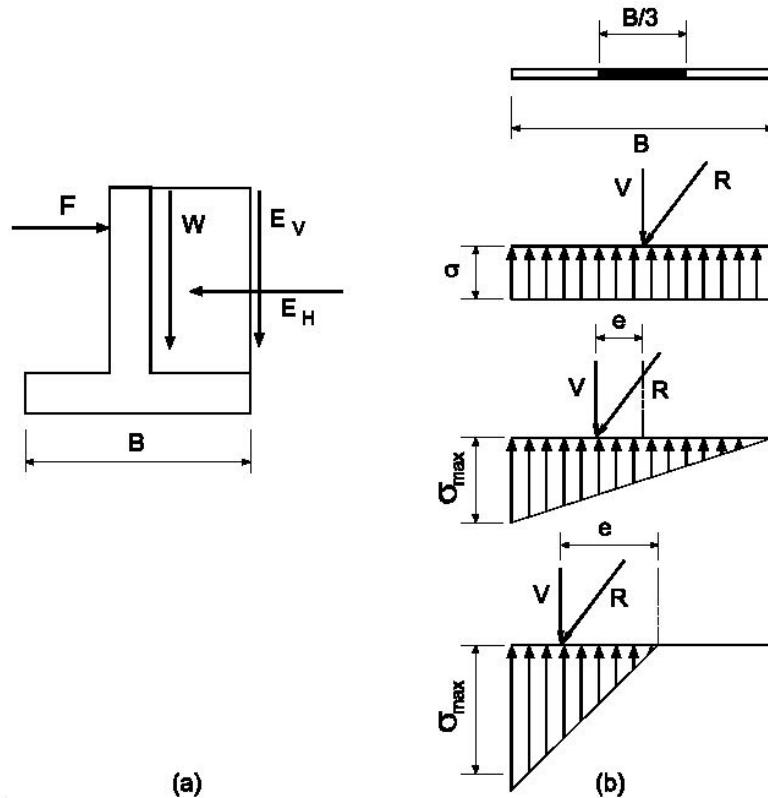


Figura 2.16. Estabilidad al vuelco

Si $e < B/6$,
$$\sigma_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Si $e = 0$,
$$\sigma = \frac{V}{B}$$

Si $e = B/6$,
$$\sigma_{\max} = \frac{2V}{B} \quad \text{y} \quad \sigma_{\min} = 0$$

Si $e > B/6$, se produciría el despegue de uno de sus bordes, aumentando notablemente la tensión en el otro borde.

La estabilidad al vuelco se verificará comparando los momentos de cálculo desestabilizantes y estabilizantes respecto de la arista exterior de la base de la zapata.

No se tendrá en cuenta el efecto estabilizador del empuje pasivo, salvo justificación especial.

2.3.3.2.5 Capacidad estructural del muro

Este estado límite se alcanzará cuando los valores de cálculo de los efectos de las acciones en los elementos estructurales que componen el muro superen el valor de cálculo de su capacidad resistente. En el apartado 2.3.3.3 se indican los criterios para el dimensionado.

2.3.3.3 Dimensionado

El material constitutivo del muro debe poder resistir las tensiones derivadas de los empujes y solicitaciones exteriores.

Los esfuerzos y deformaciones del muro, el terreno y de los elementos de sujeción se calcularán considerando los valores representativos de las acciones y los valores característicos de los parámetros del terreno.

En muros de urbanización, se deben incluir las acciones o reacciones que pueden darse debidas a los elementos conectados a los mismos.

Los esfuerzos que se deben tomar para el dimensionado son los que se deduzcan en las comprobaciones de estabilidad en las diferentes fases de la ejecución y las comprobaciones de estados límite de servicio, con los que se obtendrá la envolvente de los máximos momentos flectores y esfuerzos cortantes en el muro. Los esfuerzos obtenidos sobre los elementos estructurales se mayorarán considerando los coeficientes y definidos en la tabla 2.3.

Los estados límite de servicio se analizarán con los criterios definidos en el apartado 2.3.1.2.

2.3.3.3.1 Muros de gravedad

En general no es necesaria la comprobación de tensiones sobre la fábrica ya que éstas suelen ser muy pequeñas y perfectamente admisibles para su resistencia.

2.3.3.3.2 Muros de gravedad aligerados

Se comprobarán las secciones más críticas, teniendo en cuenta el peso propio y el empuje resultante hasta la sección considerada.

2.3.3.3.3 Muros en L o en ménsula

Las tres ménsulas, en alzado, pie y talón, se calcularán como empotradas en su arranque con las distribuciones de tensiones en alzados y cimentación deducidas en las comprobaciones de la estabilidad en las diferentes fases de la ejecución y en las comprobaciones de los estados límite de servicio.

2.3.3.3.4 Muros de contrafuertes

Las placas verticales entre contrafuertes pueden calcularse como placas empotradas en tres lados (véase Figura 2.17).

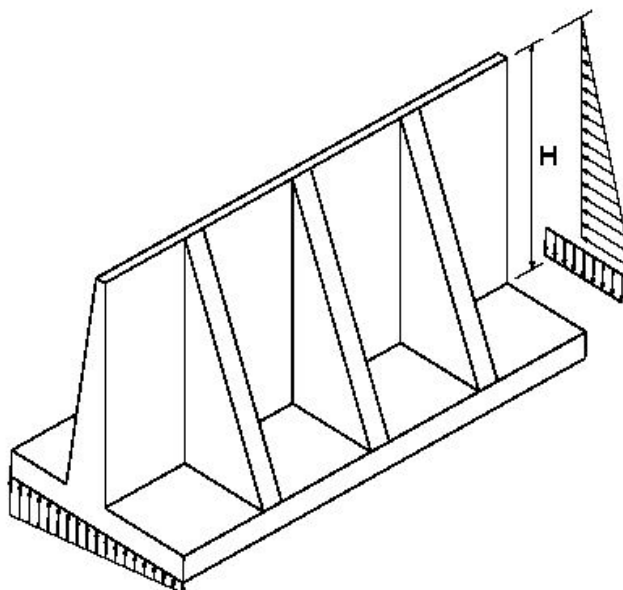


Figura 2.17. Muro de contrafuertes

Para muros altos o de forma especial debe hacerse un cálculo detallado de los esfuerzos de torsión, pandeo de los contrafuertes, fisuración, etc.

Cuando los contrafuertes estén situados en el trasdós, se dimensionarán para resistir las tracciones correspondientes a las reacciones de apoyo o empotramiento de las placas frontales.

2.3.3.3.5 Muros de sótano

Estos muros están arriostrados transversalmente por los forjados y no trabajan en voladizo. La restricción en los movimientos transversales provocada por los forjados hace que frecuentemente no puedan producirse las deformaciones necesarias para alcanzar las condiciones de empuje activo. En el apartado 2.2 se definen los empujes del terreno a considerar en este tipo de muros.

En el caso de muros de sótano, a las acciones hay que añadir las verticales de la sollicitación de los forjados intermedios y de cabeza, si existen, y la compresión aportada directa o indirectamente por los soportes o muros de carga del edificio que arranquen de ese mismo punto. Para el cálculo de la situación definitiva, podrá suponerse que los empujes horizontales se equilibran contra los pisos, tanto forjado o forjados como solera, en la medida necesaria para minimizar el fallo por deslizamiento.

La resultante F , correspondiente a la reacción de los forjados sobre el muro, es una variable más en los cálculos recogidos en el apartado 2.3.3.2 (véase Figura 2.18a). Para su determinación puede ser necesario incluir en el cálculo la deformabilidad del cimiento mediante un coeficiente de balasto. En determinados casos puede hacerse la hipótesis simplificada de considerar un reparto uniforme de presiones bajo el cimiento.

En el caso de muros de sótano con dos o más niveles de forjado, el cálculo puede efectuarse asimilando el muro a una viga continua, incluyendo la compatibilidad de deformaciones con la zapata (véase Figura 2.18b).

El muro de sótano debe analizarse en sentido longitudinal como una zapata continua.

Si el muro tiene desarrollo lineal en planta, con una configuración geométrica y de empuje uniformes, bastará una verificación en sección, por metro de desarrollo, en dos dimensiones. Si tiene traza quebrada o cerrada en planta, o posee configuración variable de altura a lo largo de su desarrollo, el análisis deberá tener en cuenta el conjunto total, aunque deberá verificarse localmente, introduciendo en el equilibrio de cada parte los términos mecánicos de su interrelación con el conjunto.

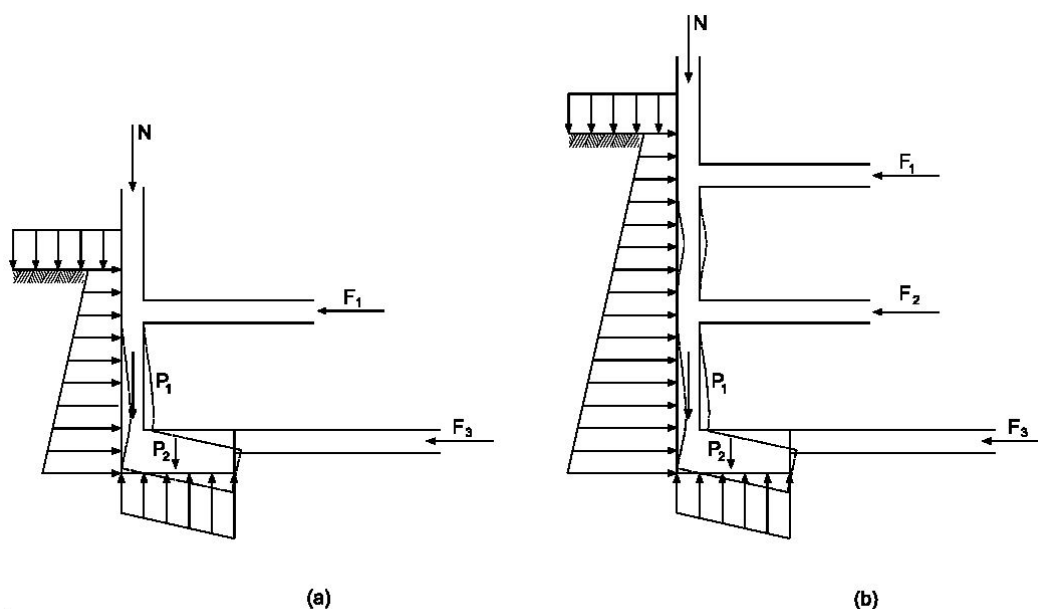


Figura 2.18. Muro de sótano

2.3.3.3.6 Muros realizados por bataches, a medida que se ejecuta la excavación

Se puede optar entre hacer trabajar al muro como una placa sobre apoyos puntuales o como placas independientes con una fuerza centrada en cada una de ellas.

El cálculo estructural de las secciones de hormigón se efectuará considerando los coeficientes de seguridad definidos en la tabla 2.3, según los criterios indicados en la Instrucción EHE.

Por la forma de ejecución, no se fija una limitación a la resistencia característica del hormigón ni al recubrimiento de las armaduras.

2.3.3.3.7 Elementos de sujeción

El dimensionado de los elementos de sujeción se efectuará con los criterios definidos en los apartados 2.3.2.3.3 y 2.3.2.4.3.