

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

Grado en Ingeniería de Obras Públicas



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



TRABAJO FINAL DE GRADO

“Estudio de la inestabilidad y propuesta de solución de los taludes de la carretera CV-615 en el PK 5+000, en el término municipal de Carrícola (Valencia).”

Anejo 2: Cálculo de empujes de tierras y diseño del muro

Autor: Soler Llopis Andreu

Valencia, Septiembre de 2017

Índice

1	Introducción.....	3
1.1	Designaciones	3
1.1.1	Datos de partida.....	5
2	Tipos de empujes.....	5
2.1	Cálculos del empuje activo	6
2.2	Teoría de Rankine	7
2.3	Cargas puntuales o concentradas en áreas reducidas	8
2.4	Caso de terrenos parcial o totalmente anegados	10
2.5	Formas de agotamiento de los muros	12
3	Calculo del muro ménsula	15
3.1	Estabilidad global	16
3.2	Comprobación a deslizamiento	17
3.3	Comprobación a vuelco	21
3.4	Comprobación a hundimiento	23

1 Introducción

Dentro del alcance de este trabajo, hay que proponer soluciones que sean igual de aceptables y sean resistentes garantizando la seguridad y estabilidad.

Por ello en este apartado, aunque se va a definir un muro de hormigón tipo ménsula, que puede sustituir en principio a la solución adoptada del muro de escollera de 10 m, los cálculos son igual de aceptables para ambos. Las variaciones de los resultados se consideran poco variables, pues el cálculo y el procedimiento serían similares.

En lo que sí que difieren totalmente es en el marco constructivo entre una solución y otra.

Así pues, se ha realizado el cálculo, diseño y comprobaciones a cumplir según la normativa vigente el muro de contención para de resistir las acciones y movilización de masas que se puedan producir en futuros episodios.

Los muros son estructuras cuya principal misión es servir de contención o sostenimiento de un terreno. Trabaja fundamentalmente a flexión, siendo la compresión vertical debida a su peso propio generalmente despreciable. Se comportan básicamente como un voladizo empotrado en el cimiento.

1.1 Designaciones

Tomando el caso más común de un muro de contención, emplearemos las designaciones que se indican en la figura 10.

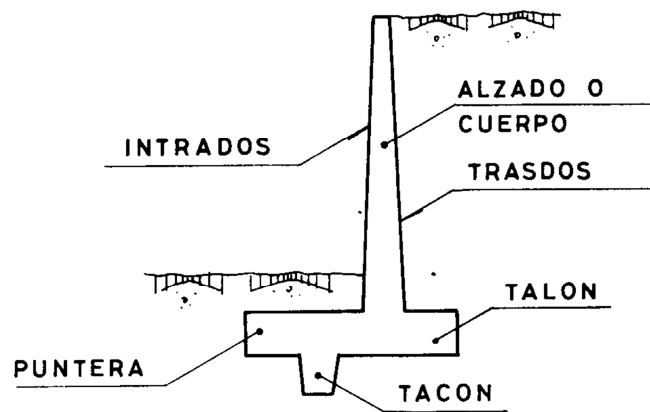


Figura 10. Designaciones empleadas en un muro

Un muro sin puntera es usual en el ámbito de contención de tierras, pero sin talón se usa cuando el terreno del trasdós es de propiedad ajena. En este caso, el muro, además de los inconvenientes técnicos que esta forma conlleva, arrastra otros de tipo constructivo y administrativo, ya que el terreno puede no estar bien drenado, la impermeabilización del trasdós no suele ser posible, problemas con las propiedades colindantes... y, por tanto puede ser difícil de construirse, garantizar la impermeabilidad del muro y el empuje del terreno puede ser de difícil de evaluar.

En cuanto al tacón, se prescindirá de él cuando no exista problema de deslizamiento.

Muros ménsula.

Son los muros de contención de uso más frecuente, y aunque su campo de aplicación depende de los costes de excavación, hormigón, acero, encofrado y relleno, se puede pensar que constituyen la solución más económica para muros de hasta 10 ó 12 m de altura.

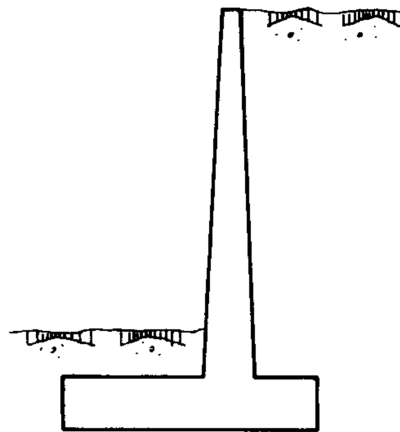


Figura 11. Muro ménsula.

1.1.1 Datos de partida

En cuanto al terreno que se ha contemplado para el diseño, está formado por Margas TAP en todo lo que debe contener el muro. Por otro lado, en el trasdós de este, también se contempla un estrato más o menos vertical de material de relleno.

	Margas TAP	Relleno granular
γ (kN/m ³)	19	24
c' (KPa)	25	5
ϕ' (grad.)	27	42

Figura 12. Parámetros resistentes del terreno. Fuente propia

2 Tipos de empujes

La presión del terreno sobre un muro está fuertemente condicionada por la deformabilidad del muro, no sólo la deformación que el muro como estructura, sino también la que produce en el terreno de cimentación.

En la interacción entre el muro y el terreno sobre el que cimenta puede ocurrir que las deformaciones sean prácticamente nulas, diciéndose que la masa de suelo se encuentra en estado de reposo o *empuje al reposo*.

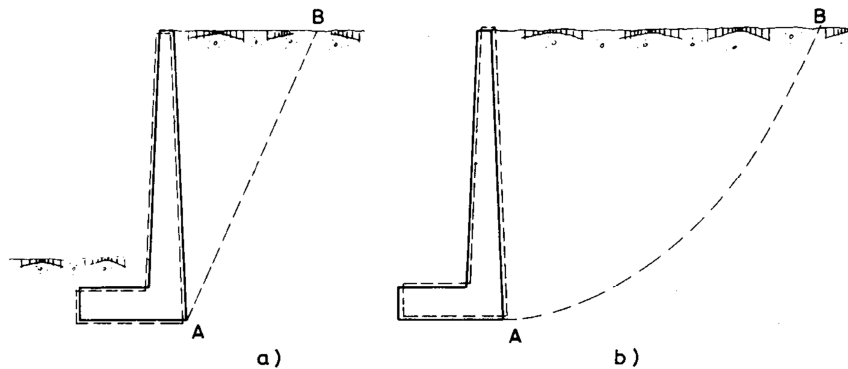


Figura 13. Empujes activo y pasivo.

Si el muro se desplaza, permitiendo la expansión lateral del suelo, se produce un fallo por corte del suelo, y masa de rotura avanza hacia el muro y desciende. El empuje se reduce desde el valor del empuje al reposo hasta el valor de *empuje activo*, que es el mínimo valor posible del empuje (figura 13 a).

Por el contrario, si se aplican fuerzas al muro de forma que éste empuje las tierras de intradós, el fallo se produce mediante una masa mucho más amplia, que asciende. Este valor recibe el nombre de *empuje pasivo* y es el mayor valor que puede alcanzar el empuje. Por tanto, el empuje al reposo es de valor intermedio entre el empuje activo y el empuje pasivo (figura 13 b).

2.1 Cálculos del empuje activo

Existen diversas teorías para la determinación del empuje activo, entre las que destacan las debidas a Coulomb y Rankine. En ambas teorías se establecen diversas hipótesis simplificativas del problema, que conducen a cierto grado de error, pero producen valores de empuje que entran dentro de los márgenes de seguridad.

Estudio y propuesta de soluciones para la inestabilidad de los taludes de la carretera CV-615, Carrícola, (Valencia)

Sin embargo, se van a calcular los empujes del terreno utilizando la teoría de Rankine, porque la de Coulomb presenta mayores inconvenientes al particularizar en este caso:

- En terrenos estratificados, habrá que considerar todas las reacciones de los empujes que haya.
- Si hay grietas de tracción no se pueden obtener por este método
- La superficie de rotura no es plana.

Aunque coinciden los empujes de Coulomb y Rankine por tener el trasdós liso y vertical del muro con el terreno horizontal.

2.2 Teoría de Rankine

Para el cálculo de empujes en terrenos granulares se basa en las hipótesis de que el terreno presenta superficie libre plana y está en el llamado *estado Rankine*, en el cual presenta dos series de superficies planas de rotura, formando ángulos de $45 \pm \frac{\varphi}{2}$ con a horizontal.

Para el caso particular de trasdós vertical, las componentes P_h y P_v de la presión a profundidad z vienen dadas por las expresiones:

$$\left. \begin{aligned} P_h &= \gamma * z * \lambda_h' \\ P_v &= \gamma * z * \lambda_v' \end{aligned} \right\}$$

Siendo

$$\left. \begin{aligned} \lambda_h' &= \cos^2 \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \\ \lambda_v' &= \sin \beta \cdot \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \end{aligned} \right\}$$

El empuje varía linealmente con la profundidad y sus valores vienen dados por:

$$\left. \begin{aligned} E_h &= \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * \lambda_h' \\ E_v &= \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * \lambda_v' \end{aligned} \right\}$$

Estando su resultante a una profundidad de $2/3 * H$ desde la coronación del muro.

Estudio y propuesta de soluciones para la inestabilidad de los taludes de la carretera CV-615, Carrícola, (Valencia)

Además, se observa que si $\alpha = 90^\circ$ (trasdós vertical) y que $\beta = \delta = 0$, se tiene:

$$\lambda_h' = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

Y $\lambda_v' = 0$.

Para $\phi = 42^\circ$ resulta una $\lambda_h' = 0,198$ y para $\phi = 27^\circ$ resulta una $\lambda_h' = 0,376$.

Luego el empuje activo del terreno sabiendo que $\lambda_h' = 0,376$ será el que ejerce sobre el trasdós es:

$$E_a' = \sigma_v' * \lambda_h' - 2 * c' * \sqrt{\lambda_h'}$$

Despejando en la ecuación anterior obtenemos un Empuje Activo de **55,10 kN/m²**, Aplicado a una distancia de $\frac{H}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ m}$.

Tal y como se aprecia en las fórmulas de cálculo de los empujes, el ángulo de rozamiento entre el terreno y el muro, δ , es uno de los parámetros que deben tenerse en cuenta en el cálculo de los empujes, pero su determinación experimental no es fácil.

El DB SE-C sugiere que se estime su valor en función del ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno, φ , siguiendo la recomendación de empuje activo y muro rugoso: $\delta = \frac{2 * \varphi}{3}$

2.3 Cargas puntuales o concentradas en áreas reducidas

Es frecuente que además la situación que se dé sobre la coronación del muro contenga una carga uniformemente repartida, en cuyo caso sería parte de esta carga el tráfico y el suelo, donde transmiten cargas al terreno y otras posibles sobrecargas actuantes.

En este caso, la distribución de presiones no sólo es variable con la altura sino también a lo largo del muro.

Estudio y propuesta de soluciones para la inestabilidad de los taludes de la carretera CV-615, Carrícola, (Valencia)

El empuje producido por la carga puede considerarse equivalente a otro $\lambda_h \cdot N$, donde N es la resultante de la carga sobre el terreno y el valor de λ_h es el obtenido por la teoría de empujes.

Dicho empuje equivalente se reparte en un ancho $b + x$, tal y como se indica en la figura 14.

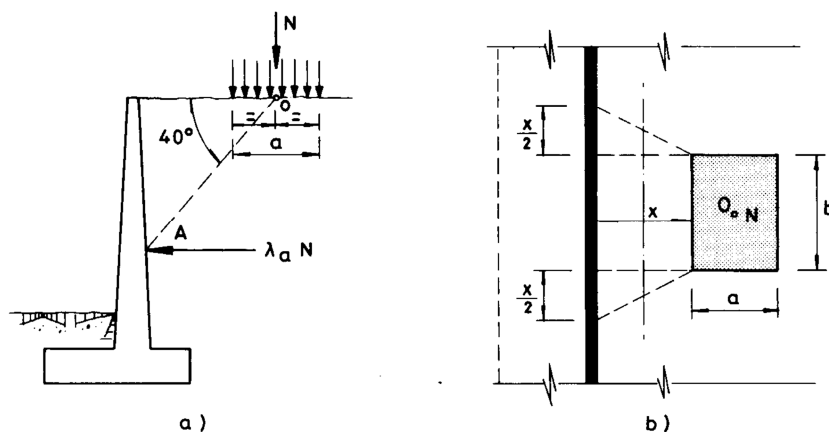


Figura14. Cargas puntuales concentradas en áreas reducidas.

Se contempla una sobrecarga por el trafico considerada como 4 Kn/m^2 y además 2.5 m de terreno sobre la coronación del muro que se traduce en $q = \gamma \cdot H = 19 \cdot 2,5 = 47,5 \text{ kN/m}^2$ de sobrecarga de terreno a considerar.

Así pues tenemos una carga uniformemente repartida de **51.5 kN/m^2** .

Para conocer el efecto de la sobrecarga en el muro, hay que conocer la cantidad de presión adicional. Esto se obtiene conociendo la longitud sobre la que actúa.

$$d = \frac{q_t}{\gamma} = \frac{51,5}{19} = 2,7 \text{ m}$$

El empuje activo por la sobrecarga es de:

$$E_s = \lambda'_h \cdot d \cdot \gamma \cdot H = 0.376 \cdot 2.7 \cdot 19 \cdot 12 = 231.47 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Aplicada la resultante en } \frac{H}{2} = \frac{12}{2} = 6 \text{ m}$$

2.4 Caso de terrenos parcial o totalmente anegados

En todo lo anterior hemos supuesto el terreno seco, por lo que se ha utilizado la densidad del terreno seco. Esta situación es poco frecuente en la práctica.

La presencia de agua en el relleno, afecta al cálculo de empujes.

Mientras el sistema de drenaje sea capaz de evacuar el agua filtrante, el nivel de agua no rebasará la cota inferior del sistema de drenaje y las fórmulas vistas hasta ahora siguen siendo válidas sin más que reemplazar en ellas la densidad seca γ por la densidad aparente γ_a . Esta densidad varía con el grado de humedad del suelo y a falta de ensayos directos puede ser estimada a partir de los datos de la tabla 3, tomada de Calavera.

Tabla 3. Densidades aproximadas de distintos suelos granulares.		
Material	Densidad aparente γ_a (kN/m ³)	Densidad sumergida γ_s (kN/m ³)
Gravas	16,0 – 20,0	9,6 – 12,8
Arenas gruesas y medias	16,8 – 20,8	9,6 – 12,8
Arenas finas y limosas	17,6 – 21,6	9,6 – 12,8
Granitos y pizarras	16,0 – 20,8	9,6 – 12,8
Basaltos	17,6 – 22,4	11,2 – 16,0
Calizas y areniscas	12,8 – 19,2	6,4 – 12,8
Ladrillo partido	11,2 – 17,6	6,4 – 9,6
Cenizas volantes	6,4 – 9,6	3,2 – 4,8

Figura 15. Pesos específicos de distintos materiales

Si el material del relleno es de baja permeabilidad, y la aportación de agua es importante, aunque se diseñe una red de drenaje capaz de desaguar el caudal correspondiente, se produce un aumento de las presiones y de los empujes respecto al caso anterior.

Estudio y propuesta de soluciones para la inestabilidad de los taludes de la carretera CV-615, Carrícola, (Valencia)

Las presiones en este caso pueden ser estimadas sustituyendo en las fórmulas la densidad seca γ por la densidad sumergida γ_s y añadiendo una presión a que una profundidad z viene estimada por:

$$P' = 0,5 * z * \gamma_{agua}$$

Donde γ_{agua} es la densidad del agua y P' actúa perpendicularmente al trasdós. Este valor corresponde a la mitad de la presión hidrostática.

Si la aportación de agua excede a la capacidad de desagüe de la red de drenaje, el nivel del agua puede alcanzar la cota de la coronación del muro en el caso límite, es decir, se anega el terreno. En este caso, la presión P' se duplica alcanzando el valor de la presión hidrostática.

$$P' = z * \gamma_{agua}$$

En cualquier caso, la presión hidrostática debe ser considerada siempre para niveles inferiores al más bajo del sistema de drenaje.

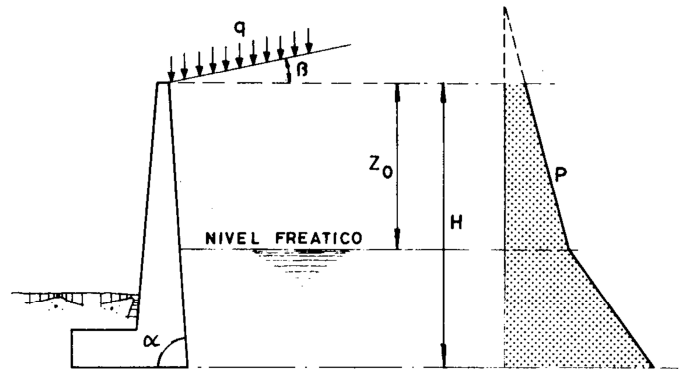


Figura 15. Relleno inundado hasta una cierta cota.

En el caso general indicado en la figura 15, con relleno formando un ángulo β con la horizontal y una sobrecarga q por unidad de longitud de talud, las presiones a una profundidad z resultan:

$$P_h = \left[\gamma_s * (z - z_0) + \gamma * z_0 + q * \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)} \right] * \lambda_h + \gamma_{agua} * (z - z_0) * \sin \alpha$$

$$P_v = \left[\gamma_s * (z - z_0) + \gamma * z_0 + q * \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)} \right] * \lambda_v + \gamma_{agua} * (z - z_0) * \cos \alpha$$

Si el terreno puede estar húmedo debe sustituirse γ por γ_a . Si $z \leq z_0$ debe hacerse en $z = z_0$.

Para estos cálculos, como no se conoce la existencia de si hay nivel freático, no se va a considerar que el terreno se encuentra saturado.

2.5 Formas de agotamiento de los muros

En general un muro puede alcanzar los siguientes estados límites:

- Giro excesivo del muro (figura 16)

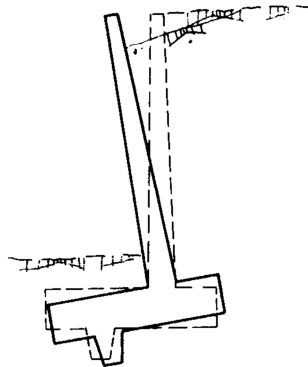


Figura 16. Giro excesivo del muro.

- Deslizamiento del muro (figura 17)

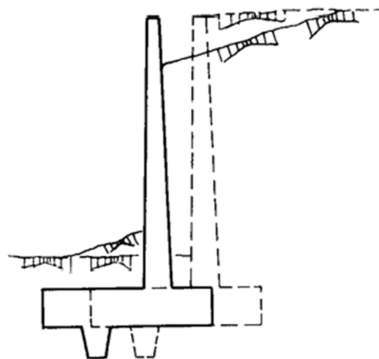


Figura 17. Deslizamiento del muro.

- Deslizamiento profundo del muro

Se debe a la formación de una superficie de deslizamiento profundo, de forma aproximadamente circular. Este tipo de fallo puede presentarse si existe una capa de suelo blando a una profundidad aproximada de vez y media la altura del muro, contada desde el plano de cimentación.

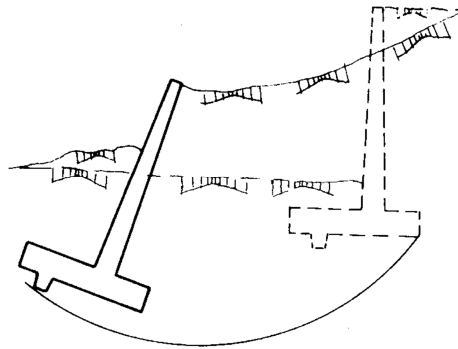


Figura 18. Deslizamiento profundo.

- Deformación excesiva del alzado

Es una situación rara, salvo en muros muy esbeltos.

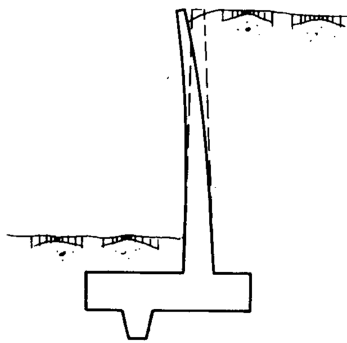


Figura 19. Deformación excesiva del alzado.

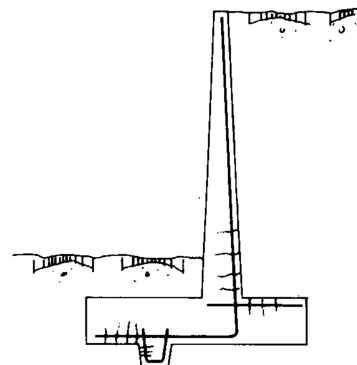


Figura 20. Fisuración excesiva.

- Fisuración excesiva (figura 20).

Puede presentarse en todas las zonas de tracción, y se trata de una fisuración grave si su ancho es excesivo al estar en contacto con terreno húmedo, pues no es observable.

Estudio y propuesta de soluciones para la inestabilidad de los taludes de la carretera CV-615, Carrícola, (Valencia)

- Rotura por flexión.

Puede producirse en el alzado, la puntera o el talón. Como las cuantías en muros suelen ser bajas, los síntomas de prerrotura sólo son observables en la cara de tracción, que en todos los casos está oculta, con lo que no existe ningún síntoma de aviso.

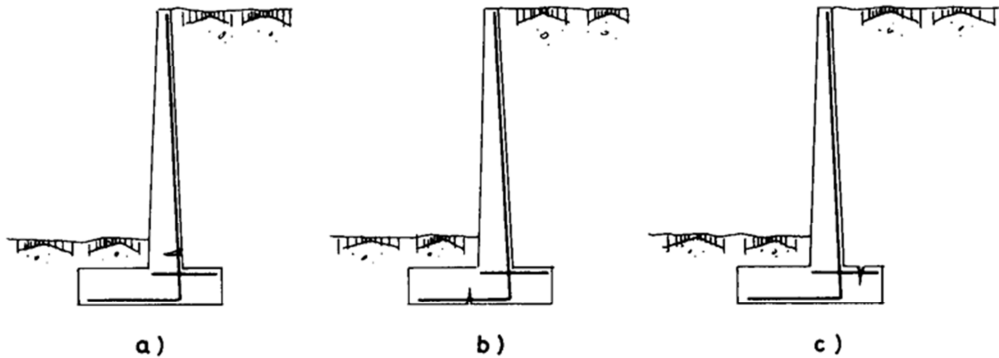


Figura 21. Rotura por flexión.

- Rotura por esfuerzo cortante (figura 22).

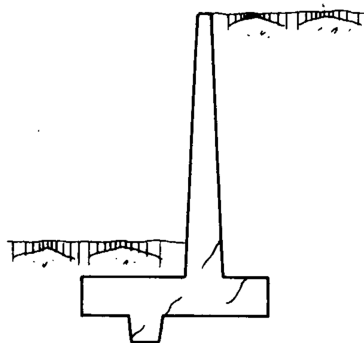


Figura 22. Rotura por esfuerzo cortante

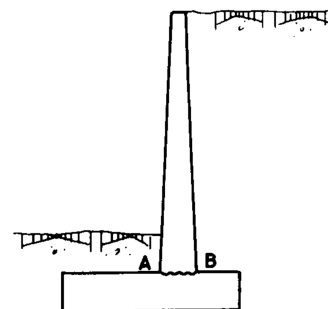


Figura 23. Rotura por rasante

- Rotura por esfuerzo rasante.

La sección peligrosa es la de arranque del alzado, que es una junta de hormigonado obligada, en la que coinciden el máximo momento flector y el máximo esfuerzo cortante.

- Rotura por fallo de solape.

La sección peligrosa es la de arranque de la armadura de tracción del alzado, donde la longitud de solape debe estudiarse detenidamente, pues por razones constructivas el solape ha de realizarse para la totalidad de la armadura en la zona de máximos esfuerzos de flexión y corte.

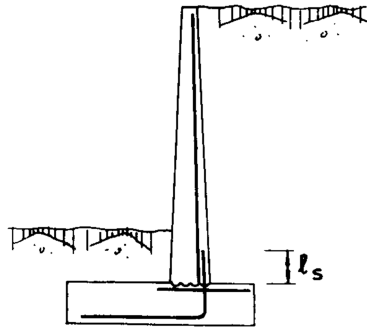


Figura 24. Rotura por fallo de solape.

3 Cálculo del muro ménsula

El proyecto de un muro presenta tres etapas bien diferenciadas. En primer lugar se ha de realizar el cálculo de los empujes, que ya ha sido tratado. En lo que sigue adoptaremos las expresiones que se obtienen con la aplicación de la teoría de Coulomb.

Una vez calculados los empujes que ha de soportar la estructura de contención, se realizará un predimensionamiento. Para ello vamos a seguir las recomendaciones del DB SE-C, y que aparecen resumidas en la figura 25.

Tomando como dimensión de referencia la altura H del muro y siendo el trasdós vertical, la base del alzado tendrá una dimensión $H/10$, mientras que la coronación se realizará con una anchura igual o superior a 25 cm. En cuanto al cimiento, se procurará que la profundidad de cimentación sea igual o superior a 1 m; el canto del cimiento será de $H/10$, mientras

que la dimensión B oscilará entre $0.4 \cdot H$ y $0.7 \cdot H$, de los que aproximadamente $B/3$ corresponderán a la puntera.

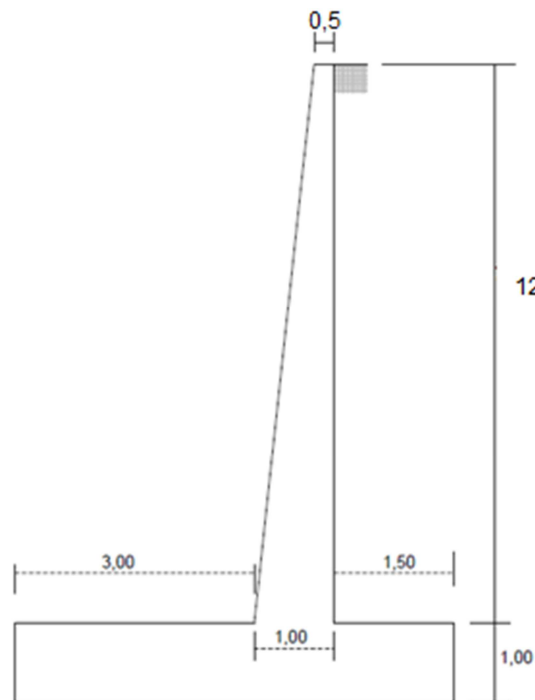


Figura 25. Predimensionamiento del muro ménsula.

Una vez predimensionado el muro, se realizarán las comprobaciones pertinentes con enfoque de estabilidad estructural del muro.

Como es habitual en el cálculo de estructuras, pueden ser necesarias varias fases de predimensionamiento y cálculo, sobre todo si se pretende optimizar las dimensiones del muro.

3.1 Estabilidad global

El conjunto del muro, incluida su cimentación, puede fallar como consecuencia de la aparición de un mecanismo de rotura más profundo que la cimentación del muro, o que aun no siendo tan profundo pudiera afectarle.

Para realizar esta comprobación es preciso utilizar alguna de las teorías de cálculo de estabilidad del terreno, de manera que debe definirse el círculo de deslizamiento pésimo, comprobándose que los coeficientes de seguridad se encuentran en los límites admisibles. El círculo de deslizamiento pésimo debe poseer una magnitud suficiente como para que incluya dentro de la masa deslizante al muro completo y sus elementos de sujeción.

3.2 Comprobación a deslizamiento

De acuerdo con las notaciones de la figura 26, la fuerza que puede producir el deslizamiento es la componente horizontal del empuje activo E_h .

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento son el rozamiento entre la base del muro y el terreno de cimentación, el eventual empuje pasivo E_p frente a la puntera del muro y la componente vertical del empuje activo E_v .

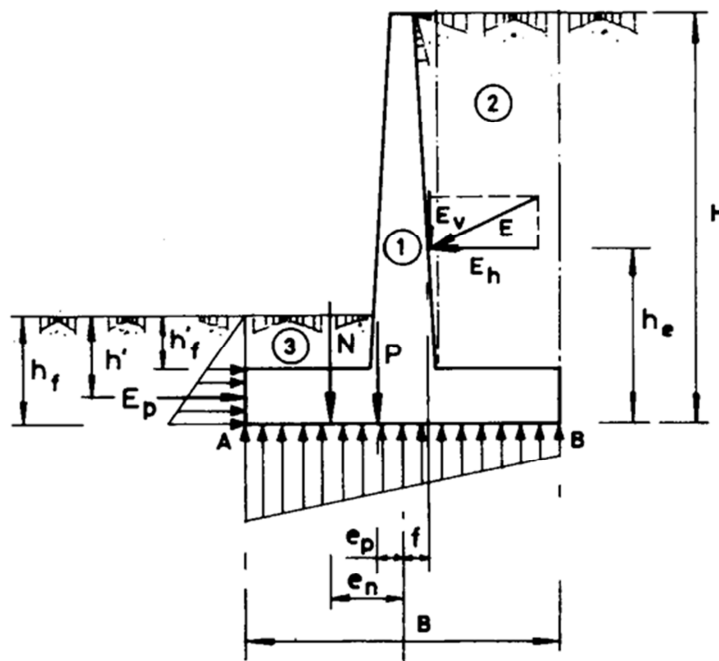


Figura 26. Comprobación de la estabilidad estructural.

Estudio y propuesta de soluciones para la inestabilidad de los taludes de la carretera CV-615, Carrícola, (Valencia)

La comprobación a deslizamiento se hará con:

$$C_{sd} = \frac{F_{est}}{F_{des}} > \gamma_R$$

C_{sd} = Coeficiente de seguridad al deslizamiento.

F_{est} = Fuerza estabilizante.

F_{des} = Fuerza desestabilizante.

γ_R = Coeficiente de seguridad para el material (tabla 2.1. del DB SE-C).

Vale 1,5 para situación de dimensionado persistente o transitoria y 1,1 para situación de dimensionado extraordinaria.

La fuerza estabilizante F_{est} está formada por la fuerza de rozamiento que aparece en el contacto terreno-cimiento cuando se produce el deslizamiento, y el empuje pasivo que se desarrolla en la puntera del muro.

En terrenos cohesivos:

$$F_{est} = P * \mu + c * B + E_p$$

μ = Coeficiente de rozamiento entre suelo y hormigón. En general será el resultado del correspondiente estudio geotécnico.

A falta de datos más precisos, puede adoptarse $\mu = \tan \frac{2}{3} * \phi$, siendo ϕ el ángulo de rozamiento interno del terreno base. Cuando la estructura es un muro de contención de terreno, $\phi = \varphi$. En la tabla 5, tomada de Calavera, se indican valores del coeficiente de rozamiento para algunos tipos de suelo.

c = Cohesión reducida del suelo: $c = 0,5 \cdot c_k < 0,05$

c_k = Cohesión efectiva del terreno.

B = Anchura del cimiento.

E_p = Empuje pasivo frente a la puntera del muro.

Estudio y propuesta de soluciones para la inestabilidad de los taludes de la carretera CV-615, Carrícola, (Valencia)

Tabla 5. Coeficientes de rozamiento μ	
Tipo de suelo	Coeficiente μ
Arenas sin limos	0,55
Arenas limosas	0,45
Limos	0,35
Roca sana con superficie rugosa	0,60

P = Resultante de los pesos de los distintos elementos del muro y de las zonas de terreno situadas verticalmente sobre la puntera y el talón. (Zonas 1, 2, y 3 de la figura 26).

En la siguiente figura, se ha representado las resultantes y las distancias desde la base del muro así como los pesos de cada elemento a considerar (W_1 , W_2 , W_3 y W_4) de valores:

$$W_1 = 11 * 1.5 * 19 = 313,5 \text{ kN/m}$$

$$W_2 = 0,5 * 11 * 25 = 137,5 \text{ kN/m}^2$$

$$W_3 = 0.5 * \frac{0,5 * 11}{2} * 25 = 34,4 \text{ kN/m}^2$$

$$W_4 = 1 * 1.5 * 25 = 137,5 \text{ kN/m}^2$$

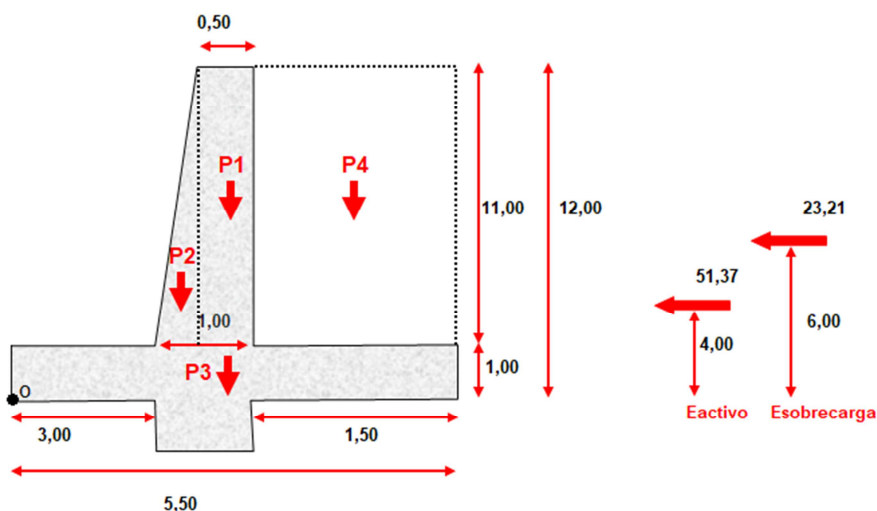


Figura 27. Equilibrio del muro

Estudio y propuesta de soluciones para la inestabilidad de los taludes de la carretera CV-615, Carrícola, (Valencia)

Si no se conoce que se va a realizar una compactación adecuada del suelo de las tierras por encima de la puntera, al ser un elemento favorable al cálculo, se puede despreciar el sumando.

Después de conocer cada carga que se aplica en el muro, se pone este en equilibrio de fuerzas:

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow N' = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 = 589.9 \text{ kN/m}$$

$$\sum F_h = 0 \Rightarrow T + E'_p = E'_a + E_s$$

Dónde:

E'_p es el empuje pasivo efectivo en el intradós del muro, que se desprecia para estar del lado de la seguridad.

N' , la reacción efectiva normal bajo el cimiento del muro

T es la reacción horizontal debida al rozamiento, que tiene como expresión:

$$T_{max} = N' * \tan \delta + C_a * B'$$

Siendo δ el ángulo de rozamiento entre el terreno y el cimiento, estimado como $\frac{2}{3} * \phi = 18^\circ$.

c_a la adherencia entre el terreno-cimiento. $c_a = 0,5 * c'$. En este caso $c_a = 12,5 \text{ kN/m}^2$, (Si $c' = 0$ entonces $c_a = 0$).

B' ancho eficaz de la cimentación = $B - 2 * e$ (e es la excentricidad).

Por un lado la T del equilibrio de fuerzas: $T = E'_a + E_s = 286,57 \text{ kn/m}$, mientras que $T_{max} = N' * \tan \delta = 191,7 \text{ kn/m}$

$$C_{sd} = \frac{T_{max}}{T} = \frac{191,7}{286,57} = 1.5 = \gamma_R$$

Se puede decir que hay seguridad frente al deslizamiento.

Como se ha indicado anteriormente, la profundidad de cimentación no suele disponerse inferior a 1 m. Se debe asegurar que el terreno exista frente al muro en distancia suficiente, que suele ser de $2 * h_f$, y que esta distancia quede asegurada durante la vida del muro.

Estudio y propuesta de soluciones para la inestabilidad de los taludes de la carretera CV-615, Carrícola, (Valencia)

Si al realizar la comprobación a deslizamiento se obtiene que no es admisible, puede recurrirse al empleo de un tacón (figura 28), aconsejándose su colocación a una distancia $2 \cdot h_c$ desde el extremo de la puntera, siendo h_c la profundidad del tacón. En este caso sí se tendrá en cuenta el empuje pasivo generado por este elemento.

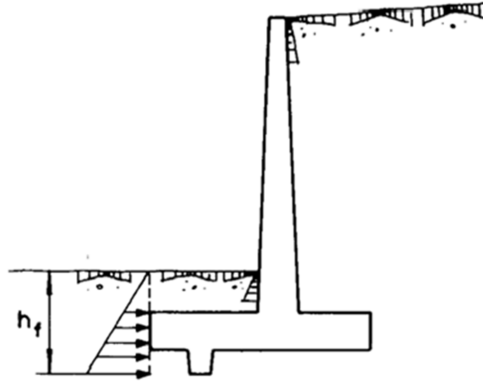


Figura 28. Muro ménsula con tacón.

Así, $F_{est} = P \cdot \mu + E_p$

P = Resultante de los pesos de los distintos elementos del muro, incluyendo el tacón y de las zonas de terreno situadas verticalmente sobre la puntera y el talón. (Zonas 1, 2, y 3 de la figura 27).

E_p = Empuje pasivo provocado por el tacón, de valor:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \left[(h_f + h_c)^2 - h_f^2 \right] \cdot \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

h_c = Profundidad del tacón.

3.3 Comprobación a vuelco

Convencionalmente se supone que el giro del muro se produce alrededor del punto A, correspondiente a la arista exterior del cimiento. Teniendo en cuenta las notaciones de la figura 26, se puede determinar el momento de vuelco y el momento estabilizador.

Estudio y propuesta de soluciones para la inestabilidad de los taludes de la carretera CV-615, Carrícola, (Valencia)

La comprobación de vuelco debe satisfacer la siguiente condición general:

$$C_{sv} = \frac{\gamma_{E,est} * M_{est}}{\gamma_{E,des} * M_{des}} > 1$$

C_{sv} = Coeficiente de seguridad al vuelco. M_{est} = Momento estabilizante.

M_{des} = Momento desestabilizante.

$\gamma_{E,est}$ = Coeficiente de seguridad para acciones estabilizantes (tabla 2.1 DB SE-C). $\gamma_{E,est} = 0,9$.

$\gamma_{E,des}$ = Coeficiente de seguridad para acciones desestabilizantes (tabla 2.1 DB SE-C).

$\gamma_{E,des} = 1,8$ para situación de dimensionado persistente o transitoria.

$\gamma_{E,des} = 1,2$ para situación de dimensionado extraordinaria.

El momento estabilizante es el producido por todas las cargas verticales P_i , considerando para cada una la distancia desde su punto de aplicación al punto de vuelco de la zapata e_i (punto A de la figura 26).

$$M_{est} = \gamma_{E,est} * \left(\sum P_i * e_i \right)$$

El momento desestabilizante está producido siempre por la resultante de la fuerza de empuje activo, pudiéndose descomponer en la suma de los efectos producidos por sus componentes: un efecto estabilizante de su componente vertical E_v y un efecto desestabilizante provocado por la componente horizontal E_h .

$$M_{des} = \gamma_{E,des} * (E_h * e_h - E_v * e_v)$$

Donde e_h y e_v son las distancias respectivas desde el punto de aplicación de E_h y E_v a la sección de referencia.

Con la hipótesis de tomar momentos respecto al punto O, de la figura 28 y simplificando la expresión para tantear el resultado, se suprimen los coeficientes de seguridad pero a cambio se aumenta el valor exigible a alcanzar.

$$F_v = \frac{\sum M_{est}}{\sum M_{volcadores}} > 1,5$$

$$F_v = \frac{W_1 * 4,75 + W_2 * 3,75 + W_3 * 3,34 + W_4 * 3,5}{E'_a * 4 + E_s * 6} = 1,54 > 1,5$$

Por tanto, cumple la condición de seguridad al vuelco.

3.4 Comprobación a hundimiento

El terreno debe ser capaz de dar una reacción vertical (N') tal, que el muro se mantenga en equilibrio

Manteniendo la notación de la figura 26, la resultante de fuerzas verticales N vale:

$$N = P + E_v$$

$$M_V = E_h * h_e$$

$$M_E = P * \left(\frac{B}{2} - e_p\right) + E_v * \left(\frac{B}{2} + f\right)$$

En muros de contención, la resultante N de las fuerzas que actúan tiene una cierta excentricidad e. Las tensiones del cimiento sobre el terreno vienen dadas por:

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{N}{B} \pm \frac{N * e}{\frac{1}{6} * B^2} = \frac{N}{B} * \left(1 \pm \frac{6 * N * e}{B}\right)$$

Dónde:

S = Superficie de la base del muro por unidad de longitud.

W = Módulo resistente de la sección.

B = Dimensión transversal de la base del muro.

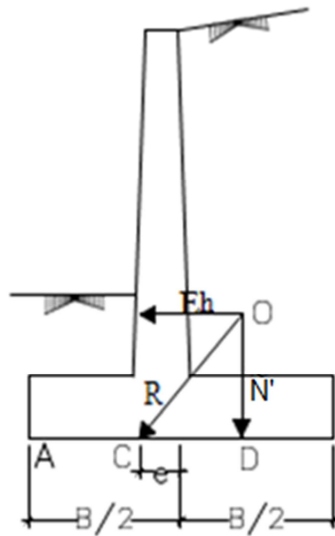


Figura 29. Comprobación a hundimiento.

Si se desprecia la contribución del empuje pasivo, lo que nos lleva del lado de la seguridad, y considerando la resultante de esfuerzos aplicados sobre el muro R con una excentricidad e respecto al centro del cimiento, tal y como refleja la figura 29, se tiene:

$$e = \frac{B}{2} - \overline{AC}$$

$$\overline{AC} = \overline{AD} - \overline{CD}$$

$$N' * \overline{AD} = M_E; \overline{CD} = \frac{M_E}{N'}$$

$$\frac{E_h}{N} = \frac{\overline{CD}}{\overline{OD}}; \overline{CD} = \frac{E_h * \overline{OD}}{N'} = \frac{M_v}{N'}$$

Por tanto, el valor de la excentricidad viene dado por:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_E - M_v}{N'}$$

A la expresión e/B se denomina excentricidad relativa.

La validez de la expresión, queda condicionada por $\frac{N}{B} - \frac{6 * N' * e}{B^2} \geq 0$, o lo que es lo mismo $\frac{e}{B} \leq \frac{1}{6}$.

Es decir, que para que toda la base esté comprimida la resultante de empujes y pesos debe pasar por el tercio central de la base. En este caso aparece un reparto trapecial de tensiones bajo el cimiento, cuyos valores máximos y mínimo son:

Estudio y propuesta de soluciones para la inestabilidad de los taludes de la carretera CV-615, Carrícola, (Valencia)

$$\sigma_A = \frac{N'}{B} * \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) = \sigma_{max}$$

$$\sigma_A = \frac{N'}{B} * \left(1 - \frac{6 * e}{B}\right) = \sigma_{min}$$

Si dicha resultante pasa fuera del tercio central, o lo que es lo mismo, si la excentricidad relativa es mayor que 1/6, la fórmula de Navier, y por tanto las expresiones anteriores, no son aplicables. En este caso la distribución de tensiones es triangular.

En todos los casos la comprobación a realizar es:

$$\sigma_{max} \leq 1,25 * \sigma_{adm}$$

Siendo la σ_{adm} la tensión de carga admisible en el terreno de cimentación. En la norma de cimentaciones, para un terreno arcilloso duro, adopta un valor de 1.5 Kg/cm² o lo que es 150 kN/m².

Además, en el caso de distribución trapecial se ha de realizar la siguiente comprobación:

$$\frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \leq \sigma_{adm}$$

Partiendo de la hipótesis de debe cumplirse la expresión anterior de $\sigma_{max} \leq 1,25 * \sigma_{adm}$, igualando la condición podemos despejar habría que ir iterando, hasta encontrar el valor de e para que la resultante pase por el núcleo central.

$$\sigma_A = \sigma_{max} = \frac{589,9}{5,5} * \left(1 + \frac{6 * e}{5,5}\right) \leq 1,25 * \sigma_{adm} = 187,5 \text{ kn/m}^2$$

La excentricidad tiene un valor de **e=0,6 m**, para cumplir la seguridad al hundimiento.