

CRITERIOS PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE SUELO REFORZADO

(CRITERIA FOR A PROJECT OF REINFORCED SOIL STRUCTURES)

Faustino Valero Ruiz

Director Científico del Polo Ibero-Americano del Grupo Freyssinet-Tierra Armada-Menard

Fecha de recepción: 16-V-02

ESPAÑA

470-6

RESUMEN

Las técnicas de suelo reforzado son hoy una herramienta habitual en el mundo de la construcción, tanto en el sector de obras públicas como en urbanizaciones y polígonos industriales.

Se sugieren en este trabajo una serie de normas y parámetros que pueden servir de guía y orientación para la ejecución de proyectos de estas estructuras. Con ello se pretende ordenar y ayudar a establecer criterios que regulen su uso en unas condiciones seguras y uniformes.

SUMMARY

The reinforced soil technics are nowadays a current tool in the building industry, either in the public works field or in urban development or in industrial areas.

A collection of rules and parameters are suggested in this work which are useful as a guide and orientation in the execution of projects of these structures. With all of it we intend to organize and help to establish criteria to regulate its use in safe and uniform conditions.

INTRODUCCIÓN

La aparición de las técnicas comúnmente conocidas como Suelo Reforzado se remonta a la segunda mitad de los años 60, y en nuestro país concretamente se realizan las primeras obras en 1972. Desde entonces se han construido en el mundo del orden de 30 millones de m² en más de 40.000 estructuras en servicio, lo que da una idea de la frecuencia de su uso.

No obstante lo anterior, se observa con alguna frecuencia la ausencia de normas y referencias que regulen el proyecto y utilización de este tipo de estructuras. Prueba de ello es la omisión que se puede observar en el actual borrador de la próxima edición del Código Técnico de la Edificación, a pesar de que el mismo incluye extensas referencias a técnicas de muros de contención de diversos tipos y a que contiene un muy amplio y completo abanico de toda clase de soluciones.

La razón fundamental que avala el interés de contar con las técnicas de suelo reforzado en el citado documento, es la enorme extensión actual de estas soluciones, que comprenden tanto muros simples de contención de tierras, como estribos de puente y todo tipo de estructuras similares con casi cualquier tipo de sobrecargas. Ciertamente el porcentaje de obras realizadas es mayor en el campo de las obras públicas, pero la edificación tanto habitacional como industrial representa un dominio en el que, con frecuencia, se recurre a este sistema (ver Foto 1).

Podemos, a continuación, intentar acotar el abanico representativo de estructuras construidas o susceptibles de serlo.

A. Muros de contención

La máxima altura alcanzada está en torno a los 40 m. Se trata, por supuesto, de casos excepcionales, pero son en



Foto 1



Foto 2

cambio relativamente frecuentes los muros de altura comprendida entre 15 y 25 m. Los más cotidianos oscilan entre 4 y 15 m.

Suele tratarse de muros de terraplén, siendo menos frecuentes los de desmote puro, debido a las excavaciones que se precisan para colocar las armaduras.

En cuanto a su ubicación se pueden citar los muros de media ladera, muros urbanos, susceptibles de inundación periódica en borde de ríos, industriales, etc. (ver Foto 2).

Lógicamente pueden dimensionarse para cualquier tipo de sobrecarga, puntual o repartida, siendo precisa en caso de cargas puntuales importantes la ejecución de una estructura de reparto.

B. Estribos de puente

Existen estructuras de este tipo de hasta 27 metros de altura, siendo, la gama más usual, la comprendida entre 5 y 12 m.

En cuanto a las luces de tablero apoyadas en los estribos, las más normales oscilan de 12 a 45 metros, habiéndose llegado a los 70 m de luz.

Habitualmente se trata de estructuras isostáticas, ya que los tableros hiperestáticos deben dimensionarse para el asiento previsible del terraplén, o bien separar la función de contención de tierras de la de soporte de las reacciones del tablero, por medio de pilas exteriores o interiores al macizo reforzado.

DESARROLLO

Tras la introducción se relaciona el conjunto de aspectos que podría abarcar un texto que ayudase a fijar criterios para el proyecto de este tipo de técnicas. Constaría de dos partes:

En la primera parte se incluye una breve introducción de la técnica y explicación de sus componentes fundamentales; macizo de suelo reforzado y paramento visto.

En la segunda parte, relativa al proyecto, se proponen diferentes criterios básicos de diseño de acuerdo a los siguientes puntos.

2.1 Predimensionamiento y consideraciones constructivas

En este apartado se reflejan las características geométricas, tales como longitud de armaduras y empotramientos en el suelo.

2.2 Acciones que deben considerarse en el cálculo

Se relacionan a aquí las diferentes características y valores típicos de las acciones que deben considerarse, que son fundamentalmente las procedentes del peso y de los empujes de las tierras y las sobrecargas usuales de tráfico, tableros de puente, etc.

Se incluyen también criterios de selección de suelos desde el punto de vista mecánico.

2.3 Cálculo de esfuerzos

Probablemente este capítulo y el siguiente son los más específicos del sistema, ya que en ellos se proponen características tales como las líneas de tracción máxima que deben considerarse, el tipo y variación de los coeficientes de empuje de tierras, y los coeficientes de fricción normales representativos de la interacción suelo-armadura típica de esta técnica.

2.4 Comprobaciones tensionales

Se describen los dos criterios básicos de dimensionamiento, cálculo de sección de acero necesaria a tracción, y superficie mínima de rozamiento suelo-armadura para garantizar la estabilidad de la estructura.

2.5 Durabilidad

Aquí se relacionan las características que deben cumplir los suelos desde el punto de vista de su agresividad frente a la corrosión de las armaduras metálicas. Estos criterios complementan los reseñados en el apartado citado en el punto 2.2

También se señalan espesores de sacrificio que deben considerarse, en función de los criterios de durabilidad.

2.6 Coeficientes de seguridad

Se relacionan los coeficientes de ponderación de acciones, así como los de seguridad tanto frente a la estabilidad de la obra como respecto a los materiales

2.7 Estados límites de servicio y estados límite últimos

Se describen aquí por último las diferentes combinaciones de acciones que deben considerarse en el cálculo.

El desarrollo de estos dos puntos se expone a continuación:

1. MUROS DE SUELO REFORZADO

Son estructuras de contención basadas en la colocación de elementos resistentes situados en el interior de un terraplén, que proporcionan a éste la estabilidad necesaria. Constan de dos elementos fundamentales:

a) Macizo de suelo reforzado

b) Paramento

a) Macizo de suelo reforzado

Es la zona que verdaderamente caracteriza a este tipo de estructuras, su parte esencial.

Se compone del elemento masivo, el suelo, y los refuerzos o armaduras, que confieren al conjunto una cohesión artificial, lograda por rozamiento o interacción suelo-refuerzo (ver Foto 3).

Los refuerzos más habituales usados en combinación con paramentos prefabricados, son los conocidos como inextensibles. Se trata de elementos muy poco deformables, bien metálicos, o de cualquier otro material cuya deformación en servicio es compatible con la requerida para el paramento de la estructura.

b) Paramento

Es la parte exterior, la más visible de la estructura. Su papel es más local y consiste en evitar la degradación del macizo armado, y fijar la geometría en planta y alzado.

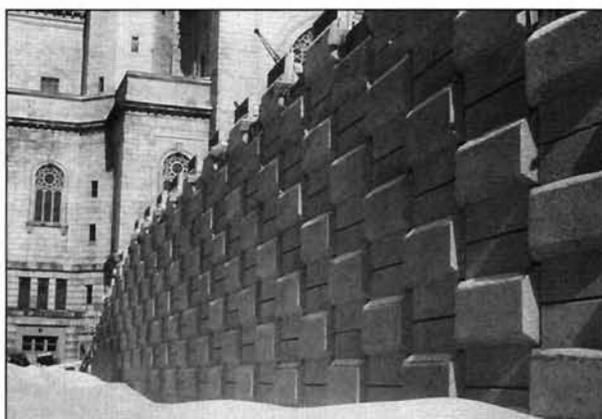


Foto 4

La solución más usual es la de placas prefabricadas de hormigón. Su espesor y dimensiones pueden ser muy variados, así como su aspecto geométrico (ver Foto 4).

También la tipología usada presenta diferentes variantes, las más usuales son:

· Paneles superpuestos

Generalmente son de dimensiones similares en altura y anchura, usualmente entre uno y dos metros, y suelen estar separados por juntas elásticas horizontales, que les proporcionan posibilidad de asiento.

· Paneles de altura total

Cubren toda la altura de la estructura en una única pieza, siendo, por tanto, paneles de altura sensiblemente superior a su anchura.

· Elementos alternados

Se colocan habitualmente de forma que cada elemento apoya en dos inferiores, que dejan un hueco ligeramente inferior al tamaño del elemento.

Estos huecos se usan con frecuencia para vegetalizar el talud de tierra que queda a la intemperie.

También existen otros paramentos compuestos de mallas metálicas o geotextiles en lugar de placas prefabricadas de hormigón.

2) DISPOSICIONES GENERALES RELATIVAS AL PROYECTO DE MUROS DE SUELO REFORZADO

Los cuadros, tablas, figuras y datos que aparecen a continuación en los diferentes apartados se han obtenido de diferentes normativas oficiales o documentación técnica publicada. Al final del trabajo se relaciona una lista de bibliografía que ha sido consultada.

De forma particular se han tomado referencias de las publicaciones siguientes:

. [M° Fomento]

Manual para el proyecto y ejecución de estructuras de suelo reforzado (Ministerio de Fomento-Dirección General de Carreteras, 1998)

. [NFP 94-220]

Norma francesa NFP 94-220-0. Reinforcement des Sols-junio 1998

. [BS 8006]

British Standard BS 8006-1995

. [ACHE]

Borrador de la publicación de ACHE de próxima aparición "Recomendaciones para el uso de elementos prefabricados de hormigón" en su Capítulo 6 "Muros de contención"

2.1 Predimensionamiento. Consideraciones Constructivas.

a) Longitud de las armaduras. [ACHE]

Para muros se toma habitualmente una longitud aproximada de:

$L = 0,7 H_m$; siendo H_m = altura mecánica (Figura 1).

En todo caso, la longitud de las armaduras debe satisfacer los coeficientes de seguridad señalados para el deslizamiento sobre la base y el vuelco, respetándose como longitud mínima $L_{MIN} > 0,5 H_m$.

Para los estribos de puente se toma el mayor valor de los siguientes:

$$L_{MIN} = 7 \text{ m.}, \quad L_{MIN} = [0,6 (H_1 + H_2) + 2\text{m}]$$

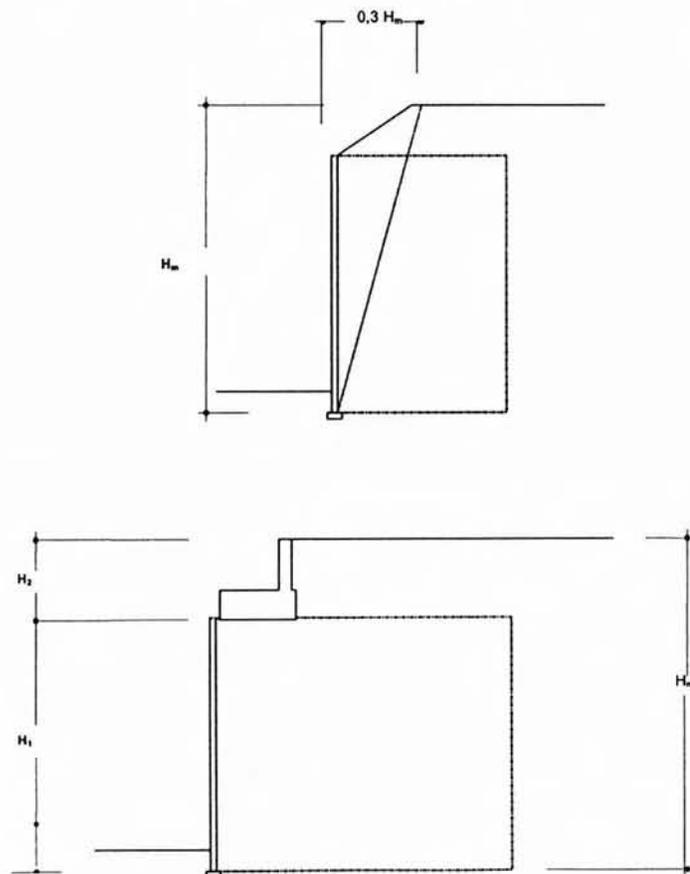


Figura 1

donde $H_m = H_1 + \max. (H_2; q_m/\gamma_1)$

siendo q_m = presión media en la zona de ancho $0,5 H_1$ a partir del paramento.

b) Espaciamiento entre filas de armaduras.

El espacio mínimo entre filas de armaduras depende de la esbeltez de la obra y tiene por objeto evitar líneas de rotura potenciales entre ellas.

Llamando L a la longitud de las armaduras, H_m a la altura mecánica y $D H$ al espaciamiento mínimo, debe respetarse la Tabla 1.

c) Entrega o empotramiento

En todos los casos se adopta un valor mínimo de 0,40 m, salvo en casos de cimentación sobre elementos especialmente resistentes (hormigón, roca sana, etc.).

La profundidad del empotramiento en el terreno depende de la inclinación transversal de éste, y se cuenta siempre a partir de una berma mínima de 1m delante del paramento.

Los valores que deben adoptarse pueden consultarse en la Tabla 2 [Mº Fomento].

d) Cargadero mínimo

Debe respetarse un mínimo de 1 m. entre el eje de apoyo del tablero y el paramento exterior.

e) Paramento.

Para el cálculo del paramento debe considerarse el empuje de tierras en cada nivel.

2.2 Acciones que deben considerarse en el cálculo

a) Terreno (Figura 2).

Siendo las características de los terrenos las siguientes [ACHE]:

. Ángulos de rozamiento interno.

φ_1 = Macizo ; φ_2 = Trasdós ; φ_3 = Cimentación

. Pesos específicos.

γ_1 = Macizo ; γ_2 = Trasdós

Se adoptan, de manera general y, salvo que existan datos en contra, los valores siguientes:

. Ángulos de rozamiento interno

$\varphi_1 = 36^\circ$; $\varphi_2 = 30^\circ$

. Pesos específicos

$\gamma_{1\max} = 20 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{1\min} = 18 \text{ KN/m}^3$

$\gamma_{2\max} = 20 \text{ kN/m}^3$;

. Cohesión $c=0$

TABLA 1

L/ Hm	≤ 0,5	0,55	0,65
Δ H/ Hm	≤ 1/8	1/6	1/ 4,5

TABLA 2

Pendiente del terreno delante del paramento	Entrega / presión en cimentación
$\beta = 0$	$1,5 \times 10^{-3}$
$\beta = 18^\circ$ (cotg $\beta=3/1$)	3×10^{-3}
$\beta = 27^\circ$ (cotg $\beta=2/1$)	$4,5 \times 10^{-3}$
$\beta = 34^\circ$ (cotg $\beta = 3/2$)	$6,5 \times 10^{-3}$

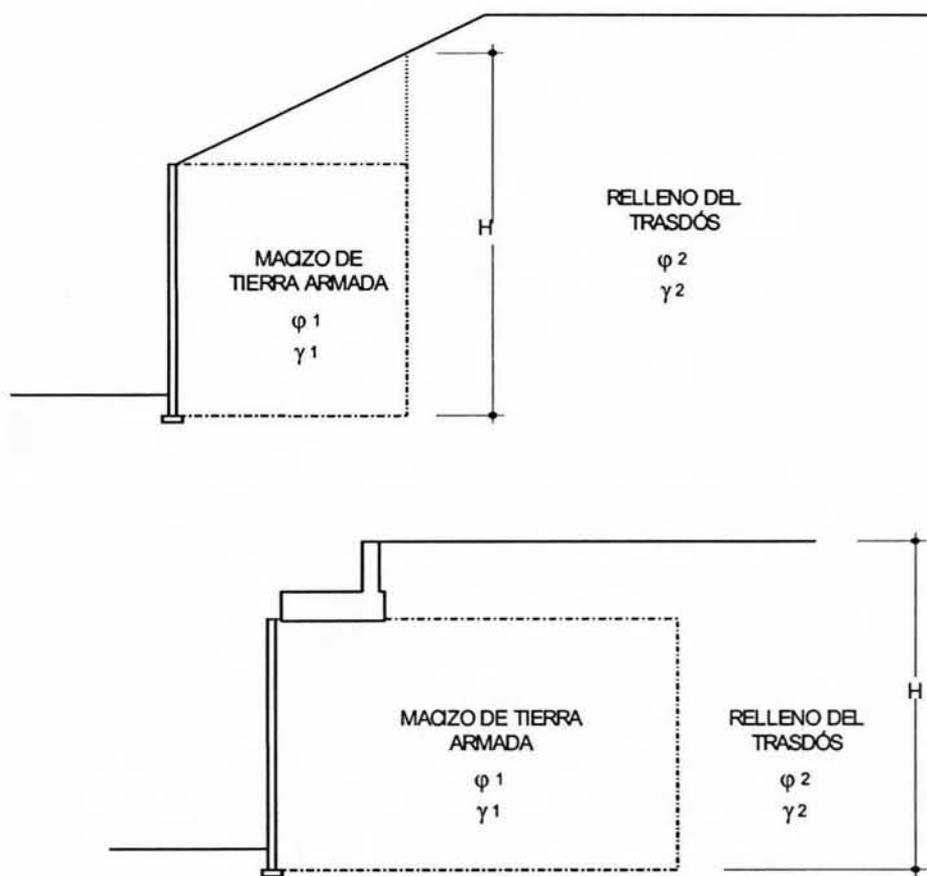


Figura 2

. Inclinación de empuje trasdós-macizo

$$\delta = 0,8 \left(1 - 0,7 \frac{L'}{H} \right) \varphi_1$$

Siendo

$$L' = \frac{\text{Peso sobre base macizo}}{\gamma_1 H}$$

H = Máxima altura sobre la base del macizo.

. Rozamiento en la base

$$\mu = \text{tg} (\min \varphi_1, \varphi_3)$$

Los empujes se calculan considerando el empuje activo según la teoría de Rankine o de Coulomb.

El empuje se aplica sobre el plano vertical formado por el final de las armaduras, con una inclinación δ respecto de la horizontal.

Salvo indicación en contra, el muro puede considerarse drenado. Deben disponerse, por tanto, las medidas necesarias para el drenaje en el trasdós, en la superficie de

plataforma superior y en el contacto con la ladera, en su caso.

Para muros inundables deben disponerse dispositivos de drenaje en la base, y un relleno del macizo de forma que no pueda producirse un desnivel superior a 1 m entre el interior y el exterior del macizo. En estos casos se calculará el muro teniendo en cuenta este desnivel hidrostático, tanto en cuanto a densidades como en cuanto a empujes.

Para garantizar el ángulo de rozamiento interno φ_2 antes definido, así como el rozamiento tierra-armadura que se considera en un apartado posterior, el material de relleno en el macizo armado debe tener las siguientes características:

- Si tiene menos de 15 % de tamaño inferior a 80 micras en ensayo granulométrico es válido.

- Si tiene más del 15 % inferior a 80 micras debe efectuarse una sedimentometría. Si menos del 10 % resulta inferior a 15 micras el material es válido, si tiene más de 20 % inferior a 15 micras el material no es válido.

- Si el porcentaje a 15 micras estuviera comprendido entre el 10% y el 20% debe efectuarse un ensayo de corte direc-

to con la muestra saturada y no drenada. Si el ángulo de rozamiento obtenido es superior a 25° la muestra sería válida, en caso contrario no lo sería.

Para casos distintos a los descritos sería precisa una justificación adicional.

b) Sobrecargas de uso [ACHE].

Salvo casos específicos, cuando la sobrecarga habitual sea la de tráfico de carretera, o cuando no se prevea sobrecarga alguna, se considerará una de 10 KN/m^2 aplicada en toda la plataforma superior, uniformemente repartida.

c) Reacciones del tablero [ACHE].

En el cálculo de los estribos deben considerarse las reacciones verticales y horizontales provenientes del cálculo del tablero.

Las reacciones horizontales serán las provenientes de:

	HIPÓTESIS DE USO
- Retracción, fluencia y temperatura	C_p y S_c
- Pendiente longitudinal $\geq 5\%$	C_p y S_c
- Frenado	S_c

El reparto de las reacciones se hará mediante la disposición de una viga-cargadero, apoyada sobre el macizo armado.

El cargadero se calcula como estribo flotante sobre medio elástico en las diferentes hipótesis de posición de un vehículo de 60 t y demás sobrecargas habituales.

Si se calcula como estructura rígida se considera la carga rectangular reducida (hipótesis de Meyerhof) en la hipótesis de posición más desfavorable.

Para las cargas horizontales puede considerarse la fuerza total producida en el tablero repartida en la longitud del cargadero.

d) Sismo [ACHE].

Se consideran los empujes de las expresiones de Mononobe-Okabe.

2.3. Cálculo de esfuerzos

a) Línea de tracciones máximas [Mº FOMENTO, NF; BS-8006]

La línea de tracciones máximas es distinta para cada geometría y cada función. Se definen aquí los casos más

corrientes. En casos de geometría o sobrecargas inusuales es necesario estimar dicha línea (Figura 3).

b) Cálculo del coeficiente de empuje.

El coeficiente de empuje debe aplicarse para el cálculo de esfuerzos a la presión vertical máxima obtenida en cada nivel de armaduras.

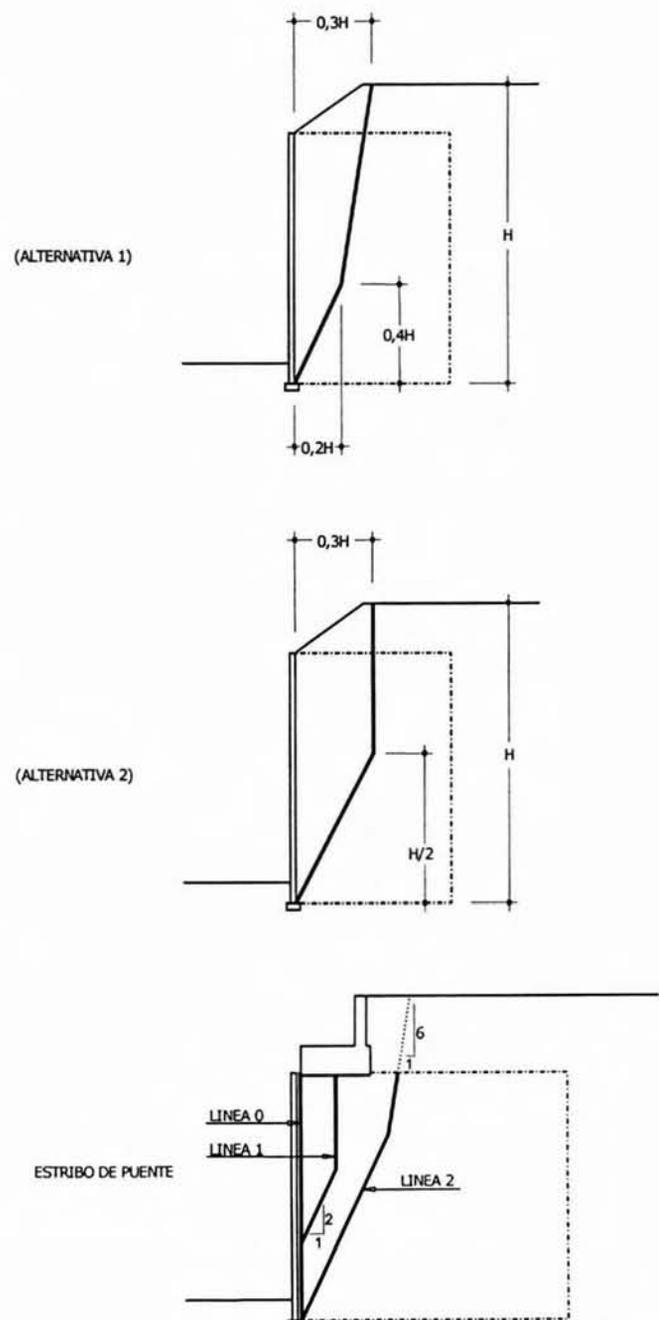


Figura 3.- Líneas de máximas tracciones.

Este coeficiente de empuje es variable en función de la profundidad (Figura 4).

La formulación es la siguiente [NF-94-220]:

$$K(z) = K_a \cdot \Omega_1 [1,6 (1 - z/z_0) + z/z_0] \quad \text{si } 0 < z < 6 \text{ m.}$$

$$K(z) = K_a \cdot \Omega_1 \quad \text{si } z > 6 \text{ m.}$$

Donde z es el valor de la profundidad de la capa; $z_0 = 6$ m.

El valor de Ω es de 1 para las armaduras lineales y 1,5 para las armaduras tipo malla.

K_a representa el valor del coeficiente de empuje activo.

Para el cálculo de la presión vertical, en el caso de estribos de puente deben sumarse a los efectos de peso y empuje de las tierras las cargas provenientes del cargadero o estribo flotante.

Para las cargas verticales transmitidas por el cargadero se emplea la carga rectangular reducida. La transmisión en profundidad se hace mediante alguna de las siguientes hipótesis :

- Según Boussinesq.
- Reparto con una inclinación φ_1 .
- Reparto con $H/V = 1/2$.

Debe tenerse en cuenta igualmente la difusión de las fuerzas horizontales debidas a las reacciones del tablero y a los empujes de tierras en el trasdós del cargadero.

Esta difusión se hace con un prisma de inclinación igual

a $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ respecto a la horizontal.

c) Coeficiente de rozamiento tierra-armadura [M° FOMENTO] (Figura 5).

El valor del coeficiente de rozamiento es también variable con la profundidad.

Los valores que deben considerarse dependen de los tipos de armaduras. Para armaduras constituidas por bandas con nervios transversales espaciados del orden de 75 mm. y con aproximadamente 3 mm. de altura, los valores son:

$$f_0 = 1,5$$

$$f = \text{tg } \varphi_1$$

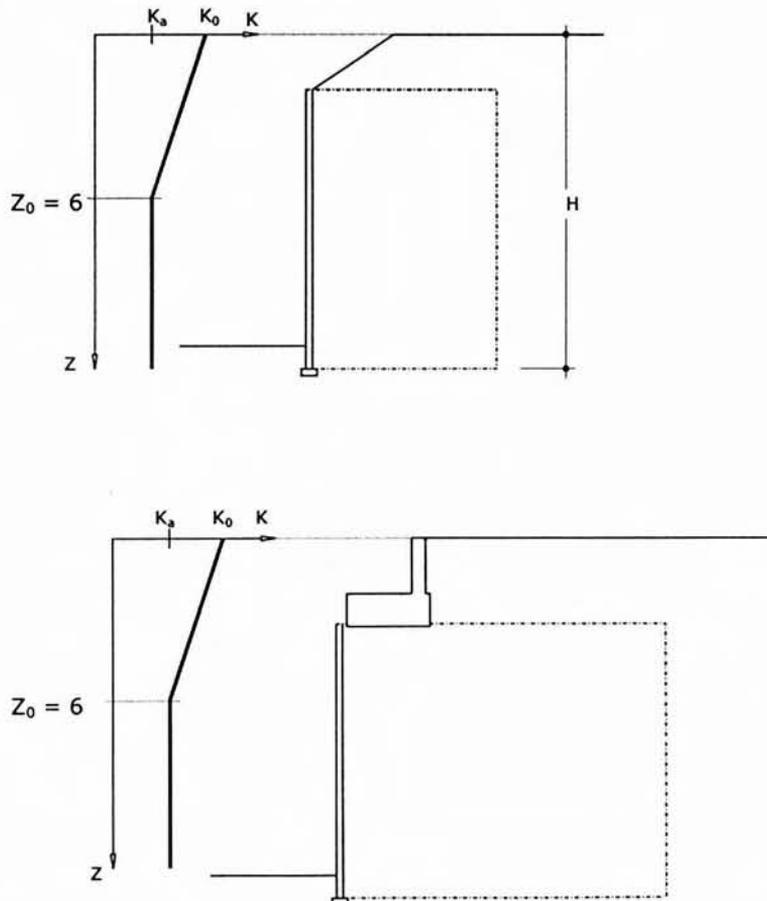


Figura 4.- Coeficiente de empuje.

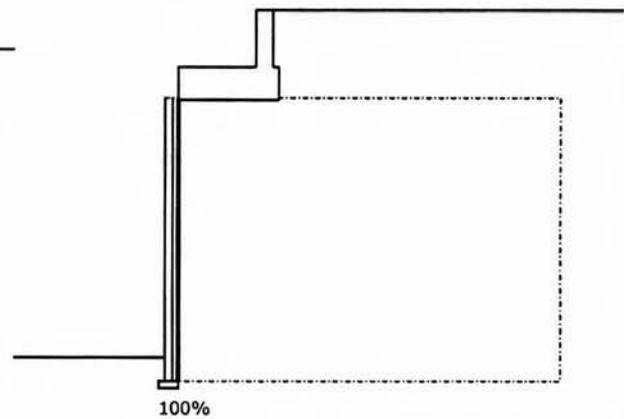
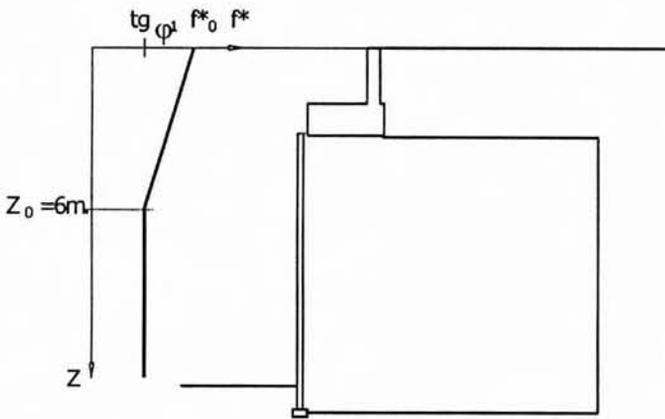
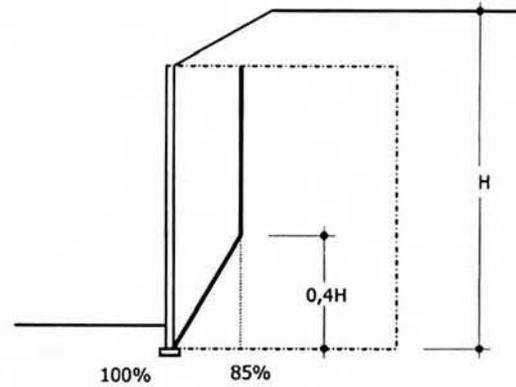
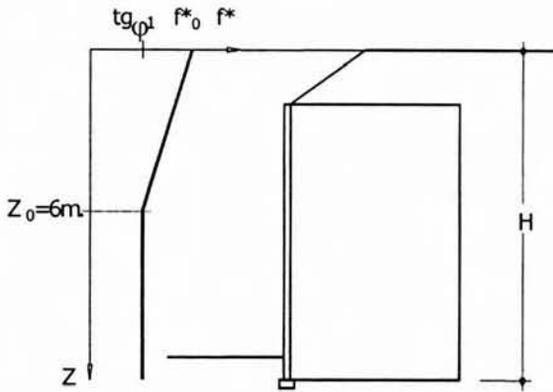


Figura 5.- Coeficiente de rozamiento tierra-armadura.

Figura 6.- Tracción en el paramento.

Para armaduras lisas, sin nervios $f_0 = 0,4$

En caso de armaduras distintas será necesario justificar mediante ensayos los valores que deben adoptarse.

d) Tracción en el paramento [NF94-220].

La tracción que debe considerarse en el paramento viene referida a la máxima tracción existente en la armadura y depende de la rigidez de las piezas empleadas.

Para una estructura (muro, estribo) constituida por escamas de hormigón típicas de $1,50 \times 1,50$, debe considerarse la ley que se refleja en la Figura 6.

2. 4 Comprobaciones tensionales

Se considerará el macizo de suelo reforzado como un sólido indeformable, con peso propio, al que se aplican las acciones exteriores existentes (sobrecargas de cualquier tipo y empujes de tierras en el trasdós de las armaduras).

Al margen de comprobaciones de estabilidad general en las que se verifiquen las líneas de ruptura potencial exteriores a las armaduras, o que las atraviesen de manera marginal, deberá verificarse la seguridad respecto al des-

lizamiento sobre la base del macizo, y respecto al hundimiento de la cimentación. Salvo casos excepcionales, y dada la geometría habitual, con esbeltez muy pequeña, la estabilidad al vuelco tiene coeficientes de seguridad muy altos.

Respecto a la verificación de los refuerzos o armaduras deben verificarse los siguientes aspectos:

a) Sección resistente del refuerzo

Debe verificarse que la sección resistente del refuerzo cumple con los coeficientes de seguridad exigidos, para las diferentes combinaciones de cálculo.

La comprobación debe hacerse para la sección existente en el punto de máxima tracción del refuerzo, para lo que quedará determinada la línea teórica de máximas tracciones.

En caso de que en algún punto a lo largo del refuerzo, así como en la unión al paramento exterior, exista alguna sección de menor resistencia, ésta debe verificarse. En esos casos se aplica el porcentaje de tracción máxima correspondiente, dependiendo del tipo de paramento y estructura.

b) Superficie necesaria por adherencia

El cálculo de la superficie necesaria de adherencia relleno-armadura se hace teniendo en cuenta tan sólo la zona de armadura que queda en la parte interior del relleno (trasdós de la línea de rotura potencial estudiada)

Forzosamente debe verificarse siempre para la línea de máximas tracciones. Si existen varias líneas posibles de máximas tracciones, como en el caso de los estribos de puente, debe verificarse la superficie o longitud de adherencia para todas ellas.

c) La comprobación del paramento se efectúa mediante los cálculos adecuados, dependiendo del material o tipología del mismo, o mediante ensayos.

2.5 Durabilidad

Las armaduras metálicas deben llevar incluido en su espesor un espesor de sacrificio, que no se considera en el cálculo a efectos resistentes y que depende de las condiciones de la obra, la duración de servicio estimada, y la naturaleza electroquímica del material empleado como relleno (Foto 5).

a) Condiciones electroquímicas del material empleado [M° FOMENTO].

Salvo casos particulares, que deben justificarse debidamente, las condiciones electroquímicas que debe cumplir el suelo que se vaya a usar son:

- Resistividad eléctrica:

Se mide con una muestra de suelo sumergida en agua destilada un mínimo de 1 hora. Los valores mínimos que deben alcanzarse son:

- Para obras normales 1.000 ohm. cm
- Para obras inundables en agua dulce 3.000 ohm. cm

- pH:

Debe estar comprendido entre 5 y 10.

- Contenido en cloruros solubles:

Se mide para partículas inferiores a 25 mm, sin triturar.

- Para obras normales: máximo de 200 mg/kg
- Para obras inundables en agua dulce: máximo de 100 mg/kg

- Contenido en sulfatos solubles.

Se mide para partículas inferiores a 25 mm, sin triturar.



Foto 5

- Para obras normales: máximo de 1.000 mg/kg.
- Para obras inundables en agua dulce: máximo de 500 mg/kg.

El empleo de suelos que no cumplan estos límites, debe acompañarse de un estudio justificado, y una estimación razonada de pérdida de espesor y resistencia de las armaduras, acorde con las características del suelo.

b) Espesores de sacrificio [NF A05-252; RECOMMANDATIONS 1979, ACHE].

· Durabilidad típica 70 años.

- Obras normales: sobreespesor 1 mm. acero galvanizado.
- Obras inundables (agua dulce): sobreespesor 1,5 mm, acero galvanizado.
- Obras inundables (agua del mar): sobreespesor 5 mm, acero sin galvanizar.

· Para durabilidad 100 años.

- Obras normales: sobreespesor 1,5 mm, acero galvanizado.
- Obras inundables (agua dulce): sobreespesor 2 mm, acero galvanizado.
- Obras inundables (agua del mar): sobreespesor 7 mm acero sin galvanizar.

El acero galvanizado debe tener un espesor de zinc mínimo de 70 m (500 g/m²)

La durabilidad define la duración mínima de servicio conservando todos los coeficientes de seguridad.

2.6 Coeficientes de seguridad que deben adoptarse en el cálculo [ACHE]

Los coeficientes de Mayoración y de Seguridad que deben adoptarse para el cálculo de los estados límite últimos son:

a) Estabilidad Externa.

Los coeficientes de mayoración que deben tomarse son:

· Peso propio del macizo	1,35
· Empuje en el trasdós debido al terreno	1,35
· Sobrecarga sobre el macizo	1,50
· Empuje en el trasdós debido a sobrecarga	1,50
· Caso de sismo	1,00

Con las acciones mayoradas, se aplican los siguientes coeficientes de seguridad:

· Para el deslizamiento sobre la base	1,20
· Para el vuelco	1,50
· Para el hundimiento	1,50

b) Estabilidad interna.

Se toman los siguientes coeficientes de mayoración:

· Peso propio del macizo	1,35
· Empuje del trasdós debido a terreno	1,35
· Sobrecarga sobre el macizo	1,50
· Empuje debido a sobrecarga	1,50
· Caso de sismo	1,00

Los coeficientes de seguridad que deben considerarse son los siguientes, con las cargas mayoradas:

· Tracción en las armaduras (Muros)	1,50
· Rozamiento tierra-armadura (Muros)	1,35
· Tracción armaduras (Estribos)	1,65
· Rozamiento tierra-armadura (Estribos)	1,50

2.7 Estados límites de servicio

Las obras de suelo reforzado consisten en general en estructuras flexibles y con gran capacidad de deformación potencial, normalmente limitada en función del tipo de paramento utilizado.

Para los paneles habituales de 1,50 x 1,50 m con una junta alrededor de su contorno del orden de 0,02 m y asentados en unas tiras o piezas elásticas, los asentamientos diferenciales admisibles son del orden del 1,5% de la distancia entre los puntos considerados. Para otros tipos de paramento, debe fijarse su capacidad de deformación sin que se produzcan roturas.

Las posibles deformaciones de la estructura tienen su origen en el exterior (asentamientos, consolidación) o en el interior del macizo. En el caso de armaduras poco extensibles, las deformaciones debidas al alargamiento de los refuerzos

son despreciables y sólo se consideran las de origen externo.

Para el cálculo de asentamientos no se mayoran ni los pesos ni los empujes de tierra, considerándose tan sólo las cargas permanentes.

Los asentamientos provenientes de la cimentación, como consecuencia de la presión transmitida por el macizo de suelo reforzado deben ser compatibles con las deformaciones admisibles de las estructuras afectadas por dicha deformación.

2.8 Estados límites últimos

a) Combinaciones de acciones [ACHE].

Estabilidad externa muros de contención. Deben calcularse al menos las siguientes hipótesis (Figura 7).

Hipótesis 1: peso propio + sobrecarga en trasdós. Se toma γ_1 min; γ_2 max; mayorando los empujes y sobrecargas solamente.

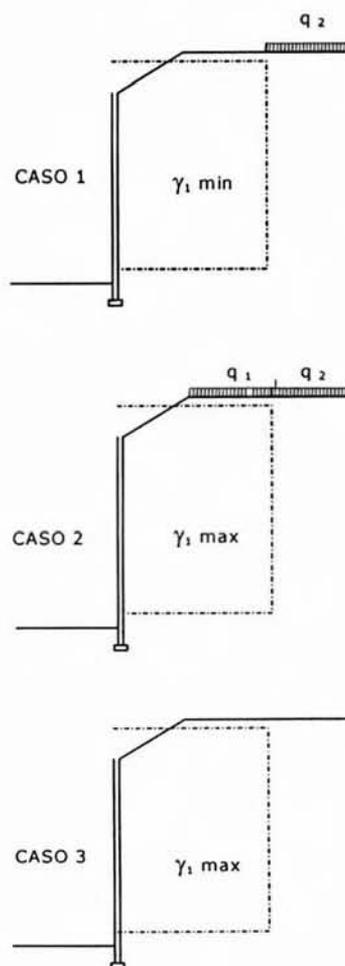


Figura 7

Hipótesis 2: peso propio + sobrecarga en macizo y trasdós. Se toma γ_1 min; γ_2 max; mayorando pesos, empujes y sobrecargas.

Hipótesis 3: sólo pesos propios (para el cálculo de asientos). Se toma γ_1 min; γ_2 max; sin mayoración

b) Estabilidad externa en estribos de puente [ACHE].

En primer lugar es necesario establecer varias combinaciones de cargas para el cálculo del cargadero, que serán las habituales en una estructura de hormigón, con las mayoraciones y coeficientes usualmente empleados.

En particular, debe buscarse aquella combinación que produzca la máxima presión bajo el cargadero, la producida por cargas permanentes, así como las pésimas que garan-

ticen una seguridad adecuada a deslizamiento del cargadero.

Bajo cargas permanentes y sin coeficientes de mayoración la presión rectangular reducida (Meyerhof) bajo el cargadero no debe sobrepasar los 150 kN/m².

Una vez dimensionado el cargadero, se calcularán al menos las siguientes tres combinaciones de cargas (Figura 8)

Hipótesis 1: peso propio + cargas permanentes + sobrecargas máximas. Se toma γ_1 max; γ_2 max; mayorando empujes y sobrecargas

Hipótesis 2: peso propio + cargas permanentes + sobrecarga vertical mínima del tablero compatible con frenado

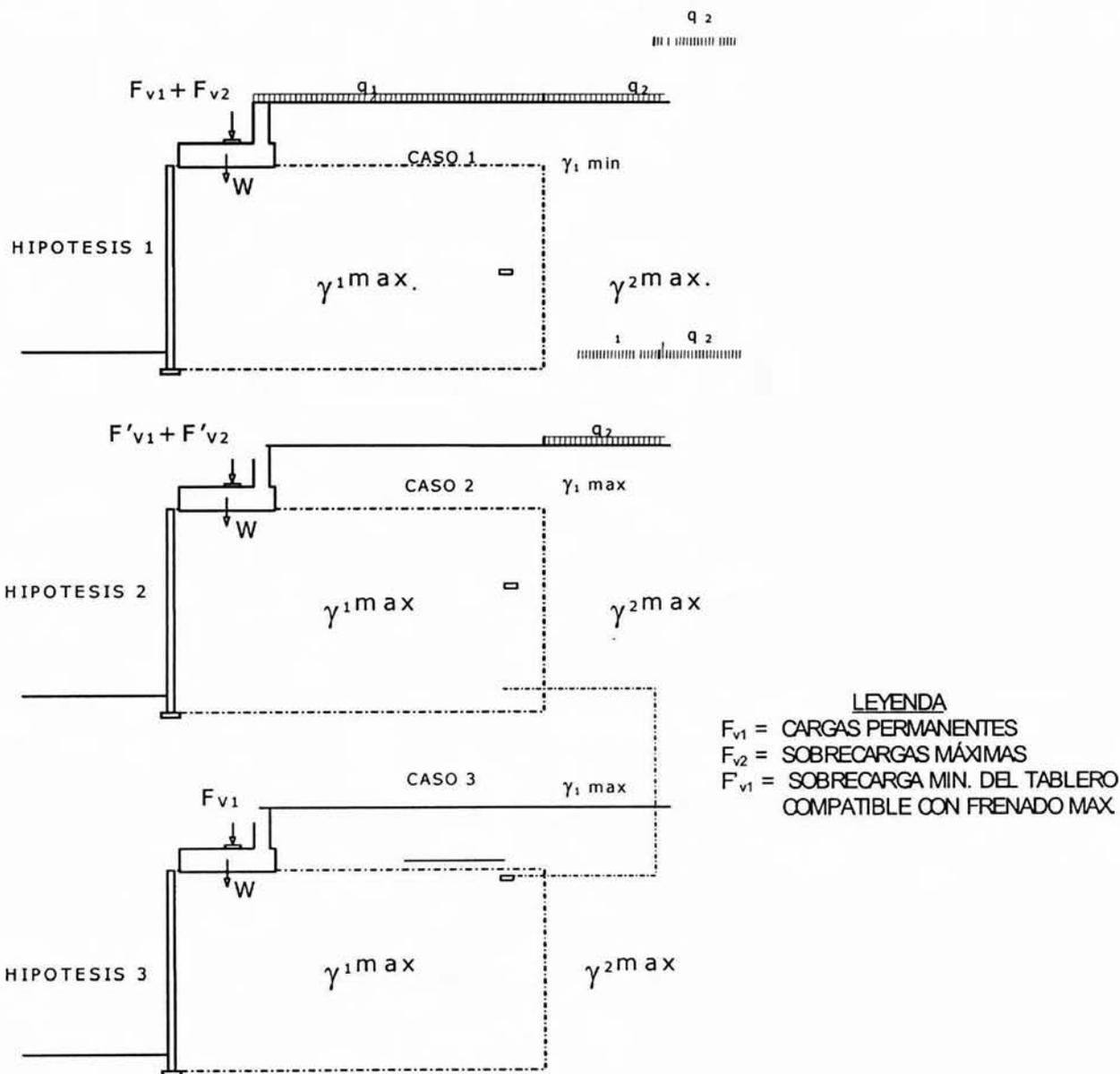


Figura 8

máximo + sobrecarga de 10 kN/m² en trasdós. Se toma γ_1 min; γ_2 max; mayorando sólo los empujes.

Hipótesis 3: sólo pesos propios y cargas permanentes (cálculo asientos). Se toma γ_1 max; γ_2 max; sin mayoraciones.

c) Estabilidad interna muros de contención.

Las hipótesis de combinaciones mínimas que deben calcularse son las señaladas en el apartado a).

d) Estabilidad interna estribos de puente.

Las hipótesis de combinaciones mínimas que deben calcularse son las señaladas en el apartado b)

REFERENCIAS

- Manual para el proyecto y ejecución de estructuras de suelo reforzado (MINISTERIO DE FOMENTO- DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS, 1998)
- Les ouvrages en Terre Armée-Recommandations et regles de l'art (MINISTERE DES TRANSPORTS -LCPC -SETRA-FRANCIA, 1979)
- Norme Française NFP 94-220-0. Renforcement des sols, junio 1998
- Norma francesa A 05-252, experimental-Aciers galvanisés ou non mis au contact de materiaux naturels de remblai (sols), julio 1990
- Norma AASHTO
- British Standard BS 8006-Code of practice for Strengthened / reinforced soils and other fills (1995)
- "La tierra armada utilizada en la cimentación de una estructura en suelos blandos" RODRIGUEZ-MIRANDA, M. A. Y VILLARROEL, J. M. Rev. O. Públicas. 1978
- Experience et recherches concernant la durabilité des armatures de terre armée. DARBIN, JAILLOUX, MONTUELLE. BOULETIN LIAISON (LCPC 1979)
- Etude du frottement sable-armature en laboratoire SCHLOSSER, GUILLOUX, LONG (c.r. Coll. Renf. Sols Paris. 1979)
- "Recomendaciones para el uso de elementos prefabricados de hormigón. Capítulo 6 (Muros de contención)" Borrador de la publicación de ACHE de próxima aparición
