

MOPU

Manual para el proyecto y ejecución de estructuras de suelo reforzado



**Manual para el proyecto
y ejecución de estructuras
de suelo reforzado**

INDICE

PRIMERA PARTE

1

2

3

INTRODUCCION Y GENERALIDADES

INTRODUCCION

ALCANCE DEL PRESENTE MANUAL

BASES GENERALES DE DISEÑO

3.1	Generalidades	13
3.2	Usos y aplicaciones del suelo reforzado	13
3.3	Estudio de la implantación	13
3.4	Acciones de cálculo e hipótesis de carga	15
3.4.1	Generalidades	15
3.4.2	Acciones	15
3.4.2.1	Definición y clasificación	15
3.4.2.2	Acciones permanentes	15
3.4.2.2.1	Peso Propio	15
3.4.2.2.2	Acciones debidas al empuje del terreno	16
3.4.2.3	Acciones variables	17
3.4.2.3.1	Cargas de explotación o de uso	17
3.4.2.3.2	Acciones producidas por el agua	17
3.4.2.3.3	Otras acciones variables	17
3.4.2.4	Acciones accidentales	18
3.4.2.4.1	Choque de vehiculos contra dispositivos de retención	18
3.4.2.4.2	Estabilidad sísmica de los taludes y muros de suelo reforzado	18
3.4.3	Combinaciones de acciones - Hipótesis de carga	19
3.4.3.1	Notaciones	19
3.4.3.2	Principios generales	19
3.4.3.3	Combinaciones normales	19
3.4.3.3.1	Obras en seco	19
3.4.3.3.2	Obras parcialmente saturadas	19
3.4.3.4	Combinaciones accidentales	20
3.4.4	Coefficientes de seguridad	20
3.5	Comprobaciones generales	21
3.5.1	Comprobación de la estabilidad general	21
3.5.2	Rotura por hundimiento en el terreno de cimentación	22
3.5.3	Deslizamiento sobre una superficie horizontal	22
3.6	Selección de materiales de aportación	23
3.7	Durabilidad	24
3.7.1	Generalidades	24
3.7.2	Corrosión de armaduras metálicas	24
3.7.3	Degradación de materiales sintéticos	26
3.8	Impacto ambiental	26

SEGUNDA PARTE

SUELO REFORZADO CON FIBRAS INEXTENSIBLES

4 DEFINICION Y TIPOS. CAMPO DE APLICACION

5 PROPIEDADES DEL SISTEMA SUELO-REFUERZO

5.1 Resistencia	
5.1.1 Resistencia al corte del terreno de cimentación	
5.1.2 Rozamiento interno del relleno	
5.1.3 Rozamiento entre el relleno y las armaduras	
5.1.3.1 Naturaleza del rozamiento suelo-armadura	31
5.1.3.2 Aplicación práctica	33
5.2 Deformabilidad	35
5.2.1 Asientos propios del relleno	35
5.2.2 Asientos del terreno de cimentación	35
5.2.3 Asientos en estribos	36

6 BASES GENERALES DE DISEÑO

6.1 Definición de dimensiones	37
6.2 Entrega de la estructura	37
6.2.1 Objeto de la entrega	37
6.2.2 Profundidad de la entrega	37
6.3 Sección transversal	38
6.4 Ancho eficaz del macizo con respecto al comportamiento global	40
6.4.1 Muros sencillos	40
6.4.2 Muros dobles	40
6.4.3 Estribos de puente	41
6.5 Seguridad frente a la rotura del terreno de cimentación	41
6.6 Cimentación del apoyo	42
6.7 Cimentación del paramento	42
6.8 Solicitación sobre la cimentación	42

7 COMPORTAMIENTO DEL SUELO REFORZADO CON ARMADURAS

.....	
.....	
.....	45
.....	45
.....	45
.....	46
..... interna	48
.....	48
.....	48
.....	52
.....	52
.....	54

7.5.3 Método energético	
7.6 Comprobación de la resistencia del paramento	

8

DISPOSICIONES PRACTICAS

8.1 Trazado en planta	57
8.2 Disposición de las armaduras	57
8.3 Protección frente al agua	57
8.3.1 Necesidad	57
8.3.2 Escorrentía	57
8.3.3 Drenaje profundo	58
8.4 Elementos auxiliares	58
8.4.1 Barreras de seguridad	58
8.4.2 Impostas	60
8.4.3 Dormiente de estribo	60
8.4.4 Unión entre el durmiente y el macizo	62

9

COSIDO O CLAVETEADO DEL TERRENO

9.1 Aspectos generales	
9.2 Dimensionamiento	

TERCERA PARTE

SUELO REFORZADO CON FIBRAS EXTENSIBLES

10

DEFINICION Y TIPOS

11

PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS

11.1 Propiedades físicas	71
11.2 Propiedades mecánicas	73
11.3 Normas y especificaciones de ensayo	76

12

APLICACIONES

12.1 Terraplenes sobre suelos blandos	79
12.1.1 Tipos	79
12.1.2 Dimensionamiento	80
12.2 Refuerzo de taludes	84
12.2.1 Tipos	84
12.2.2 Dimensionamiento	84
12.3 Muros de contención	88
12.3.1 Tipos	88
12.3.2 Dimensionamiento	88
12.3.3 Material de relleno	91
12.4 Estribos de apoyo de estructuras	91
12.5 Refuerzo de la estructura de firmes	92

13

EJECUCION Y CONTROL

13.1 Transporte y almacenamiento	93
13.2 Recepción	93
13.3 Aspectos constructivos	93

14

DOCUMENTACION A INCLUIR EN LOS PROYECTOS DE ESTRUCTURAS DE SUELO REFORZADO

ANEJOS

ANEJO 1

PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TECNICAS GENERALES PARA OBRAS DE SUSTENCION DE TIERRA ARMADA

1 Definición y clasificación	103
2 Materiales	105
3 Ejecución	111
4 Tolerancias y acabados	117
5 Medición y abono	119

ANEJO 2

CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS DE TIERRA ARMADA

1 Introducción	
2 Modalidades de control	
3 Control de calidad de los materiales prefabricados	
4 Control de calidad del relleno y de la ejecución	
5 Control post-constructivo	

ANEJO 3

CARACTERISTICAS DE GEOTEXILES EXISTENTES EN ESPAÑA

BIBLIOGRAFIA

1

INTRODUCCION

Desde la más remota antigüedad el hombre ha buscado reforzar los materiales naturales más flojos con fibras vegetales (juncos, esparto, cañas, etc.) para dotarles de una cohesión de la que carecían y que resultaba necesaria para determinadas funciones estructurales.

En la época actual se ha combinado el gran desarrollo de las obras públicas con la aparición de nuevas tecnologías y materiales que, lógicamente, han desembocado en soluciones no convencionales a los problemas tradicionales de contención de tierras, terráplenes, rellenos para soportar cargas, etc.

El rápido desarrollo de estas nuevas soluciones hace que se escapen a una normalización o a un tratamiento sistemático y, por otra parte, se trata en la mayor parte de los casos de métodos patentados cuyo empleo viene condicionado por aspectos comerciales.

Resulta evidente que la Administración no puede cerrar el paso en sus obras a estos nuevos métodos; pero tampoco puede quedar a expensas de proyectos arriesgados, con soluciones poco experimentadas o de dudosa fiabilidad. Ello exige el establecimiento de unas condiciones generales, controles o comprobaciones a que deben someterse los nuevos métodos propuestos, de modo que las soluciones tradicionales no se vean penalizadas frente a otras de menores garantías pero más económicas.

ALCANCE DEL PRESENTE MANUAL

El presente Manual pretende:

Tipificar las distintas soluciones de refuerzo de suelos que pueden considerarse en proyectos relacionados con las obras públicas y el urbanismo.

- Establecer las condiciones generales que deben cumplir dichas soluciones para considerarlas viables, así como los ensayos de recepción y control a realizar.
- Fijar las condiciones de utilización de cada solución.
- Unificar los criterios de cálculo, comprobaciones de estabilidad y coeficientes de seguridad a utilizar en cada caso.
- Proponer un conjunto de recomendaciones constructivas y normas de buena práctica que permitan evitar fallos y garantice una calidad suficiente en las obras ejecutadas con estos nuevos métodos.

Como campo de aplicación se consideran:

- Las estructuras de contención de tierras, tanto en desmonte como en terraplenes o rellenos.
- El refuerzo de taludes inestables o de geometría forzada.
- Los estribos o apoyos de obras de paso.
- La mejora del terreno como elemento de cimentación.

No se incluyen en el Manual ni otras técnicas que se mencionan por exclusión en otras partes del mismo, ni los siguientes aspectos concretos:

- Las obras hidráulicas, de embalse, defensa de márgenes, etc.
- Las estructuras portuarias.
- Las obras de gabiones.

Podrá observarse que, frente a determinados métodos de uso extendido y amplia investigación teórica y práctica, como la "tierra armada", se tratan otros de forma casi indicativa debido a su reciente aparición o limitada experiencia. Se ha creído oportuno, sin embargo, incluir estos nuevos métodos para difundir su posible aplicación y fomentar sus aplicaciones prácticas.

Como Anexo se incluye un modelo de Pliego de Prescripciones Técnicas que está siendo utilizado en obras de tierra armada y que puede servir de guía para redactar especificaciones en otros casos de suelo reforzado.

3.1 GENERALIDADES

Previamente a la elección de un determinado sistema de refuerzo de un suelo, deben realizarse diversos estudios y comprobaciones, en particular sobre la naturaleza del terreno de cimentación de la futura obra y, por supuesto, las características del propio suelo a reforzar.

Una vez elegida la posible solución de refuerzo debe dimensionarse la estructura para las acciones previsibles, realizando diversas comprobaciones de estabilidad, tal como se indica más adelante.

Lógicamente en la elección de un determinado sistema deben valorarse factores de coste, viabilidad, plazo de ejecución, ocupación de terrenos, durabilidad, etc. Debe tenerse en cuenta que algunos de los métodos tratados en este Manual son de implantación muy reciente y pueden existir dificultades para encontrar empresas capaces de ejecutarlos con garantías suficientes.

3.2 USOS Y APLICACIONES DEL SUELO REFORZADO

Dentro del extenso campo de sus aplicaciones prácticas pueden citarse como más usuales las siguientes (fig. 3.1.), sin que ello suponga exclusión o limitación alguna:

- Estructuras de contención de tierras, tanto de plataformas horizontales como en laderas.
- Soporte de plataformas viales donde existan limitaciones de espacio para la construcción de terraplenes.
- Estribos de puentes.
- Mejora de la cimentación de terraplenes u otras estructuras.
- Refuerzo de taludes artificiales para aumentar su inclinación o mejorar su estabilidad.

3.3 ESTUDIO DE LA IMPLANTACION

Aunque las estructuras de suelo reforzado tiene gran capacidad de adaptación a condiciones diferenciales de apoyo, dicha capacidad varía de unas soluciones a otras, variando también la capacidad final alcanzada. Ello obliga a conocer previamente las características geotécnicas de la zona de implantación de la obra y en particular:

- la estratigrafía del terreno
- la posición del nivel freático
- la presencia de elementos nocivos o agresivos
- las propiedades geomecánicas de resistencia y compresibilidad

En algunos casos la evaluación de la implantación puede limitarse a la mera inspección visual por personal especializado, como cuando se trata de roca sana o terreno duro y seco, pero en general convendrá recurrir a **prospecciones**.

Estas pueden ser de tipo muy sencillo, como catas o penetrómetros cuando se trate de obras de moderada importancia, con cargas bajas (por ejemplo muros de altura inferior a 3 m) y exista garantía de que el terreno mejora por debajo de la profundidad alcanzable por dichos métodos.

En obras importantes o terrenos deficientes o poco conocidos debe recurrirse a sondeos mecánicos, a rotación o helicoidales, con testificación contí-

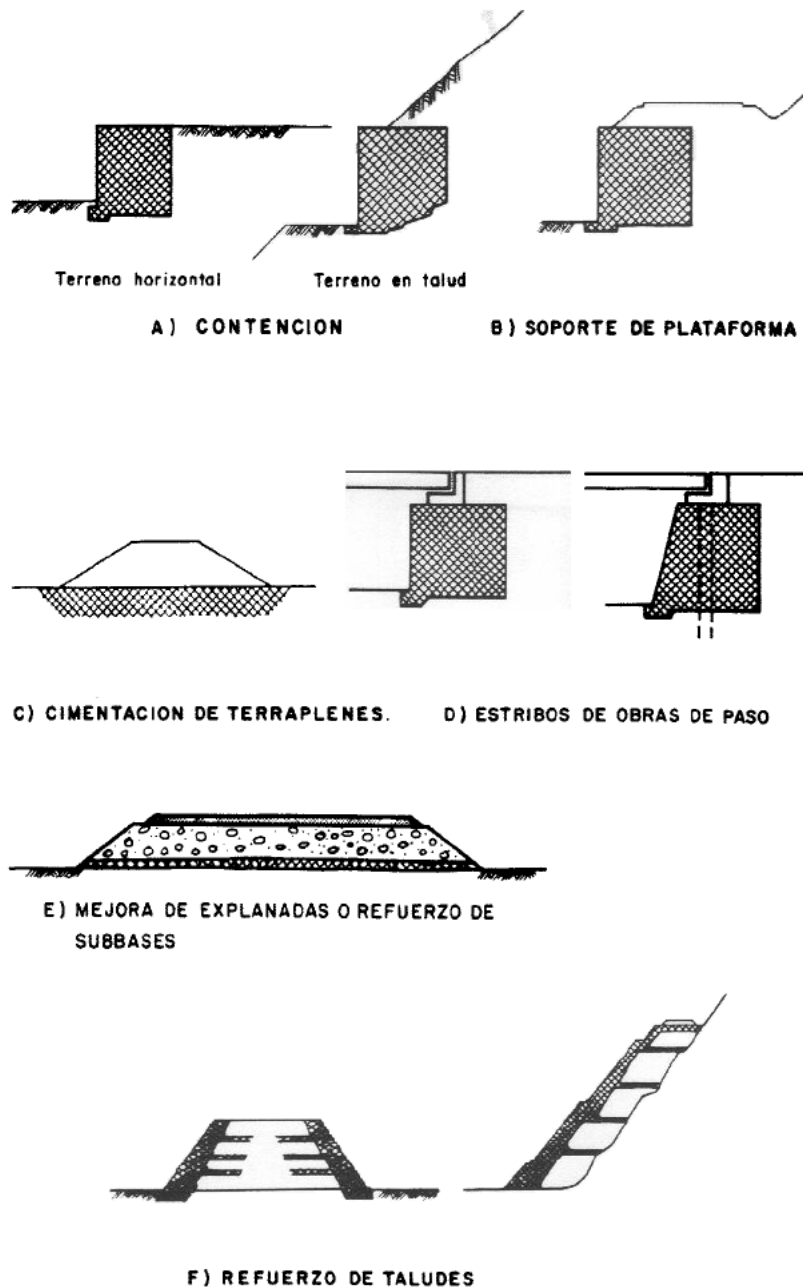


Fig. 3.1. EJEMPLOS DE UTILIZACION DEL SUELO REFORZADO

nua, extracción de muestras y realización de ensayos in situ (S.P.T., presiómetro, molinete, etc.)

No pueden darse reglas fijas respecto a la densidad de reconocimientos, ya que ello depende del tipo de terreno. En casos normales pueden admitirse las densidades siguientes:

- | | |
|-----------------------------|--|
| – Muros y obras lineales | 1 prospección cada 50 m con un mínimo de 2. |
| – Obras de fábrica | 1 prospección en cada estribo. |
| – Rellenos y áreas extensas | 1 prospección cada 2000 m ² con un mínimo de 3. |

Siempre que las obras vayan a implantarse en laderas con problemas de inestabilidad, bien en su estado original o como consecuencia de las excavaciones requeridas o las nuevas cargas a aplicar, la prospección se dirigirá específicamente a determinar las condiciones de estabilidad en las distintas fases del proceso constructivo.

El reconocimiento geotécnico será más intenso en terrenos de los denominados problemáticos: suelos orgánicos, colapsables, expansivos, kársticos, de relleno, etc.

3.4 ACCIONES DE CALCULO E HIPOTESIS DE CARGA

3.4.1 GENERALIDADES

Salvo justificación por las características especiales de un determinado sistema constructivo, para el cálculo de las obras de suelo reforzado se utilizará la teoría de combinación de acciones (hipótesis de carga), con valores de cálculo obtenidos a partir de parámetros característicos multiplicados por coeficientes de ponderación.

Cada combinación de acciones así establecida dará lugar a unas solicitaciones sobre los distintos elementos de la estructura (armaduras, escamas, rellenos, terreno o cimentación, etc.).

Cada elemento tendrá asociada una resistencia, y se determinará su nivel tensional admisible aplicando a esta resistencia un coeficiente de seguridad o de ponderación (minoración).

Se deberá comprobar que en ningún caso, las solicitaciones exceden los valores admisibles.

3.4.2 ACCIONES

3.4.2.1 Definición y clasificación

Las acciones a considerar en el proyecto se clasifican en:

- **Acciones permanentes**, que comprenden las acciones que actúan en todo momento y pueden considerarse constantes en posición y magnitud.
- **Acciones variables**, que comprenden aquellas acciones cuya posición y magnitud puede variar de forma importante en el tiempo.
- **Acciones accidentales o extraordinarias**, que comprenden aquellas acciones de carácter fortuito o de magnitud excepcional, y que se producen raramente.

En el caso de que las acciones permanentes o variables, puedan intervenir en el cálculo de solicitaciones tanto en sentido favorable como en sentido desfavorable, se podrán definir dos valores característicos, máximo y mínimo, para ser utilizados adecuadamente en el cálculo. Conviene no olvidar, sin embargo la necesidad de adoptar el principio de coherencia, es decir, que en el cálculo de una determinada solicitación a partir de una combinación de acciones sólo se podrá adoptar, para una acción dada, uno de los valores (el máximo o el mínimo) aunque la influencia de dicha acción se reparta parcialmente entre efectos favorables y desfavorables. Ha de tenerse en cuenta igualmente la necesidad de que cada acción tenga un origen físico propio, independientemente del de las restantes acciones.

3.4.2.2 Acciones permanentes

3.4.2.2.1 Peso propio (*)

Las acciones debidas al peso propio de los elementos o partes de la obra pueden ser debidas a:

(*) Se entiende aquí como peso propio el peso de los distintos elementos de la obra que actúan de forma permanente, tengan o no carácter resistente.

- Peso propio del macizo de suelo reforzado.
- Peso de terraplenes o rellenos adicionales.
- Peso de equipos o estructuras de cualquier tipo, de posición y magnitud fijas.
- Otras cargas, tales como el pavimento de la carretera.
- Peso debido a la carga permanente de tableros de puente, elementos de reparto, etc.

Se llama la atención sobre el hecho de que el peso propio de las tierras no suele ser bien conocido de antemano y, además, puede variar con el tiempo (terreno seco, húmedo o saturado). A pesar de ello, se considera aquí como carga permanente pero deben considerarse, por ello, dos valores característicos (máximo y mínimo), pudiendo adoptarse los valores siguientes:

	$\gamma_{\text{máx}}$ (KN/m ³)	$\gamma_{\text{mín}}$ (KN/m ³)
γ	20	18
γ' (sumergido)	12	10

Por el contrario si se conociera previamente, con cierta garantía, el valor medio del citado peso propio del terreno como en el caso de materiales de aportación, así como las condiciones de su puesta en obra, los valores característicos pueden obtenerse sumando o restando a dicho valor medio un 5% del mismo.

Si el material de relleno previsto fuese árido ligero, es necesario un estudio previo dada la posible variabilidad del valor de dicho peso propio.

En el caso de estribos de puente, deberá considerarse como carga permanente que puede transmitir el tablero la fuerza horizontal originada en dicho tablero como consecuencia de los fenómenos de fluencia o de deformaciones diferidas. Tanto la reacción vertical debida al peso propio (carga permanente, en general) como la fuerza horizontal citada serán las obtenidas a calcular el tablero del puente.

3.4.2.2 Acciones debidas al empuje del terreno

En general, las fuerzas debidas al empuje del terreno tienen carácter desfavorable, por lo que sólo es preciso definir el valor característico máximo. Por ello también se incluyen aquí estas acciones entre las cargas permanentes.

El cálculo del empuje de tierras sobre el macizo de suelo reforzado, a partir del peso específico del relleno o terreno natural sujeto por dicho macizo y de las cargas permanentes situadas sobre dicho relleno o terreno natural, se realizará por los métodos usuales para el cálculo de empujes de tierras sobre estructuras rígidas. La deformabilidad de macizo del suelo reforzado es, en general, algo menor que la del relleno o terreno por él sujeto, aunque es, sin embargo, mucho mayor que la de un muro convencional de fábrica.

Debido a esto, puede considerarse una cierta continuidad entre el macizo y el relleno o terreno natural, por lo que el ángulo de rozamiento movilizado entre ambos puede tomarse igual al ángulo de rozamiento interno que se moviliza en un plano vertical dentro del relleno o suelo natural. Esto equivale a utilizar el método de Rankine para calcular el empuje.

Si el ángulo de rozamiento interno del material de relleno utilizado en el macizo de tierra armada fuera menor que el del relleno o terreno natural

sujeto por este macizo, no se tomará como ángulo de rozamiento macizo-relleno (terreno natural) ningún valor superior al del ángulo de rozamiento interno del relleno utilizado en el macizo. En este caso no siempre será válido el método de Rankine.

El cálculo se realizará a largo plazo y se supondrá una cohesión efectiva nula $c' = 0$.

3.4.2.3 Acciones variables

3.4.2.3.1 Cargas de explotación o de uso

Las cargas de explotación o de uso en este tipo de obras son fundamentalmente las debidas a la circulación de vehículos.

Dichas cargas pueden dar lugar a un aumento en el empuje de tierra a tener en cuenta en los cálculos.

En general, deberá considerarse una carga uniforme sobre el terreno de 10 KN/m².

En el caso de que se trate de una vía de circulación, deberá considerarse, independientemente de lo anterior, la acción local de un vehículo pesado de 60 t, situado en la posición más desfavorable. Dicho vehículo está formado por 3 ejes de 20 t cada uno con separación de 1,50 m entre ejes; cada eje, a su vez, está formado por dos cargas de 10 t, separadas 2,5 m, repartidas cada una en un rectángulo de 60 × 20 cm² cuyo lado mayor es paralelo al eje longitudinal del vehículo.

En el caso de estribos de puente las cargas de uso que actúan sobre el tablero, incluidos los efectos de frenado, fuerza centrífuga, etc. dan lugar a esfuerzos sobre los apoyos, de carácter variable y cuyos valores se deducen del cálculo de dicho tablero.

3.4.2.3.2 Acciones producidas por el agua

Las acciones producidas por el agua o, desde un punto de vista más general, que se relacionan con ella, pueden transmitirse por múltiples efectos, de los que se destacan respecto a las obras de suelo reforzado los siguientes:

- El fenómeno de sumersión correspondiente al principio de Arquímedes, en forma de subpresión a todos los niveles.
- La presión hidrostática.
- Las presiones de filtración.
- La modificación de los parámetros geomecánicos del suelo reforzado.

Por regla general las acciones producidas por el agua atañen a las obras parcialmente saturadas (orillas de río o de mar), para las cuales convendrá normalmente realizar un estudio específico que se sale del alcance de este Manual.

3.4.2.3.3 Otras acciones variables

Además de las acciones definidas anteriormente se deberán considerar, en su caso, otras acciones variables, entre las que se pueden citar las siguientes:

- Los esfuerzos horizontales en los estribos de puente que se produzcan por dilataciones del tablero.

- Las cargas no permanentes que se apliquen a la obra de suelo reforzado cuando se piense utilizar ésta como área de acopios destinados a la construcción de otra obra.
- Los esfuerzos eventuales motivados por determinadas cargas climáticas, sobre todo las de nieve, considerándose en este caso las acciones aplicables a la edificación (Norma MV-101).

3.4.2.4 Acciones accidentales

Las acciones accidentales que pueden afectar a las obras de suelo reforzado son, entre otras, las siguientes:

- Los choques de vehículos.
- Los efectos sísmicos.
- Los efectos de hundimientos mineros o kársticos.

Por sus especiales características estos últimos se escapan del alcance de este Manual.

3.4.2.4.1 Choque de vehículos contra dispositivos de retención

Por regla general, los esfuerzos motivados por los choques de vehículos contra los dispositivos de retención afectan esencialmente a la zona superior del macizo del suelo reforzado. No es preciso por tanto hacerlos intervenir en las combinaciones generales relativas a los cálculos (tal como se definen en el apartado 3.5.). Es suficiente añadir a los esfuerzos determinados para dicha zona las tensiones complementarias motivadas por los dispositivos de retención en función de su tipo.

Para las barreras semirrígidas de acero, se admitirá un esfuerzo adicional de 4 KN sobre los esfuerzos normales de trabajo del macizo.

Ese esfuerzo se aplicará simultáneamente al punto de anclaje y a la derecha del punto de tracción máxima.

Cuando la obra vaya dotada de barreras semirrígidas sobre postes, se dimensionarán las armaduras de la capa superior de modo idéntico al anteriormente expuesto, siendo en este caso el esfuerzo adicional 8 KN cuando los soportes tengan una longitud de 2 m y vayan dispuestos de tal manera que la distancia entre la cara exterior de la barrera y el paramento sea de 1,50 m.

Finalmente, en el caso de las barreras metálicas normales fijadas a una losa se admitirá que el esfuerzo máximo que se transmite a un soporte, igual a 300 KN, lo hace enteramente al terraplén, bajo la forma de un esfuerzo cortante horizontal uniforme aplicado a la superficie de losa incluida entre dos juntas consecutivas. Este esfuerzo se difunde en el suelo tal como se indica en el apartado 7.5.1.1d y por tanto directamente a las armaduras afectadas por esta difusión.

3.4.2.4.2 Estabilidad sísmica de los taludes y muros de suelo reforzado

En general pueden utilizarse métodos seudoestáticos para el análisis de la estabilidad sísmica, supuesto que no exista riesgo de licuefacción o pérdida importante de resistencia en el suelo reforzado.

El coeficiente de seguridad resultante deberá ser:

$$F \geq 1,15$$

En el cálculo se considerará únicamente la acción sísmica horizontal. Dada la flexibilidad de estas estructuras será suficiente con adoptar una aceleración del 85% de la máxima esperable en superficie para el sismo de proyecto (ver Norma PGS. 1-1969).

Deberá asegurarse que, bajo el sismo, no se produce la rotura del refuerzo, para garantizar que la estructura sigue cumpliendo su función a pesar de producirse, eventualmente, deformaciones importantes. Cuando se quiera limitar éstas, deberán utilizarse armaduras inextensibles en lugar de fibras sintéticas. En los casos en los que interese conocer las deformaciones asociadas a estos fenómenos deberá realizarse un cálculo dinámico a partir del espectro de aceleraciones previsible.

Puede indicarse que, salvo en zonas de alta sismicidad o en estructuras muy poco reforzadas, la estabilidad se consigue con un ligero aumento de la longitud del refuerzo.

3.4.3 COMBINACIONES DE ACCIONES – HIPOTESIS DE CARGA

3.4.3.1 Notaciones

En el texto que sigue se emplearán las notaciones que a continuación se indican:

- G_{max} , conjunto de las acciones permanentes desfavorables.
- G_{min} , conjunto de las acciones permanentes favorables.
- Q , conjunto de acciones variables.

3.4.3.2 Principios generales

Se consideran únicamente dos grupos de combinaciones: las combinaciones normales centradas en las acciones variables, y las combinaciones accidentales centradas en una acción accidental.

En lo que a las combinaciones fundamentalmente se refiere, las acciones permanentes se reparten en dos grupos: el de las acciones desfavorables que actúan en el mismo sentido que las acciones variables de base y el de las acciones desfavorables que actúan en sentido opuesto. En una combinación determinada las acciones favorables y desfavorables son de naturaleza y de origen distinto, lo que excluye la división en dos partes de una misma acción individual. En general, se debe respetar el principio de coherencia.

3.4.3.3 Combinaciones normales

3.4.3.3.1 Obras en seco

Se considera la siguiente combinación de acciones:

$$1,5 \times (G_{max} + Q) + 0,9 G_{min}$$

Las acciones variables de base se obtendrán generalmente tomando las cargas de servicio que actúen, por ejemplo, sobre la calzada soportada por el macizo y/o sobre la obra de paso en el caso de un estribo. También podrán tenerse en cuenta los esfuerzos debidos a la maquinaria de explanación empleada. En el caso de obras de contención no hace falta normalmente tener en cuenta acción variable alguna.

3.4.3.3.2 Obras parcialmente saturadas

En este caso, las acciones variables debidas al agua, empujes y subpresiones se aíslan de las acciones desfavorables, y se incluyen en la combinación

multiplicándolas por un coeficiente de ponderación igual a la unidad. La valoración de las acciones se hará para un período de retorno de 100 años, pero la forma de la combinación será la misma que se ha expuesto en el apartado 3.4.3.3.1.

3.4.3.4 Combinaciones accidentales

Tal como se ha comentado anteriormente, los esfuerzos transmitidos por los eventuales dispositivos de retención afectan esencialmente a las capas superiores del macizo, lo que indica la conveniencia de prever en tal caso refuerzos locales cuyas características se determinarán con la ayuda de los valores señalados en el apartado 3.4.2.4.

Las únicas combinaciones accidentales a tener en cuenta en la estabilidad global son las que comprenden los efectos de un terremoto y son de la forma siguiente:

$$G_{max} + G_{min} + F_A$$

donde F_A representa el conjunto de los esfuerzos horizontales producidos por la inercia frente a la aceleración horizontal a .

3.4.4 COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Los coeficientes de seguridad son los valores por los que hay que dividir las resistencias de los diversos elementos del macizo de suelo reforzado y su cimentación para obtener las capacidades portantes admisibles de dichos elementos, capacidades que no podrán ser superadas por las solicitaciones calculadas a partir de cualquier combinación de acciones.

Cuando la funcionalidad de la estructura lo requiera estos criterios respecto a estados de rotura podrán sustituirse por criterios límites de servicio, como ocurre al fijar asentos o deformaciones máximas admisibles.

Salvo indicación expresa en contrario para determinados tipos de refuerzo, los coeficientes de seguridad a aplicar serán los que se indican en la Tabla 3.1.

TABLA 3.1. COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARCIALES

Parámetro o solicitación	COMBINACION DE ACCIONES	
	Normales	Accidentales
a) Terreno natural		
Angulo de rozamiento interno (s/tgØ)	1,20	1,10
Cohesión (Taludes u obras de contención)	1,50	1,40
Cohesión (cimentaciones)	1,80	1,60
b) Suelo de aportación		
Angulo de rozamiento interno (s/tgØ)	1,10	1,00
Cohesión	1,40	1,30
c) Solicitaciones		
Deslizamiento de taludes	1,30	1,20
Estabilidad general de muros o estribos	1,50	1,30
Hundimiento de cimentaciones	1,50	1,25
Deslizamiento del contacto suelo-terreno		
Obras de contención	1,30	1,10
Estructuras	1,50	1,30
Deslizamiento del contacto suelo-armadura		
Obras de contención	1,35	1,15
Estructuras	1,50	1,25
Resistencia de las armaduras a tracción	1,65	1,50

Las solicitaciones a comprobar, para todas y cada una de las diferentes combinaciones de acciones, son las directamente relacionadas con las diversas formas de rotura previsible. Estas formas de rotura son las siguientes:

a) Generales

- Rotura por inestabilidad general del terreno en el que se asienta la obra de suelo reforzado.
- Rotura local, por falta de capacidad portante, del terreno de cimentación de la obra.
- Deslizamiento horizontal de la obra por exceso de inclinación de la resultante transmitida al terreno de cimentación.

b) Específicas

- Rotura de armaduras por exceso de tensión.
- Deslizamiento entre armaduras y relleno, por falta de longitud suficiente de armadura en la zona resistente.
- Rotura local de paramento, por exceso de empujes de tierra.

Las combinaciones específicas se detallan al tratar cada una de las modalidades de refuerzo.

3.5 COMPROBACIONES GENERALES

3.5.1 COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD GENERAL

Este análisis no difiere en lo esencial, del análisis usual de estabilidad de taludes. El coeficiente de seguridad calculado no deberá ser menor que el especificado en el apartado 3.4.4.1.

Los métodos a emplear serán los de equilibrio límite de taludes (método de rebanadas, deslizamiento de cuñas, etc.), con estudios a corto y largo plazo.

Conviene, sin embargo, considerar separadamente el caso de las obras en que las armaduras son más largas que la altura ($L > H$). En tal caso puede haber propagación de la rotura al interior del macizo del suelo reforzado que, debido a su flexibilidad, ya no puede seguirse considerando como un bloque rígido (fig. 3.2.). En este caso hay que tener en cuenta las fuerzas de resistencia, a rotura o a deslizamiento, de las armaduras cortadas por la superficie de rotura. Estas fuerzas se calcularán de la misma forma que en el método global de comprobación de la estabilidad interna (apartado 7.5.1.).

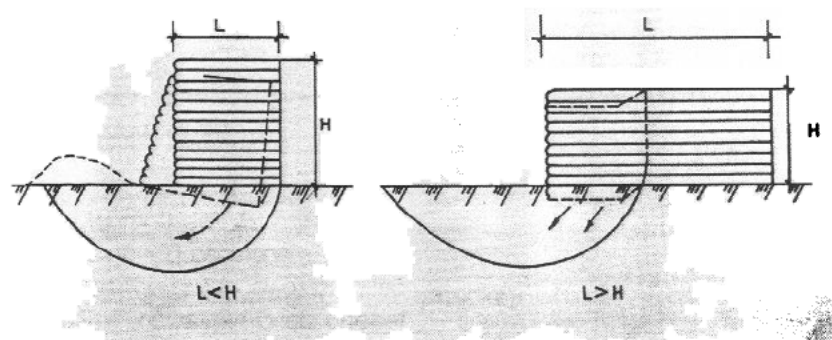


Fig. 3.2. FORMAS DE ROTURA POR LA CIMENTACION DE MACIZOS DE SUELO REFORZADO

Se deberá tener en cuenta este fenómeno en los cálculos de estabilidad externa para los cuales se limitará a H la anchura del muro ficticio cuya estabilidad se estudia (apartado 7.5.1.).

A veces hay casos en los que el desarrollo de las superficies de rotura atraviesa el macizo, afectando de forma diversa a cada nivel de armaduras (fig. 3.3.).

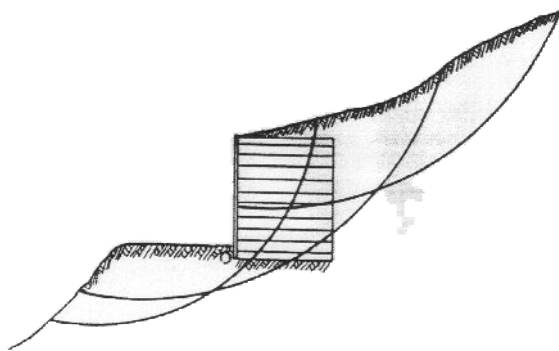


Fig. 3.3. ROTURA ATRAVESANDO EL MACIZO DE SUELO REFORZADO

3.5.2 ROTURA POR HUNDIMIENTO EN EL TERRENO DE CIMENTACION

La carga de hundimiento se calcula como la de una zapata flexible de ancho B'' (apartado 6.8.) con carga inclinada y uniformemente repartida, por los métodos usuales de la Mecánica del Suelo.

La inclinación será la de la resultante de las solicitaciones sobre el terreno, limitada a la anchura eficaz B', cuyas componentes son R_v' (calculada en el apartado 6.8.) y R_h' que tiene como expresión

$$R_h = R_v \frac{B'}{B}$$

en donde R_h es la resultante de todas las acciones horizontales ejercidas sobre el macizo.

La componente vertical de la carga de hundimiento, dividida por el coeficiente de seguridad especificado en el apartado 3.4.4.2., deberá ser mayor o igual que la tensión transmitida por el macizo, definida como tensión de referencia q_{re} en el apartado 6.8.

3.5.3 DESLIZAMIENTO SOBRE UNA SUPERFICIE HORIZONTAL

Esta comprobación se realiza como en un muro convencional de fábrica, mediante la expresión

$$R_H \leq \frac{1}{F_g} (\text{tg} \delta R_V + c_a)$$

siendo R_v y R_h las componentes vertical y horizontal de la resultante de todas las acciones ponderadas ejercidas sobre el macizo, B es la anchura del macizo, c_a y δ la adhesión y el ángulo de rozamiento entre el macizo y terreno de cimentación, limitada la primera a un máximo de 10 t/m² y el segundo al valor mínimo entre Ø₁ y Ø, ángulos de rozamiento interno del relleno y del terreno de cimentación respectivamente, y F_g el coeficiente de seguridad definido en el apartado 3.4.4.

3.6 SELECCION DE MATERIALES DE APORTACION

En las obras con suelo reforzado pueden darse las situaciones siguientes:

- Ejecución de la estructura aportando tanto los elementos de refuerzo como el suelo que va a englobarlos.

Utilización obligada del suelo natural utilizando el refuerzo como una mejora del mismo, bien en su posición original o sometiéndolo a nuevo extendido y compactación.

En el primer caso deberán utilizarse materiales de características mecánicas adecuadas, asegurando además la compatibilidad con los elementos de refuerzo y el sistema de ejecución.

Si bien los métodos de refuerzo del terreno resultan muy versátiles respecto a la combinación suelo-armadura, salvo en los aspectos referentes a la durabilidad (ver Ap. 3.7.), debe tenerse en cuenta que, cuanto mejor sea la calidad del relleno, mayor será el aprovechamiento del refuerzo que es elemento más caro. En particular, en el caso de armaduras metálicas, de gran resistencia, es aconsejable utilizar rellenos granulares que aseguren un alto rozamiento, tanto interno como de contacto con las armaduras^(*).

Los condicionantes pueden ser algo menores en el caso de armado con fibras extensibles, si bien debe procurarse utilizar rellenos de los calificados como adecuados en el Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes.

La granulometría deberá ser adecuada a las condiciones de puesta en obra, en especial el espesor de las tongadas a colocar sobre cada capa de refuerzo.

En los casos de láminas que puedan ser punzonadas o desgarradas, se limitará también el tamaño y angulosidad del relleno (ver Tercera parte).

Debe evitarse la presencia de finos arcillosos o limosos en proporción suficiente (generalmente > 15%) para afectar a la permeabilidad del relleno o dar problema de fluencia, asentamiento o resistencia.

No se autorizará el empleo de materiales marginales (escorias, desechos industriales, suelos con materia orgánica, yesíferos, etc.) sin la oportuna justificación de un adecuado comportamiento bajo las sollicitaciones previsibles.

Deberá prestarse además especial atención a los problemas de durabilidad y compatibilidad entre los materiales de aportación y los de refuerzo. En el apartado siguiente y en otros puntos de este Manual se hacen indicaciones adicionales sobre este tema.

Respecto a los materiales artificiales a utilizar como refuerzo deberán cumplir la normativa oficial referente a cada uno de ellos, pudiendo citarse:

- Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado (EH-88).
- Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes.

o los vigentes en el momento de la ejecución.

(*) En el Anejo se especifica la calidad requerida para obras de "tierra armada".

Cuando no exista normativa española el proyecto deberá indicar las especificaciones a aplicar.

En el caso de materiales especiales o no convencionales, deberán especificarse las normas seguidas en la definición del sistema constructivo y aquellos ensayos que garanticen el cumplimiento de las propiedades previstas.

3.7 DURABILIDAD

3.7.1 GENERALIDADES

Se consideran dos tipos de estructuras de suelo reforzado:

- a) **Provisionales:** Período de servicio inferior a 5 años.
- b) **Definitivas o permanentes:** Se consideran dos duraciones mínimas de vida útil de la estructura:

50 años, para las estructuras ubicadas en zonas de previsible evolución vial o urbana que llegue a suponer su eliminación.

75 años, para las estructuras situadas en zonas de improbable remodelación en el periodo indicado.

Deberá garantizarse que todos y cada uno de los elementos de la estructura conserven su funcionalidad y resistencia a lo largo de la vida útil prevista.

A este respecto deberá prestarse especial atención a:

- La corrosión de elementos metálicos.
- El ataque químico a los hormigones.
- La actividad bacteriana sobre elementos degradables.
- La alteración físico-química de los materiales sintéticos.

Como factores de agresividad deben considerarse:

- Las aguas freáticas o de infiltración que puedan penetrar en la estructura.
- La naturaleza del terreno natural o de los materiales de aportación.
- Los factores atmosféricos y medio-ambientales.

Para estudiar la durabilidad de los materiales de refuerzo se recurrirá en lo posible a ensayos a escala real con simulación intensiva de los agentes agresivos, o a la recuperación periódica y examen de testigos dejados en estructuras reales.

Cuando se trate de productos nuevos su caracterización podrá hacerse a partir de pruebas de laboratorio, pero deberá procederse con cautela a márgenes de seguridad amplios hasta que las aplicaciones reales hayan constatado su comportamiento a medio plazo (mínimo 10 años). Análisis comparativos con otros materiales pueden ser también de gran utilidad.

Cada fabricante deberá establecer las oportunas limitaciones de calidad para los materiales de aportación que puedan estar en contacto con cada tipo de refuerzo.

A título de orientación se recogen algunas limitaciones ya aceptadas para ciertos tipos de suelo reforzado.

3.7.2 CORROSION DE ARMADURAS METALICAS

Puede adoptarse el criterio establecido en la Tabla 3.2., la cual se refiere principalmente a préstamos naturales. Cuando se pretenda emplear materiales no convencionales (escorias, desechos industriales, etc.) deberán ex-

tremarse las precauciones, ya que pueden existir elementos agresivos no reseñados en dicha Tabla.

TABLA 3.2 ESPECIFICACIONES PARA EL MATERIAL DE APORTACION EN CONTACTO CON ARMADURAS DE ACERO DULCE GALVANIZADO

Propiedad	Estructuras en seco	Estructuras en agua dulce
Resistividad	$\geq 1.000 \Omega \text{ cm.}$	$\geq 3.000 \Omega \text{ cm.}$
pH	5-10	5-10
Sales solubles		
- Cloruros (Cl^-)	$\leq 200 \text{ mg/kg}$	$\leq 100 \text{ mg/kg}$
- Sulfatos (SO_4^{2-})	$\leq 1.000 \text{ mg/kg}$	$\leq 500 \text{ mg/kg}$
Contenido en sulfatos	$\leq 300 \text{ mg/kg}$	$\leq 100 \text{ mg/kg}$
Actividad biológica (Población de bacterias)	$\leq 10 \text{ bacterias/gramo de suelo}$	
Materia orgánica	$\leq 100 \text{ p.p.m.}$	
Demanda biológica de oxígeno (D.B.O.)	$\leq 20 \text{ mg/kg}$	

Fuente: Brachet (1979)

Es una buena práctica frente a la corrosión disponer espesores de sacrificio en exceso de los necesarios por razones resistentes. En la Tabla 3.3. se hacen algunas indicaciones.

En general se emplea acero dulce sin recubrir o galvanizado. no siendo rentable emplear aceros especiales resistentes a la corrosión.

Existen métodos muy diversos para estimar la agresividad de un material de aportación. En la Tabla 3.4. se muestra el denominado "índice global de agresividad" o de Steinrath. Recientemente se ha propuesto un método vectorial multidimensional que parece dar resultados fiables. ponderando cinco parámetros: resistividad, pH, humedad de saturación y contenido en cloruros y sulfatos.

TABLA 3.3

Condiciones de la estructura	Duración					
	≤ 5 años		50 años		75 años	
	A	AG	A	AG	A	AG
En seco	0,5	0	2,5	1,0	3,5	1,5
En agua dulce	0,5	0	3,0	1,5	4,5	2,0
En zona marítima	1	N.A.	4,0	N.A.	6,0	N.A.
En emplazamiento agresivo	A determinar en cada caso					

A = acero dulce sin revestir

AG = acero dulce galvanizado

N.A. = no aplicable

**TABLA 3.4. ESTIMACION DE LA AGRESIVIDAD DEL SUELO
(según Steinrath)**

Parámetro	Calificación	Parámetro	Calificación	Parámetro	Calificación
Tipo de suelo		Contenido de agua		Bacterias reductoras de sulfatos	
- Suelos calizos	-2	- Superior 20%	1	- Ausentes	0
- Suelos yesíferos	-1	- Inferior 20%	0	- Trazas	2
- Suelos margosos				- Presentes	4
arenas arcillosas	0	pH		Bacterias oxidantes de sulfuros	
- Suelos arcillosos	2	- Superior 6.	0	- Ausentes	0
- Suelos pantanosos	4	- Inferior 6.	1	- Trazas	2
Condiciones generales		Acidez total (meq/kg)		- Presentes	4
- Presencia de agua	1	- Inferior 2,5	0	Materia orgánica-Bioactividad	
- Suelo alterado	2	- 2,5 a 5,0	1	- Ausentes	0
- Agua no presente	0	- Superior 5,0	2	- Trazas	1
- Suelo inalterado	0	Alcalinidad total		- Presentes	2
Resistividad ($\Omega \cdot \text{cm}$)		- Superior 1.000	-2	Temperatura	
- Superior 10.000	0	- 200 a 1.000	-1	- Modifica la calificación	
- 5.000 a 10.000	1	- Inferior 200	0	Suma de puntos	
- 2.300 a 5.000	2	Cloruros (ppm)		- Negativo	No agresivo
- 1.000 a 2.300	3	- Superior 100	1	- 0 a 4	Poco agresivo
- Inferior 1.000	4	- Inferior 100	0	- 5 a 10	Agresivo
Potencial redox (mv, pH7)		Sulfatos (ppm)		- Superior a 10	Muy agresivo
- Superior 400	-2	- Superior 1.000	3		
- 200 a 400	0	- 500 a 1.000	2		
- 0 a 200	2	- 200 a 500	1		
- Inferior 0	4	- Inferior a 200	0		

3.7.3 DEGRADACION DE MATERIALES SINTETICOS

Debe establecerse en cada caso bajo los agentes agresivos previsibles, por lo que resulta imposible una valoración cuantitativa en el estado actual de desarrollo de estos materiales(*).

Como indicación se da en la Tabla 3.5. una valoración cualitativa de los materiales más usuales.

3.8 IMPACTO AMBIENTAL

Al igual que en cualquier otro tipo de obra, debe asegurarse que el acabado y colocación exterior de la estructura de suelo reforzado no suponga una alteración del entorno y se adapte adecuadamente a las demás estructuras, obras o edificaciones con las que se integra o combina.

Cuando se utilicen elementos metálicos se evitará especialmente la aparición de manchas de corrosión, tintes de óxido, etc. que puedan suponer un detrimento de los paramentos.

Análogamente se cuidarán las juntas entre elementos prefabricados de forma que no se escape el material de relleno ni rezume humedad.

(*) Existen algunos ensayos normalizados para estudiar la resistencia a la acción química o bacteriana, como la inmersión durante 15 días en tres soluciones de ácido láctico (0,1n), carbonato sódico (0,1n) y lechada de cal (10g/l), o el tratamiento, durante 16 semanas con *Pseudonoma aeuriginosa* (ISO DIS 846.2/77).

En general se procurará que en los paramentos finales no asomen restos de mallas, tejidos o refuerzos que puedan alterar un deseable aspecto "natural". Si esto fuera difícil se recurrirá al recubrimiento con vegetación, enchachados, etc.

Cuando se empleen materiales sintéticos deberá comprobarse que no sufran degradación en el terreno, contaminando, éste o a las aguas subterráneas con productos tóxicos o nocivos.

TABLA 3.5. RESISTENCIA A LA DEGRADACION DE ALGUNOS MATERIALES (ORIENTATIVA)

Material \ Agentes	POLIESTIRENO	POLIESTER	POLIAMIDA	POLIARAMIDA	POLIETILENO	POLIPROPILENO	PVC	POLIURETANO	ELASTOMEROS
Bacterias Sp.	D	PA	PA	D	R	R	PA	M	PA
Hongos	PA	M	B	B	E	E	B	M	PA
Insectos	B	R	R	B	E	R	B	B	B
Roedores, gusanos	B	R	R	R	E	R	B	B	B
Plantas, raíces	B	B	B	B	M	R	B	R	B
Acidos	B	B	R	R	E	E	B	R	B
Alcalis	B	R	B	B	E	E	B	R	B
Calor seco	B	B	R	B	R	B	E	B	PA
Calor húmedo	B	R	B	B	R	B	R	M	PA
Dis. Orgánicos	R	B	B	B	B	B	B	B	M
Radiación U.V.	B	E	B	B	B	M	E	B	R
Abrasión	M	E	E	E	R	B	E	B	B
Desgarro	M	B	B	B	M	R	B	R	B
Sales disueltas	-	B	B	B	B	B	B	-	B
Resistiv. < 2.000	D	D	D	D	D	D	D	D	D
Pot. Redox < 2.000	D	D	D	D	D	D	D	D	D
Mat. Orgánica	B	R	R	B	E	E	B	M	B
Humedad 25%	B	R	R	B	E	E	B	M	B
Oxidantes	R	B	R	B	B	R	-	B	R

M = Mala; R = Regular; B = Buena; E = Excelente; D = Desconocida; PA = Potencialmente atacable

4

DEFINICION Y TIPOS. CAMPO DE APLICACION

Se consideran dentro de este apartado aquellos casos en los que el terreno se refuerza con elementos muy poco deformables denominados **armaduras**, generalmente a base de bandas, barras o mallas metálicas, dispuestas según planos o dispersas en la masa.

Los tipos más usuales son los constituidos por:

- a) Una piel o paramento prefabricado, de hormigón o metálico, anclado en la masa del terreno mediante bandas metálicas. El tipo más característico es la "tierra armada".
- b) La misma solución anterior, pero consiguiendo el anclaje mediante barras o mallas metálicas. Una variante son las barras terminadas en una placa o elemento de mayor sección ("tierra anclada").
- c) El cosido del terreno mediante barras metálicas, hincadas o cementadas, en perforaciones previas y entrecruzadas espacialmente.

En los dos primeros casos el terreno se extiende recubriendo los sucesivos elementos de anclaje, mientras que en el tercero se mantiene el terreno in situ.

El campo de aplicación de las obras realizadas por los procedimientos incluidos en los casos a) y b), se extiende a la mayor parte de los casos indicados en el Apartado 3.2.

En particular, los muros presentan importantes ventajas como son su utilización en terrenos de cimentación de baja calidad y donde existan problemas de espacio para el desarrollo de taludes. También se utilizan muchas veces para evitar sobrecargar taludes en equilibrio estricto.

Aunque pueda resultar atractiva, la utilización de las técnicas anteriores en estribos de obras de paso (son a la vez terraplén de acceso y soporte del tablero) e incluso en estribos mixtos (el tablero se apoya directamente en una pila-estribo independiente del muro) deberá justificarse suficientemente, siendo en principio preferible el uso de estribos convencionales de hormigón.

En el caso de que, previa justificación, se decida la utilización de este tipo de estribo, se puede proyectar con muros de vuelta, confinando por tres caras el terraplén de acceso, o prolongando el muro frontal con aletas.

La solución de estribo mixto (que puede constituir una alternativa del mismo peso que la de estribo convencional) permite la disociación de la función de soporte, cumplida por el pilotaje o una pila-estribo, de la función de contención que viene asegurada por el macizo de suelo reforzado con armaduras.

Parece más adecuada esta solución en el caso de estructuras hiperestáticas apoyadas en un terreno de cimentación que previsiblemente vaya a producir asientos diferenciales importantes.

Interesa también la utilización de este tipo de estribos si se prevé un ensanche en la obra, ya que en la pila-estribo se podrían entonces apoyar los tramos complementarios.

Los apoyos pueden estar dentro o fuera del macizo de suelo reforzado, incluyendo en ambos casos su presencia en la cimentación de los apoyos.

El cosido del terreno por elementos metálicos tiene a su vez numerosas aplicaciones como la estabilización de taludes, la mejora del cimiento de terraplenes o la formación de paramentos subverticales en excavaciones. En el Apartado 9 se desarrolla el método con más amplitud.

5.1 RESISTENCIA

5.1.1 RESISTENCIA AL CORTE DEL TERRENO DE CIMENTACION

Los parámetros de resistencia al corte del terreno de cimentación (c_u , cohesión aparente sin drenaje; ϕ' , ángulo de rozamiento interno y, c' cohesión efectiva) se determinarán a partir de los estudios geotécnicos usuales, tanto para el estudio de la estabilidad externa como para el cálculo de la carga de hundimiento y de la resistencia del contacto macizo reforzado-terreno de cimentación. En este último caso no se considerará ninguna resistencia cohesiva o adhesión superior a 0,1 MPa (1 Kp/cm²).

5.1.2 ROZAMIENTO INTERNO DEL RELLENO

El rozamiento interno del terreno influye tanto en la resistencia del contacto suelo-armadura como en el esfuerzo máximo de tracción soportado por las armaduras.

Para un buen aprovechamiento de las armaduras se recomienda que el ángulo de rozamiento interno del relleno ϕ_r , medido sobre el material saturado en condiciones de corte rápido, sea al menos de 25° y el ángulo de rozamiento suelo-armadura, medido bajo las mismas condiciones, sea al menos de 22°. En el caso de obras en seco, y supuesto que la compactación se realiza adecuadamente, se debe garantizar un ángulo mínimo de rozamiento interno del relleno $\phi_r = 36^\circ$ ($\text{tg } \phi_r = 0,726$).

Este valor se ha de tener en cuenta como valor característico mínimo, sea cual fuere el tipo de armadura.

En el caso de obras parcialmente saturadas será necesario un estudio específico. En la fase de anteproyecto será razonable no tomar un valor de ángulo de rozamiento interno superior a 25°.

En el caso de obras de contención en seco que no se sometan a compactación cuidadosa, conviene determinar de antemano el ángulo de rozamiento interno del suelo en las condiciones de su puesta en obra.

Por último, también para los terraplenes de áridos ligeros será preciso un estudio detallado en laboratorio.

5.1.3 ROZAMIENTO ENTRE EL RELLENO Y LAS ARMADURAS

5.1.3.1 Naturaleza del rozamiento suelo-armadura

El rozamiento entre los rellenos y las armaduras de refuerzo debe determinarse mediante ensayos adecuados de tracción (fig. 5.1.), tanto en laboratorio como en obras prototipo.

La tensión normal actuante sobre una armadura es difícil de conocer. Por tanto, en lugar del coeficiente de rozamiento real suelo-armadura $f = \tau_{\text{máx}}/\sigma$, puede emplearse un coeficiente aparente de rozamiento, denominado f^* y definido por la relación $f^* = \tau_{\text{máx}}/\sigma_1$, donde $\tau_{\text{máx}}$ es el esfuerzo cortante máximo que podría mobilizarse en la superficie de la armadura y σ_1 es la tensión vertical media resultante, por ejemplo, el peso del relleno situado encima.

Los factores principales que influyen en el valor de este coeficiente f^* son el

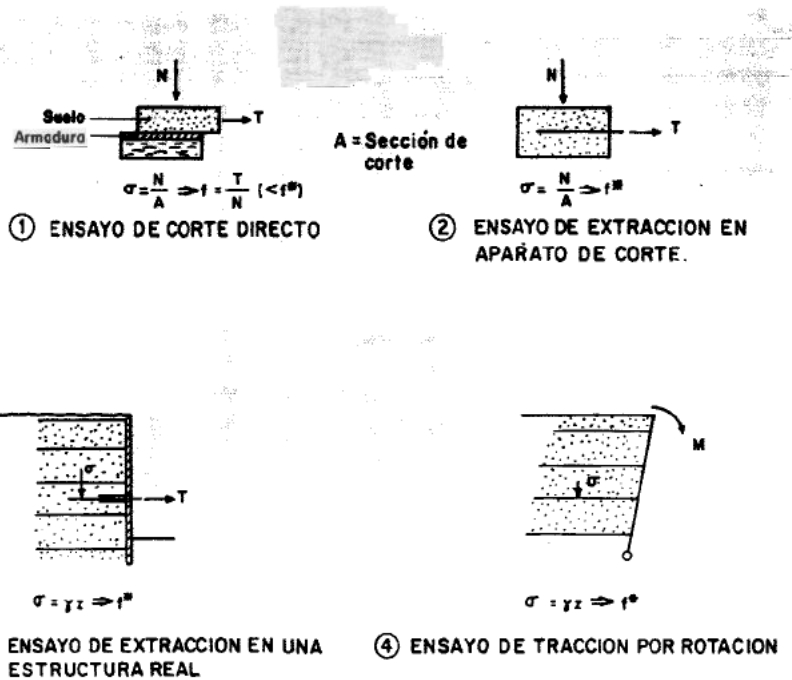


Fig. 5.1. ENSAYOS PARA LA DETERMINACION DEL ROZAMIENTO SUELO-ARMADURA

peso específico del relleno, a geometría superficial de las armaduras y la tensión vertical actuante.

— Influencia de la compacidad del relleno

Si el relleno se encuentra en estado muy flojo, el coeficiente aparente de rozamiento es muy próximo al residual. En cambio si el relleno es compacto, como debe suceder en el caso de obras reales, el coeficiente aparente de rozamiento puede tener valores muy superiores. Estos resultados se explican por el fenómeno de la dilatancia. Si la compacidad es suficiente, los esfuerzos cortantes que se desarrollan en las inmediaciones de las armaduras tienen tendencia a producir un aumento local de volumen del suelo. Su expansión queda limitada por la poca compresibilidad de las zonas próximas del suelo, lo que redundará en un aumento de la tensión normal aplicada sobre la armadura (fig. 5.2.), con el aumento consiguiente del valor de f^* .

— Influencia de textura de las armaduras

Todos los ensayos de tracción efectuados sobre armaduras tanto lisas como con resaltes han demostrado que las curvas que relacionan f^* con el desplazamiento Δl de la armadura en cabeza tienen el aspecto indicado en la fig. 5.3. En el caso de una armadura lisa, la curva (f^* , Δl) presenta una resistencia de pico muy marcada para un desplazamiento pequeño, siendo el valor residual de f^* aproximadamente la mitad de su valor máximo. En el caso de una armadura con resaltes no difieren mucho los valores de f^* de pico y residual, alcanzándose el máximo para desplazamientos importantes.

Estos resultados justifican que se tome para el dimensionamiento de las obras el valor máximo de f^* para las armaduras con resaltes y el valor residual para las lisas (ver Apartado 5.1.3.2.).

— Influencia de las tensiones debidas al peso del relleno

Debe tenerse en cuenta que el valor del coeficiente aparente de rozamiento disminuye conforme aumenta la tensión vertical debida al peso de tierras (fig. 5.4.).

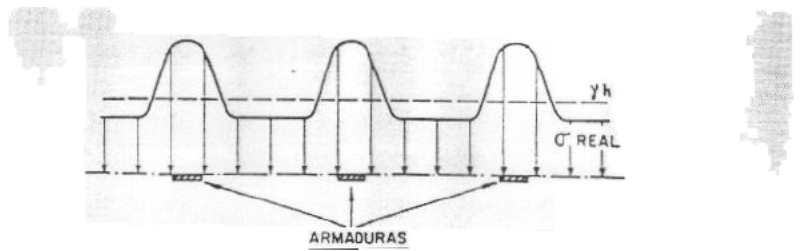


Fig. 5.2. REPARTO DE LAS TENSIONES VERTICALES SOBRE UNA CAPA DE ARMADURAS

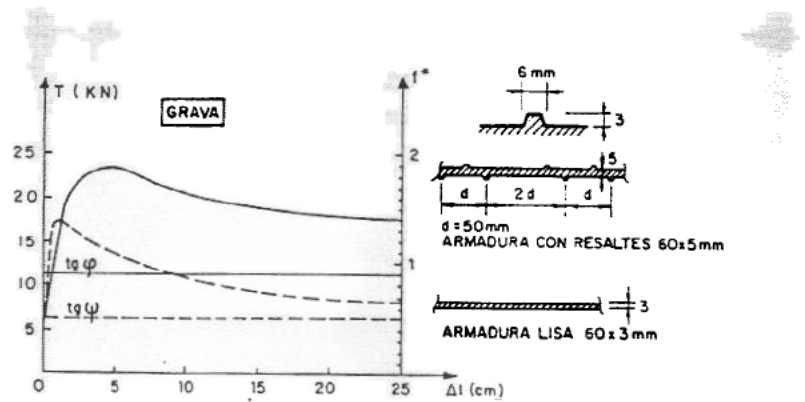


Fig. 5.3. INFLUENCIA DE LA TEXTURA SUPERFICIAL DE LAS ARMADURAS EN EL COEFICIENTE APARENTE DE ROZAMIENTO

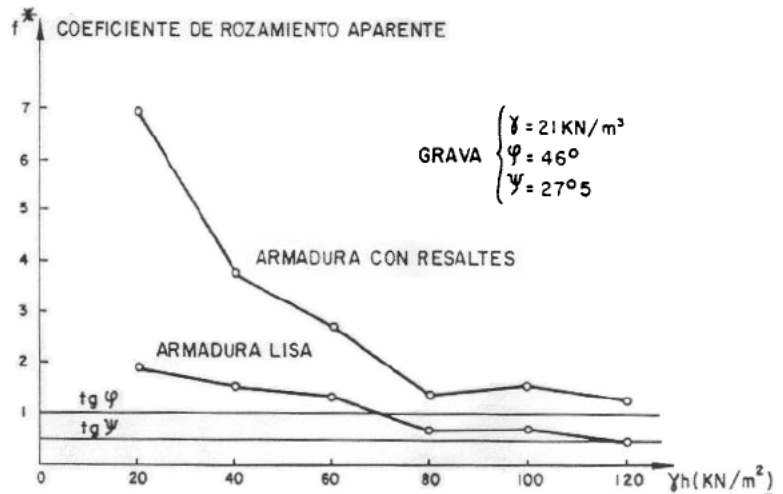


Fig. 5.4. INFLUENCIA DE LA SOBRECARGA DE TIERRAS EN EL COEFICIENTE DE ROZAMIENTO APARENTE

El fenómeno es más apreciable en las armaduras con resaltes que en las lisas. Con valores grandes de γh el coeficiente f^* tiende, en el caso de armaduras con resaltes, hacia el valor de $\text{tg } \phi_i$, donde ϕ_i es el ángulo de rozamiento interno del relleno, mientras que en el caso de las armaduras lisas f^* tiende al coeficiente verdadero de rozamiento suelo-armadura.

Se explica este fenómeno por el hecho de que la dilatación es mayor para valores pequeños de la tensión media que para valores grandes.

5.1.3.2 Aplicación práctica

a) Armaduras con resaltes

En el caso de rellenos compactados se podrá suponer que el ángulo de rozamiento interno es constante a lo largo de la armadura.

Como ley de variación en función de la profundidad puede adoptarse la siguiente (fig. 5.5.):

$$f^* = f_0^* \left(1 - \frac{z}{z_0}\right) + \operatorname{tg} \emptyset \cdot \frac{z}{z_0} \text{ para } z \leq z_0 = 6 \text{ m}$$

$$f^* = \operatorname{tg} \emptyset \quad \text{para } z > z_0$$

El coeficiente f_0^* depende de gran número de parámetros (granulometría, angulosidad, rozamiento entre partículas, etc.). Se puede evaluar mediante la fórmula:

$$f_0^* = 1,2 + \log_{10} C_u$$

donde C_u es el coeficiente de uniformidad del relleno (supuesto granular):

$$C_u = D_{60}/D_{10}$$

siendo D_{60} y D_{10} , respectivamente, los diámetros de las partículas con respecto a los cuales el peso de los granos de diámetro inferior representan el 60% y el 10% del peso del suelo.

A falta de determinaciones precisas puede suponerse un valor mínimo:

$$f_0^* = 1.5$$

Un enfoque más general de este punto se puede obtener haciendo depender el valor de f^* de la tensión vertical a la que está sometida la armadura, con lo cual se pueden tener en cuenta otras sobrecargas distintas del peso del relleno.

b) Armaduras lisas

Se tomará:

$$f^* = \operatorname{tg} \delta$$

siendo δ el ángulo de rozamiento suelo-armadura ($\geq 22^\circ$).

c) Casos especiales

Donde se den condiciones especiales, distintas de las anteriores (armaduras de distinta naturaleza, rellenos sin compactar, macizos parcialmente satura-

Armaduras lisas $f_0 = \operatorname{tg} \delta$
 Armaduras con resacas $f_0^* = 1,2 + \log_{10} C_u$

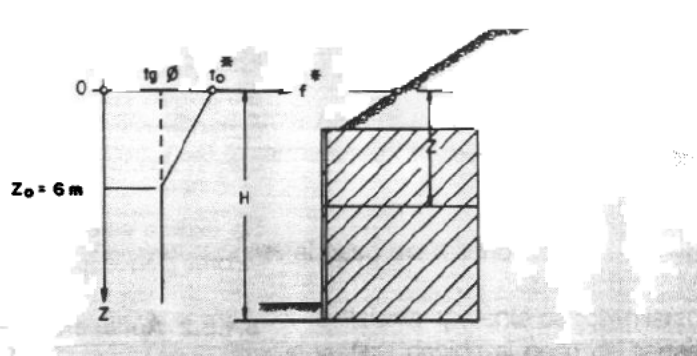


Fig. 5.5. DETERMINACION DE f^* EN FUNCION DE LA PROFUNDIDAD

dos, rellenos de áridos ligeros, etc.) conviene realizar estudios específicos para evaluar el ángulo de rozamiento interno suelo-armadura y su variación en profundidad.

5.2 DEFORMABILIDAD

Las deformaciones de un macizo de suelo reforzado se deben a la compresibilidad del relleno y al asiento del terreno de cimentación.

5.2.1 ASIENTOS PROPIOS DEL RELLENO

A consecuencia de la presencia de las armaduras, la obra de suelo reforzado asienta menos que un relleno de la misma altura realizado con el mismo material y compactado al mismo grado.

Siempre que se utilicen materiales granulares adecuados, debidamente compactados y donde no sean de esperar cambios en las características mecánicas del relleno por saturación o penetración de agua, se podrán desprestigiar los asientos propios del macizo de suelo reforzado, que serán del orden de algunas milésimas de su altura.

Donde se empleen otros materiales o condiciones de puesta en obra o se vayan a apoyar estructuras sensibles a los asientos (caso de estribos) deberán hacerse los correspondientes cálculos de asientos, estimando el módulo de deformación del suelo reforzado (50 al 60% superior al del suelo sin refuerzo).

5.2.2 ASIENTOS DEL TERRENO DE CIMENTACION

La capacidad de soportar deformaciones de un macizo de suelo reforzado es en sí bastante grande. Las deformaciones quedan limitadas por la deformabilidad longitudinal máxima admisible del paramento y por las deformaciones funcionales máximas admisibles en la superestructura.

Se distinguen dos casos:

- a) Asientos diferenciales importantes en el curso del montaje (por ejemplo, si se realiza la obra por etapas sucesivas en terrenos muy compresibles), pueden producir apertura o cierre de las juntas del paramento en la parte superior. Puede resultar entonces difícil, si no imposible, colocar los elementos superiores, sobre todo en los muros de cierta altura. En tal caso se puede prever el retranqueo de los paramentos de las distintas etapas (fig. 5.6.) o bien realizar juntas dotadas de cubrejuntas (fig. 5.7.).

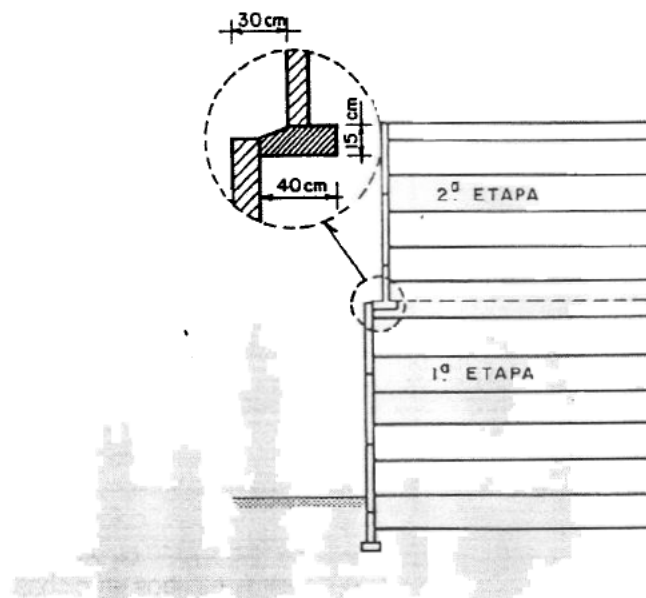


Fig. 5.6. MACIZO CONSTRUIDO EN DOS ETAPAS SEPARADAS

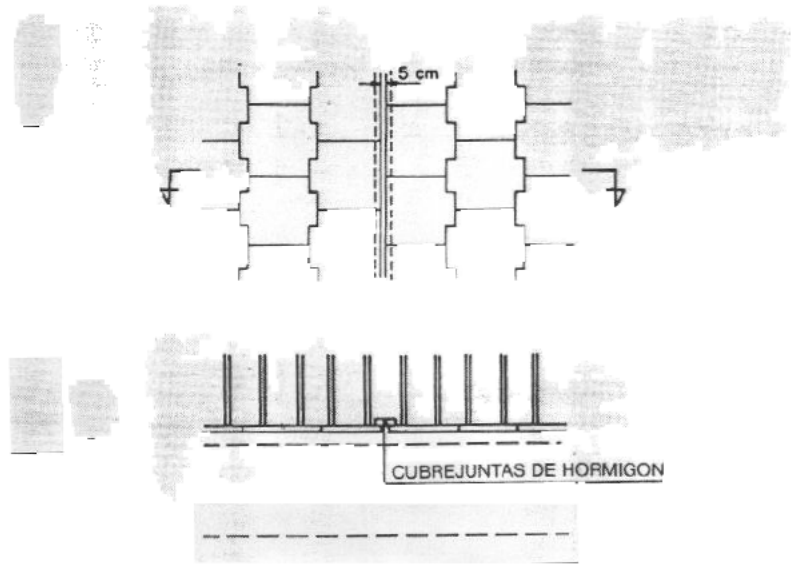


Fig. 5.7. JUNTAS VERTICALES EN LOS PARAMENTOS DE PLACAS DE HORMIGÓN

- b) Distorsiones angulares longitudinales (*) del orden de 5% pueden producir daños en el paramento que perjudiquen el aspecto de la obra y posiblemente su comportamiento a largo plazo a consecuencia de las pérdidas locales del material del relleno.

El asiento diferencial admisible de los paramentos se determina en función de la altura del muro. Una obra de unos 15 m de altura se adapta sin daños a un asiento diferencial del orden del:

- 1% en el caso de paramentos de hormigón.
- 2% en el caso de paramentos metálicos.

Donde se prevean asientos que superen dichos valores, se colocarán en el paramento separaciones verticales dotadas de cubrejuntas, bien en los puntos más peligrosos, bien a intervalos regulares del orden de 10 a 20 m.

5.2.3 ASIENTOS EN ESTRIBOS

Son aplicables a los estribos las recomendaciones generales sobre asientos anteriormente indicadas, pero incluyendo los asientos del terreno de cimentación debidos a las cargas transmitidas por el tablero.

En terrenos granulares de compacidad media a alta y bastante permeables, los asientos posteriores a la colocación del tablero son pequeños en relación con los asientos totales. En cuanto la altura del estribo exceda de 7 u 8 m y la luz sea menor de 15 a 20 m, la mayor parte de los asientos se producirá durante la construcción del estribo. Pueden distinguirse dos casos:

- a) En las obras isostáticas la incidencia estructural de estos asientos es reducida, pero hay que asegurarse de que sean aceptables el perfil longitudinal y el gálibo resultantes.
- b) En las obras hiperestáticas los asientos tienen que ser mínimos desde el comienzo de la fase hiperestática de la construcción (descimbrado de un puente de losa, colocación de la clave en una obra de voladizos sucesivos, etc.). Esto es difícil de asegurar, por lo que se evitará la utilización de estos estribos en dichas obras.

(*) Se define como distorsión angular a la relación entre las diferencias de asientos entre dos puntos inicialmente al mismo nivel, y la distancia entre ellos.

6

BASES GENERALES DE DISEÑO

6.1 DEFINICION DE DIMENSIONES

En la figura 6.1. se indican los diversos datos geométricos de un macizo de suelo reforzado. Entre ellos cabe destacar:

- H_1 altura del paramento incluyendo la parte enterrada
- H altura a efectos mecánicos empleada en los cálculos
- L longitud de las armaduras

6.2 ENTREGA DE LA ESTRUCTURA

6.2.1 OBJETO DE LA ENTREGA

En las obras de suelo reforzado, tanto los riesgos de rotura local del terreno en las inmediaciones del paramento como consideraciones prácticas imponen que se prevea una entrega o penetración en el terreno, D (fig. 6.2.).

6.2.2 PROFUNDIDAD DE LA ENTREGA

La profundidad D debe dimensionarse en principio para evitar el hundimiento del terreno situado debajo del paramento, y al mismo tiempo evitar el sifonamiento por flujo en torno al mismo. Este valor D depende de los siguientes factores:

Profundidad de la helada.

- Riesgo de descalce de la obra durante trabajos posteriores (zanjas) o bajo ciertas condiciones naturales (terrenos en pendiente, socavación, etc.).
- Riesgo de sifonamiento en caso de concentrarse las filtraciones bajo el paramento.

En cualquier caso se debe prever una profundidad $D \geq 0,40$ m para todas las obras, a no ser que estén cimentadas sobre un terreno compacto (roca firme, zócalo de hormigón, antigua calzada, etc.) y no sensible a la helada.

Para evitar que la tensión debajo del paramento rebase la capacidad portante del terreno de cimentación, se utilizan normalmente los valores de la

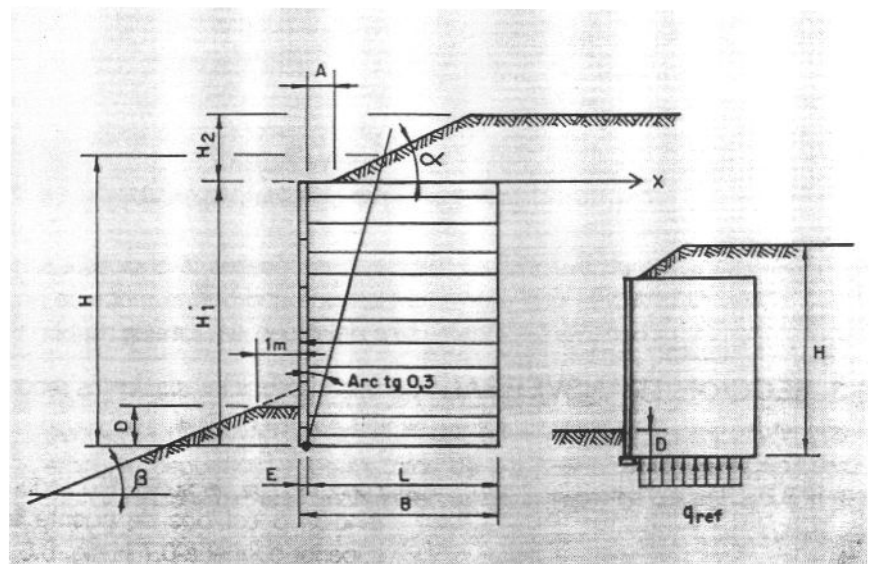


Fig. 6.1. NOTACIONES Y DEFINICIONES

Fig. 6.2. ENTREGA

Tabla 6.1. que permite obtener la entrega mínima D_m en función de la tensión de referencia q_{ref} aplicada al terreno de cimentación (apartado 6.8.) y de la geometría del terreno.

TABLA 6.1.
VALORES DE LA RELACION D_m/q_{ref} (*)

Pendiente del terreno	D_m/q_{ref}
$\beta = 0^\circ$	$1,5 \times 10^{-3}$
$\beta = 18^\circ$ (cot $\beta = 3/1$)	3×10^{-3}
$\beta = 27^\circ$ (cot $\beta = 2/1$)	$4,5 \times 10^{-3}$
$\beta = 34^\circ$ (cot $\beta = 3/2$)	$6,5 \times 10^{-3}$

(*) D_m : entrega mínima en m
 q_{ref} : tensión vertical de referencia en KN/m²

Estos valores de D_m se han establecido mediante estudios de estabilidad a la rotura según círculos pequeños en torno al pie del paramento, para unas características medias del terreno de cimentación. Se pueden por tanto utilizar cuando falten datos para predimensionar adecuadamente la entrega.

Para las obras corrientes (estribos en terreno horizontal y muros sin sobrecarga) se puede hacer el dimensionamiento previo directamente a partir de la altura de la obra a efectos mecánicos (H) mediante la Tabla 6.2.

TABLA 6.2
VALORES DE LA ENTREGA MINIMA D_m

Pendiente del terreno		Entrega mínima D_m en m
$\beta = 0^\circ$	Muros	H/20
	Estribos	H/10
$\beta = 18^\circ$ (cot $\beta = 3/1$)	Muros	H/10
	Muros	H/7
$\beta = 27^\circ$ (cot $\beta = 2/1$)	Muros	H/7
	Muros	H/5
$\beta = 34^\circ$ (cot $\beta = 3/2$)	Muros	H/5

La entrega real D será superior o igual a la entrega mínima D_m , ya que la tecnología de los elementos prefabricados obliga a la base del paramento a seguir de forma discontinua el perfil del terreno (fig. 6.3.).

En el caso de que la obra esté situada en un talud, se calculará la entrega a partir de una berma realizada en la coronación del talud y cuya anchura será del orden de 1 m (fig. 6.4.).

6.3 SECCION TRANSVERSAL Se deben seguir las siguientes recomendaciones para dimensionamiento de la sección transversal:

- Los macizos de suelo reforzado que tengan la función de obras de contención o estribos de puente llevarán armaduras cuya longitud L sea superior o igual a 0,7 H (fig. 6.5.).
- Consideraciones de estabilidad general, así como el rozamiento tierra-armadura y la normalización de las longitudes de armaduras pueden producir longitudes L sensiblemente superiores a 0,7 H.

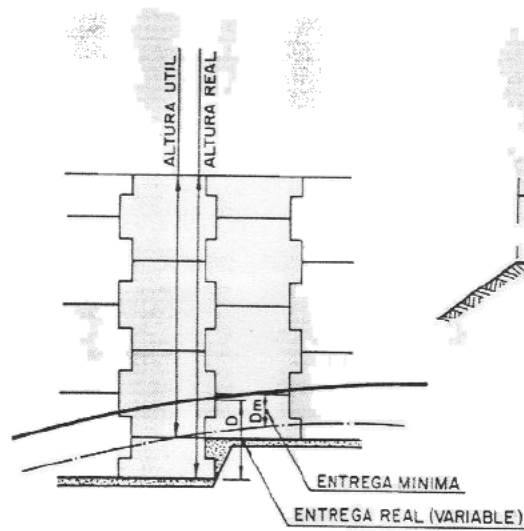


Fig. 6.3. DIFERENCIA ENTRE ENTREGA MINIMA Y ENTREGA REAL

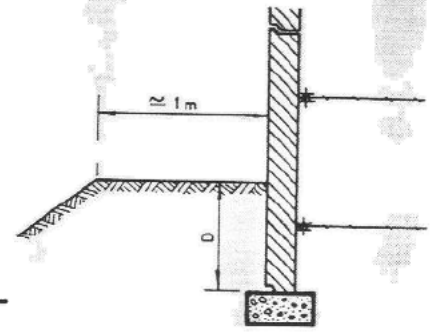


Fig. 6.4. BERMA PARA OBRAS SOBRE TALUD

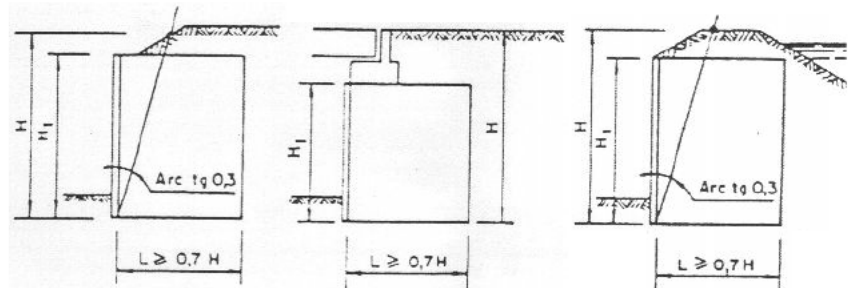


Fig. 6.5. GEOMETRIA DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES

Para los estribos de puente en particular hay que prever, por regla general, $L > 7 \text{ m}$ y a la vez $L > 0,6 H + 2 \text{ m}$ ($H < 20 \text{ m}$).

- c) Las obras en las cuales la longitud de algunas armaduras se reduzcan respecto a la longitud normal serán objeto de cálculos especiales. En tal caso la variación de longitud se hará progresivamente.

La figura 6.6. muestra un ejemplo. La longitud de las armaduras de la base se pueden reducir a $0,4 H$ siempre que se cumplan ciertas condiciones esenciales referentes a la estabilidad externa.

- d) Tanto los macizos que soporten terraplenes con una superficie libre de pendiente negativa, como las obras adosadas a terrenos sometidos a empujes pequeños, y los macizos de paramento doble, pueden ser dimensionados con una anchura en la base superior o igual a $0,6 H$ (fig. 6.7.).
- e) La altura a tener en cuenta al fijar la anchura del macizo en una sección determinada es la altura a efectos mecánicos, con inclusión de la entrega mínima D_m y no de la entrega real D (apartado 6.2.2.).

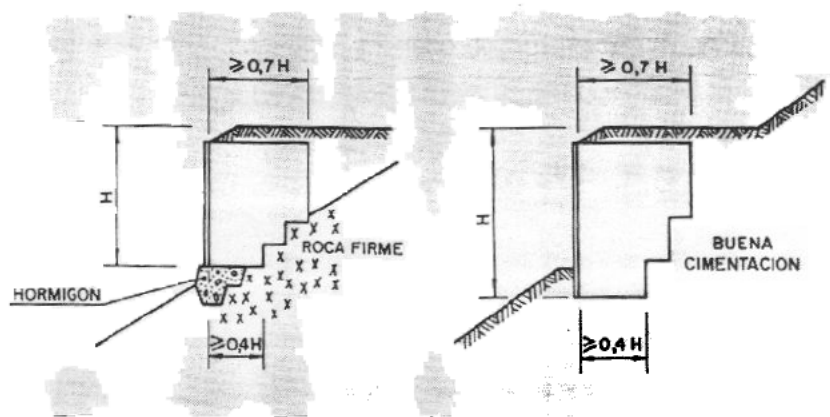


Fig. 6.6. OBRAS DE SECCION NO RECTANGULAR

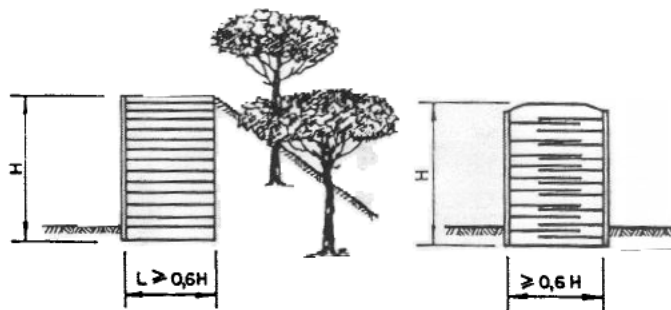


Fig. 6.7. OBRAS SOLICITADAS POR EMPUJES DE TIERRAS PEQUEÑOS

6.4 ANCHURA EFICAZ DEL MACIZO CON RESPECTO AL COMPORTAMIENTO GLOBAL

Las obras de suelo reforzado se pueden asimilar, en lo que se refiere a los esfuerzos externos, a los muros de gravedad y, por lo tanto, se aplicaran los mismos esquemas de cálculo.

Sin embargo, para el cálculo de la estabilidad externa se deberá, en algunos casos, tener en cuenta, la deformabilidad de este tipo de obras. Tal caso es el de la estabilidad del terreno de cimentación frente al hundimiento, especialmente en aquellas obras que incluyan armaduras de gran longitud (apartado 3.5.1.). Para este caso se define una anchura eficaz del macizo, a emplear en la comprobación del hundimiento.

6.4.1 MUROS SENCILLOS

Al igual que en los muros de contención clásicos, en los muros de suelo reforzado con armaduras se calcula la estabilidad externa considerando los esfuerzos por unidad de longitud de muro.

Los esfuerzos se aplican a un paralelepípedo rectangular que representa la sección transversal del muro. Para el cálculo de la carga de hundimiento, la anchura eficaz B' se considerará igual al valor mínimo entre la real del muro B y su altura a efectos mecánicos H (apartado 6.1.):

$$B' = \text{Min} (B, H)$$

6.4.2 MUROS DOBLES

Un muro doble está formado por dos muros de suelo reforzado con armaduras, cuyos paramentos son paralelos y que pueden estar separados por un relleno no armado (fig. 6.8a), o por armaduras unidas (fig. 6.8b) o engarzadas (fig. 6.8c).

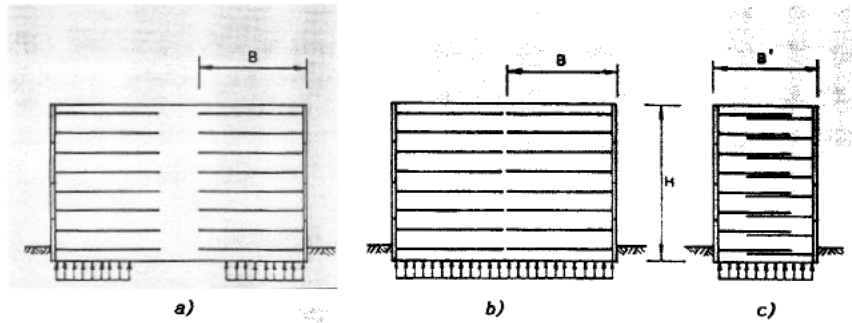


Fig. 6.8. MUROS DOBLES

En el caso de muros separados o de armaduras unidas, cada uno deberá considerarse separadamente. Los esfuerzos horizontales aplicados al trasdós de cada estructura varían desde cero, en el caso de muros unidos, hasta el valor del empuje activo si entre los muros hay el espacio suficiente para permitir su movilización.

$$B' = \text{Min} (B, H)$$

En el caso de muros engarzados tan sólo se considerará un macizo individual representado por el paralelepípedo rectangular de altura H y anchura igual a la distancia entre los dos paramentos.

6.4.3 ESTRIBOS DE PUENTE

El caso de los estribos de puente es diferente del de los muros de contención. Un estribo de suelo reforzado con armaduras es, en muchos casos, la parte extrema de un terraplén de acceso que puede estar limitado por muros del mismo tipo. En este último caso, si se trata de un perfil normal, se calculará la estabilidad externa de cada muro como en el caso de los muros dobles (apartado 6.4.2.).

La sección del estribo propiamente dicho será un rectángulo de altura H y anchura eficaz $B' = \text{Min} (B, H)$. Como longitud de reparto de la carga del durmiente se tomará la del estribo (fig. 6.9.).

6.5 SEGURIDAD FRENTE A LA ROTURA DEL TERRENO DE CIMENTACION

En cuanto al comportamiento frente a la rotura del terreno de cimentación, una obra de suelo reforzado con armaduras es semejante a un terraplén. La gran superficie de cimentación y la capacidad de estos macizos para soportar asientos diferenciales importantes, permiten proyectar con un coeficiente de seguridad al hundimiento más bajo que el previsto para las cimentaciones.

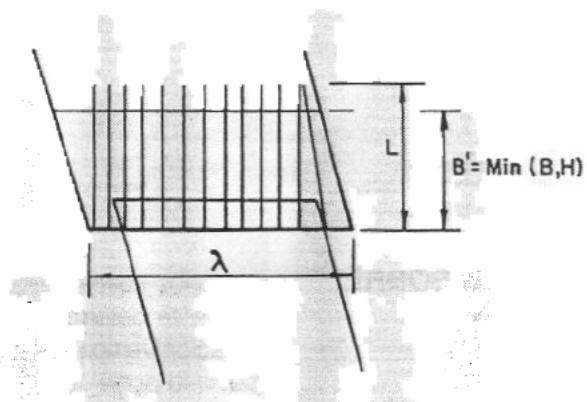


Fig. 6.9. LONGITUD DEL ESTRIBO

Si el terreno de cimentación es de muy baja calidad, puede hacer falta mejorar su capacidad portante. Se deben definir las técnicas de construcción y de mejora del terreno con un estudio geotécnico adecuado. Entre dichas técnicas se deberán considerar, entre otras, las siguientes:

- Sustitución de capas de baja calidad por un suelo bueno y, si es preciso, tratado.
- Precarga.
- Consolidación dinámica.
- Columnas de grava.
- Inyección de pasta de cemento a alta presión ("jet-grouting")
- Ejecución de drenes verticales para acelerar la consolidación.

En ciertos casos se puede también recurrir al aligeramiento del macizo mediante un relleno de áridos ligeros (arcilla o esquisto expandido) o materiales artificiales de baja densidad.

6.6 CIMENTACION DEL APOYO

En el caso de estribos mixtos y donde las pilas de estribo lleven cimentación profunda, conviene ejecutar los pilotes o las zapatas bastante después de la construcción del macizo, para que haya disminuido la intensidad de los empujes horizontales y de los rozamientos negativos (fig. 6.10.).

En el caso de que se trate de una cimentación superficial hay que tener en cuenta que los asientos del terreno situado bajo el macizo se transmitirán parcialmente a la pila-estribo.

6.7 CIMENTACION DEL PARAMENTO

La base del paramento se apoyará sobre una zapata corrida horizontal, o eventualmente formada por varios tramos a diferente cota para una mejor adaptación al terreno. Son dimensiones típicas una anchura de 35 cm y un canto de 15 cm. La zapata puede ser de hormigón en masa o ligeramente armado. La entrega se contará a partir de la parte superior de dicha zapata (fig. 6.11.).

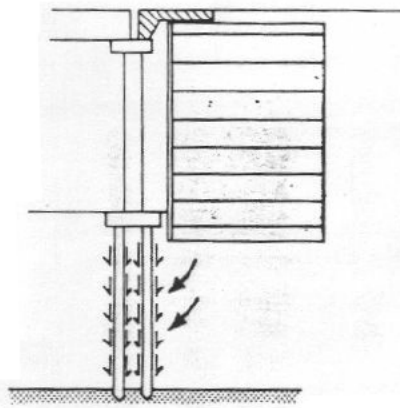


Fig. 6.10. INTERACCION SUELO REFORZADO-PILOTE

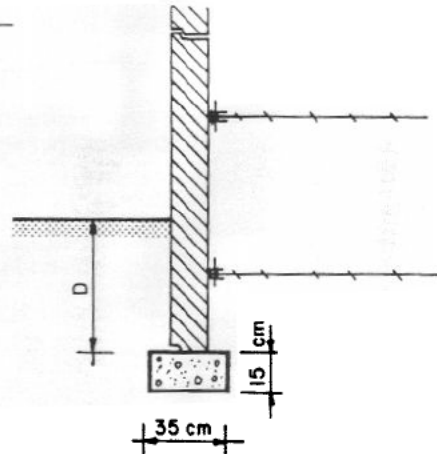


Fig. 6.11. CIMENTACION DEL PARAMENTO

6.8 SOLICITACION SOBRE LA CIMENTACION

En algunos casos, para poder dimensionar la entrega D es necesario primeramente determinar la tensión de referencia q_{ref} , que se define como la sollicitación vertical del macizo sobre el terreno de cimentación a efectos de capacidad portante.

Dado que esta sollicitación depende del valor de la entrega y del archivo de

muro B y éstos dependen a su vez de la sollicitación, es necesario realizar un cálculo iterativo.

Se obtendrán los valores de la tensión de referencia q_{ref} para todas las combinaciones de acciones, y se tomará como valor de cálculo el mayor de todos los obtenidos.

Puede admitirse que la distribución de presiones es lineal excepto en zonas muy próximas al paramento.

Basados en esta distribución lineal, en el concepto de anchura eficaz B' y en la hipótesis de sección efectiva utilizada para el cálculo de zapatas con cargas excéntricas (hipótesis de Meyerhof), puede calcularse la tensión de referencia q_{ref} de la forma siguiente:

- Se halla, por equilibrio de fuerzas y momentos de cada combinación de acciones, la resultante de las fuerzas verticales transmitidas al terreno R_v y la distancia desde el punto de paso de esta resultante al paramento, d .

Con anchura B del macizo se obtiene la distribución de tensiones verticales transmitidas al terreno, que será trapezoidal o triangular.

- Se toma de esta distribución de tensiones únicamente la parte correspondiente a la anchura eficaz $B' = 2d$ medida a partir del paramento (fig. 6.12). Esta parte da lugar a una resultante R'_v que pasará a una distancia d' del paramento. Las relaciones que ligan R'_v y d' con R_v y d son:

$$R'_v = R_v \frac{B'}{B} \left[1 - 6 \frac{d}{B} - 3 \frac{B'}{B} + 6 \frac{c}{B} \frac{B'}{B} \right]$$

$$d' = \frac{1}{2} \left[B' - \frac{B'^3}{B^3} \frac{R_v}{R'_v} (B - 2c) \right]$$

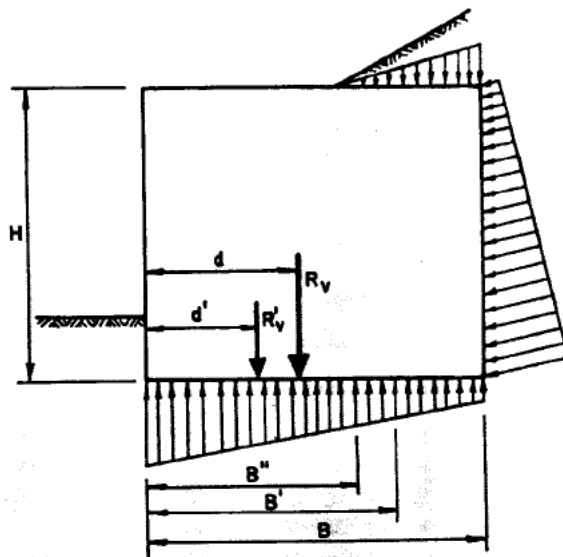


Fig. 6.12. DEFINICION DE q_{ref}

En el caso de que $d \leq B/3$ (resultante R_v fuera del núcleo central) y $B' < 3d$ debe sustituirse en las fórmulas anteriores B por $3d$. Si $d \leq B/3$ y $B' \geq 3d$ se tomará $B = B' = 3d$ por lo que:

$$\begin{aligned}R'_v &= R_v \\d' &= d\end{aligned}$$

- Por último, aplicando el concepto de área efectiva, usual en cimentaciones con carga excéntrica, se admite una anchura efectiva $B'' = 2d'$ a partir del paramento, en la que se supone que se reparte uniformemente la resultante R'_v y se obtiene la tensión de referencia q_{ref} por unidad de longitud del macizo, mediante la expresión:

$$q_{ref} = \frac{R'_v}{2d'}$$

7.1 GENERALIDADES

El funcionamiento de un suelo reforzado con armaduras como material compuesto radica esencialmente en la existencia de un rozamiento entre el relleno y las armaduras. Este mecanismo es complejo, pero puede admitirse que el comportamiento corresponde al de un material ficticio que posea una cohesión anisotrópica proporcional a la resistencia a tracción de las armaduras.

Para el dimensionamiento de estructuras de suelo reforzado deben establecerse modelos o mecanismos a partir de estudios de laboratorio y de experiencias de obras existentes. Los métodos propuestos en este capítulo se corresponden en líneas generales con los desarrollados para el material denominado "tierra armada", si bien son aplicables a otros sistemas de armaduras inextensibles.

7.2 MECANISMOS DE ROTURA

Además de las roturas debidas a inestabilidad externa (terreno de cimentación, deslizamiento, etc.) la rotura de un macizo de suelo reforzado puede producirse por inestabilidad interna de dos modos distintos:

- Por rotura de las armaduras
- Por falta de adherencia o anclaje entre el suelo y las armaduras.

La inestabilidad de una obra por rotura de las armaduras puede ser consecuencia de un infradimensionamiento de las mismas, de un nivel de sollicitación más elevado que el previsto, o de un debilitamiento, de la sección resistente a causa de la corrosión. Los ensayos han demostrado que la ruptura se desarrolla de modo progresivo y rápido a lo largo de la línea de tracciones máximas (ver más adelante).

La inestabilidad de una obra por falta de adherencia se produce si el coeficiente de rozamiento suelo-armadura no es suficiente para equilibrar el esfuerzo de tracción al que estén sometidas.

7.3 ESQUEMATIZACION DEL ROZAMIENTO SUELO-ARMADURA

La movilización de los esfuerzos de rozamiento a lo largo de las armaduras depende esencialmente del desplazamiento relativo de la armadura en relación con el suelo en cada punto de aquélla. En el estado actual de conocimientos no se puede calcular la distribución de estos esfuerzos, y la regla propuesta en el apartado 5.1.3.1 para el criterio de adherencia consiste en comprobar que el esfuerzo máximo de tracción de las armaduras es inferior a la resistencia disponible, que se evalúa a partir del valor del coeficiente aparente de rozamiento f^* .

Para simplificar puede suponerse un valor constante de dicho coeficiente a lo largo de las armaduras. En el caso de armaduras lisas no se tiene en cuenta el peso de las tierras, de modo que el coeficiente tiene un valor igual en todo el macizo. En el caso de armaduras con resaltes se esquematizan los efectos del peso de las tierras según la ley de variación de f^* en función de la tensión vertical a que está sometida la armadura (apartado 5.1.3.2a).

7.4 TRACCIONES EN LA ARMADURA

7.4.1 DISTRIBUCION

Salvo estudios específicos, podrán tenerse en cuenta las consideraciones siguientes:

- a) A un nivel determinado la tracción no es máxima en el punto de enlace con el paramento, sino en el interior del macizo. El valor de la relación entre estas dos tracciones T_z/T_M es de orden de 0,85 (desde 0,4 H hasta 1,0 H) (fig. 7.1).
- b) En lugar geométrico de los puntos de tracción máxima en las armaduras se esquematiza en la figura 7.2. para el caso de un muro.
- c) La línea de tracciones máximas divide en dos zonas el macizo: una zona activa, en la cual los esfuerzos cortantes aplicados por el suelo a las armaduras se dirigen hacia el exterior del muro y, al otro lado, una zona resistente en el cual éstos se dirigen hacia el interior. Para cada capa de armaduras se define una longitud de anclaje L_a , que será la longitud de armadura situada en la zona resistente.

La posición de la línea de máximas tracciones dependerá del tipo de obra, de su cimentación y de las cargas que la soliciten. En la figura 7.3. se muestran criterios aplicables al caso de estribos.

7.4.2 CALCULO

Para el cálculo de las tracciones máximas en las armaduras debe conocerse el estado tensional del relleno en el punto de localización de dichas traccio-

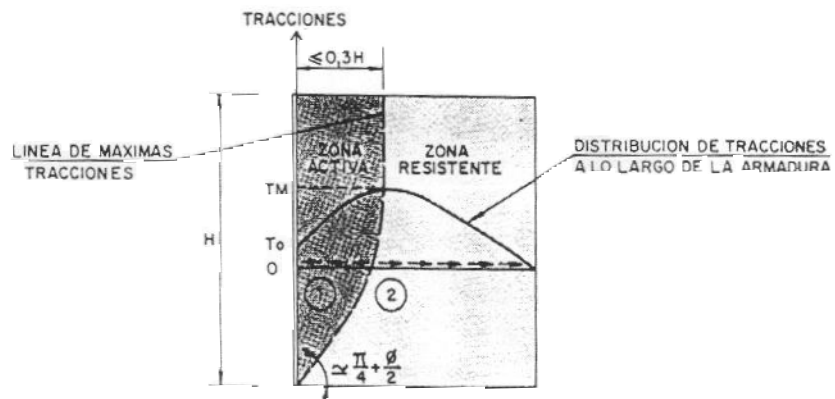


Fig. 7.1. DISTRIBUCION DE TRACCIONES EN LAS ARMADURAS

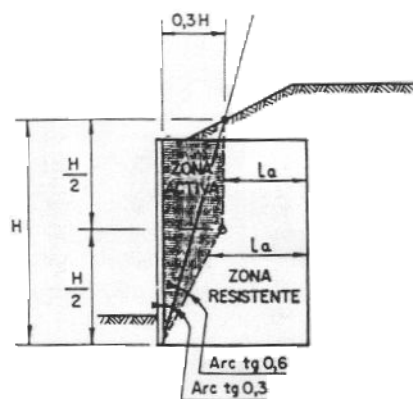


Fig. 7.2. LINEA DE TRACCIONES MAXIMAS EN UN MURO

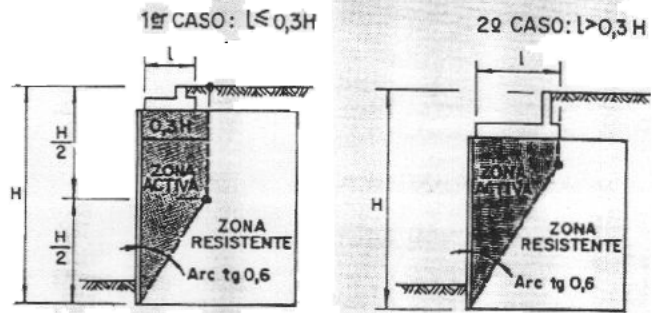


Fig. 7.3. LINEA DE TRACCIONES MAXIMAS EN UN ESTRIBO

Teóricamente, para calcular los valores de σ_1 y σ_3 resultantes de las cargas aplicadas al macizo debe conocerse la ley tensión-deformación del suelo reforzado.

No obstante se admite calcular las tensiones σ_1 en base a las leyes de la estática, con una determinada hipótesis de reparto a lo largo de los planos horizontales y considerando el efecto de cada carga vertical de acuerdo con el principio de superposición. Las tensiones σ_3 se determinan, a partir de los valores de σ_1 , previamente calculados multiplicados por el coeficiente K, añadiendo el efecto de las cargas horizontales eventuales (principio de superposición):

$$\sigma_3 = K\sigma_1 + \Delta\sigma_3$$

El coeficiente K puede determinarse a partir de resultados experimentales, como los reseñados en la figura 7.4., o a partir de mediciones de tracciones máximas T_{max} en las armaduras y del cálculo de tensiones verticales σ_1 , considerando el equilibrio de la parte superior y un reparto uniforme tipo Meyerhof.

Se observa que el coeficiente K disminuye de modo constante desde la coronación, donde está próximo al coeficiente de empuje en reposo K_0 (lo que se debe sobre todo a la compactación) hasta la base, presentando aquí valores iguales al coeficiente de empuje activo K_a e incluso inferiores. Teóricamente K no debería ser jamás inferior a K_a ; no obstante, estos resultados se explican por el hecho de que los valores de σ_1 utilizados son aproximaciones por encima de los valores reales de estas tensiones.

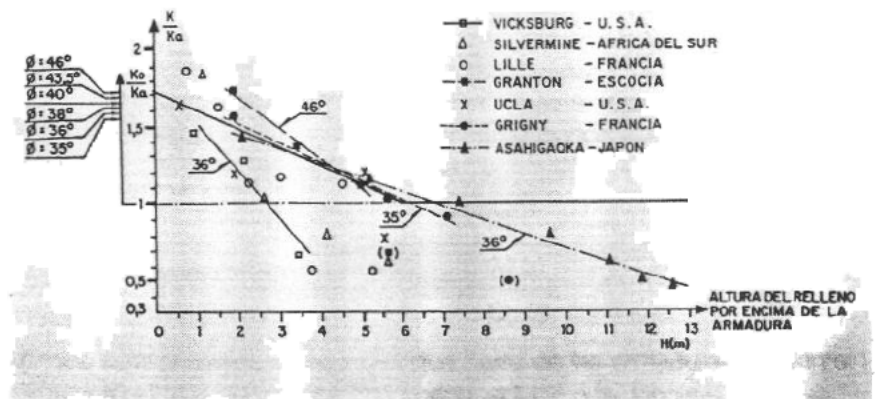


Fig. 7.4. VALORES EXPERIMENTALES DE K

7.5 COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD INTERNA

Los métodos de uso más extendido para llevar a cabo esta comprobación son:

- Método de equilibrio local.
- Método de equilibrio global.

Recientemente se ha desarrollado un método energético que se comenta en el apartado 7.5.3.

En cualquier macizo de suelo reforzado con armaduras hay zonas activas y zonas resistentes en cuanto al rozamiento suelo-armadura. Sin embargo, las esquematizaciones de la frontera entre ambas zonas y la del estado de tensiones en el relleno que son la base del "método de equilibrio local" proceden de constataciones experimentales, referidas primordialmente a muros de contención y a estribos ordinarios de puente (geometría no excepcional). Cuando haya que proyectar obras especiales, o bien obras con cargas excepcionales, deberán considerarse las líneas de rotura potencial dentro del macizo, de modo análogo a las teorías clásicas de equilibrio límite en los macizos del suelo. Este último método llamado, "método de equilibrio global", resulta sensiblemente equivalente al primero en los casos ordinarios y es el que se expone a continuación.

7.5.1 METODO DE EQUILIBRIO GLOBAL

7.5.1.1 Principios

Comprende las comprobaciones de la seguridad frente a la rotura de las armaduras por exceso de tensión, y frente al deslizamiento entre armaduras y relleno por falta de longitud de anclaje.

En el primer caso deberá calcularse la tracción máxima T_{max} a partir de las tensiones que actúan en el relleno. Se admite que en dicho punto de tracción máxima M , el esfuerzo cortante en el suelo es nulo y las tensiones vertical σ_1 y horizontal σ_3 son por tanto las principales. Por razones de simetría se supone que también son nulos los esfuerzos cortantes en el plano intermedio entre dos capas de armaduras (fig. 7.5). Se postula que, localmente, las tensiones σ_3 están equilibradas por las armaduras.

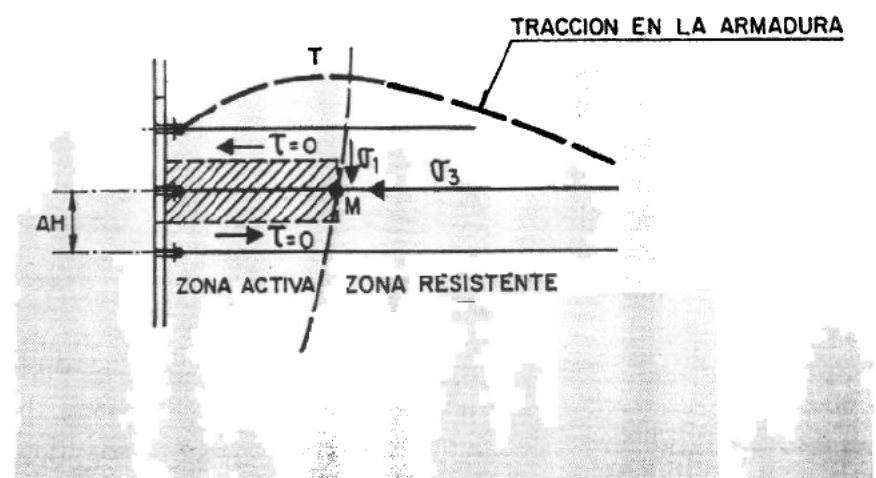


Fig. 7.5. TENSIONES EN EL RELLENO

Llamando ΔH al espaciamiento vertical entre dos capas horizontales de armaduras que se disponen, a razón de N unidades por unidad de longitud de paramento, el esfuerzo equilibrado por cada armadura será:

$$T_{\text{máx}} = \frac{\Delta H}{N} \sigma_3 = \Delta h \cdot \sigma_3$$

Si las armaduras están constituidas por bandas separadas horizontalmente Δs , la tracción máxima valdrá

$$T_{\text{máx}} = \Delta h \times \Delta S \times \sigma_3$$

Si se trata de armaduras no perpendiculares al paramento en secciones horizontales o en ángulos de estructuras puede admitirse la misma densidad de armaduras que en una sección normal.

Si se trata de armaduras inclinadas un ángulo θ respecto al paramento (para salvar algún obstáculo en el relleno por ejemplo) se evaluará $T_{\text{máx}}$ por la fórmula:

$$T_{\text{máx}} = \frac{\Delta H}{N \sin \theta} \sigma_3$$

Para el cálculo de la tensión σ_3 puede seguirse el proceso siguiente:

- A partir de las acciones no concentradas (peso propio, empujes de terreno, sobrecargas repartidas a todo lo ancho del macizo, sollicitaciones de agua, sísmicas, etc.) se calcula la tensión vertical de equilibrio parcial en cada horizontal σ_1^* , de forma similar a q_{ref} (Ver apartado 6.8.).
- A dicha tensión se le añade $\Delta \sigma_1$, debida a la difusión de las cargas verticales Q_i concentradas.
- La tensión vertical total máxima $\sigma_1 = \sigma_1^* + \Sigma \sigma_{1i}$, se transforma en tensión horizontal parcial σ_3^* multiplicando σ_1 por el coeficiente de empuje K que actúe a cada profundidad (ver más adelante).
- El valor total de la tensión σ_3 se obtiene por $\sigma_3 = \sigma_3^* - \Sigma \Delta \sigma_{3i}$, siendo $\Delta \sigma_{3i}$ el incremento de tensión horizontal a cada profundidad debido a la difusión de las cargas horizontales Q_i .

Todas las tensiones son funciones de la profundidad z .

A continuación se explica pormenorizadamente el desarrollo de estas etapas.

a) Peso propio y sobrecargas repartidas

Se calcula σ_1^* en un punto cualquiera, a partir del peso del volumen de suelo situado por encima del plano horizontal que pasa por dicho punto (fig. 7.6) Se determinan para el centro de la base de este volumen las resultantes (incluido momento) de todas las acciones no concentradas. La tensión σ_1^* se determina luego mediante la fórmula (*):

$$\sigma_1^*(z) = \frac{Q_v(z)}{L - 2 \frac{M(z)}{Q_v(z)}}$$

Aunque esta simplificación supone que parte de las armaduras quedan sin carga vertical, ello no justifica que pueda reducirse su longitud.

(*) Ver Apartado 6.8.

b) Reparto de cargas concentradas

Se pueden adoptar las siguientes leyes de reparto:

Difusión transversal al eje de apoyo:

La difusión de la carga se hace suponiendo un reparto uniforme en profundidad, con abertura $1/2$ (H/V) (fig. 7.7).

Las tensiones en la base del apoyo se suponen uniformes y repartidas sobre una anchura reducida l' según el criterio de Meyerhof.

Difusión paralela al eje de apoyo:

Se adopta el esquema de reparto uniforme de la figura 7.8. Por razones de seguridad debe aplicarse también la densidad de armaduras resultante a las zonas sombreadas.

La experiencia demuestra que la presencia de las armaduras rigidiza el suelo y produce una mejor difusión de las sobrecargas.

c) Tensión σ_1 debida tanto al peso del relleno como a las sobrecargas verticales

Se calcula según el principio de superposición tal como se indica en la figura 7.6.

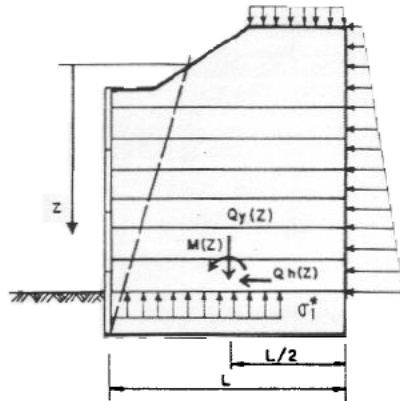


Fig. 7.6. DETERMINACION DE LA TENSION σ_1 EN UN MURO

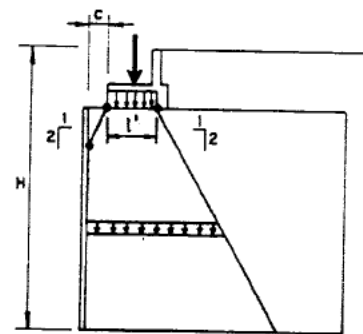


Fig. 7.7. DIFUSION PERPENDICULAR A LA LINEA DE APOYO

Para obtener las tensiones horizontales σ_3 , se tendrá en cuenta lo siguiente:

– Cargas repartidas. Se utilizará la siguiente ley de variación del coeficiente de empuje K

$$K = K_0 \left(1 - \frac{z}{z_0}\right) + K_a \frac{z}{z_0} \text{ para } z \leq z_0 = 6 \text{ m}$$
$$K = K_a \text{ para } z > z_0$$

siendo z la profundidad calculada a partir de la altura a efectos mecánicos H (fig. 7.9).

Los valores K_0 y K_a que son los coeficientes de empuje en reposo y activo, respectivamente, se evaluarán por las fórmulas clásicas:

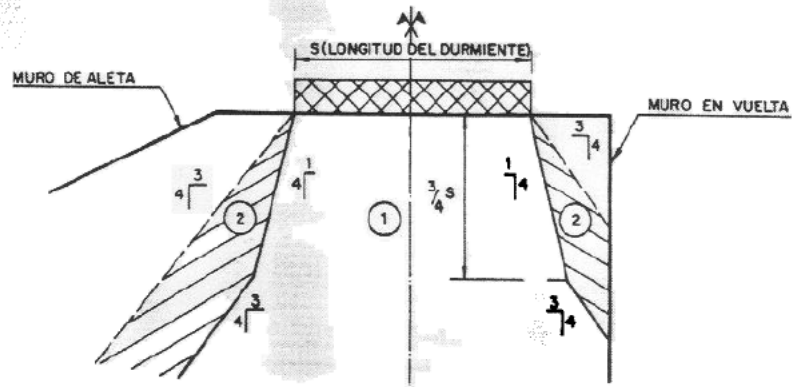


Fig. 7.8. DIFUSION PARALELA A LA LINEA DE APOYO

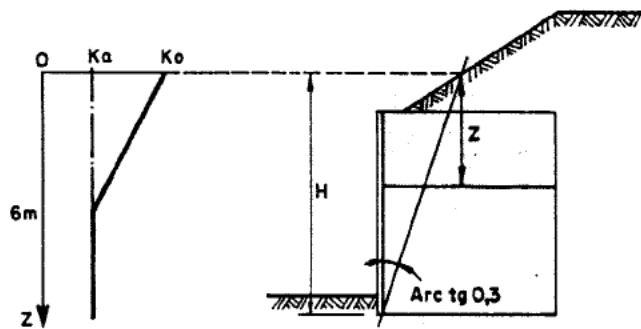


Fig. 7.9. VALORES DE K EN FUNCION DE LA PROFUNDIDAD

$$K_c = 1 - \text{sen } \varnothing,$$

$$K_a = \text{tg}^2 (45 - \varnothing/2)$$

siendo \varnothing . el ángulo de rozamiento interno del relleno.

– Cargas concentradas. La distribución de tensiones horizontales puede obtenerse por las teorías elásticas (fig. 7.10.) con

$$\sigma_H = \frac{2Q}{\pi} (\beta - \text{sen} \beta \cos 2\alpha)$$

para distancias del borde de la carga al paramento superiores a 0,14 H, siendo H la altura del macizo.

Para cargas más próximas se introducirá un coeficiente de mayoración μ , definido por la expresión:

$$\mu = 1,4 - \frac{0,4 d}{0,14 H}$$

d) Cargas horizontales transmitidas al macizo

Producen un aumento de la tensión horizontal $\Delta\sigma_{3i}$. Dicho aumento se supone que actúa hasta una profundidad $y_0 = 2(l' + c)$ y que varía linealmente desde $\sigma_{3i} = Q_H/(l' + c)$ bajo la estructura hasta anularse a la profundidad y_c (fig. 7.11.).

En el caso de cargas próximas al paramento se aplicará el mismo factor de mayoración μ indicado para las cargas verticales.

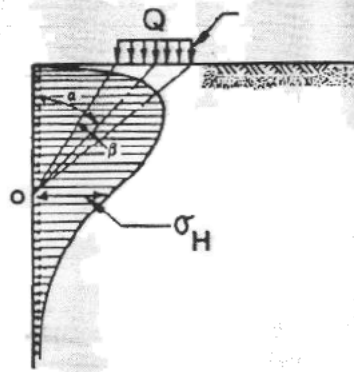


Fig. 7.10. TENSIONES HORIZONTALES DEBIDAS A UNA CARGA EN FAJA

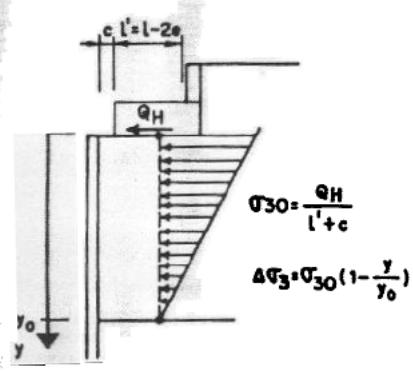


Fig. 7.11. DIFUSION DE LAS CARGAS HORIZONTALES

La difusión paralela a la línea de apoyo y la densidad de armaduras resultante se calculan del mismo modo que para las cargas verticales.

Puede despreciarse las tensiones verticales inducidas por las cargas horizontales.

7.5.1.2 Comprobación de la resistencia mecánica de las armaduras

Se deberá comprobar que las armaduras son suficientes para resistir los esfuerzos de tracción a que están sometidas.

Las sesiones más críticas son:

- 1) La sección donde actúa T_{max} y que está situada en la frontera entre las zonas activa y resistente.
- 2) La sección de unión al paramento que, aunque está sometida a un esfuerzo de tracción menor, está debilitada por las perforaciones del enlace.

Puede admitirse que la tracción en las armaduras en su unión con el paramento no rebasa $0,85 T_{max}$ cualquiera que sea la profundidad considerada.

El esfuerzo de tracción en las dos secciones indicadas deberá ser inferior al esfuerzo de tracción límite, o sea,

$$(I) T_{max} \leq \frac{1}{\gamma_r} R_t \frac{e_c}{e_0}$$

$$(II) 0,75 T_{max} \leq \frac{1}{\gamma_r} R_t \frac{b'}{b} \frac{e_c}{e_0}$$

siendo γ_r el coeficiente de seguridad frente a la rotura de la armadura (aplicado a la resistencia nominal a tracción de ésta, R_t), R_t la carga de rotura de la armadura, e_0 su espesor nominal y e_c su espesor de cálculo, obtenido restando a e_0 el espesor sacrificado a la corrosión, b la anchura normal de la armadura y b' la anchura resistente en el punto de unión al paramento.

7.5.1.3 Comprobación del anclaje de las armaduras

Se deberá comprobar que las armaduras no deslizan respecto al relleno a causa del refuerzo de tracción al que se ven sometidas.

Se comprobará por tanto que el esfuerzo T_{\max} calculado en cada armadura resulta inferior a la carga límite de deslizamiento calculada del modo siguiente:

$$T_{\max} \leq \frac{1}{\gamma_i} 2b \int_{L-L_a}^L f^* \sigma_1(x) dx$$

siendo γ_i el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento entre armaduras y relleno (aplicado al coeficiente de rozamiento aparente relleno-armadura f^*), f^* el coeficiente aparente de rozamiento de cálculo, definido en el apartado 5.1.3. (constante en una misma capa de armaduras), y $\sigma_1(x)$ la tensión vertical en la abscisa x de la armadura, determinada según el método general presentado en el apartado 7.5.1.1. La integración se realiza a lo largo de la longitud de armadura situada en la zona resistente, definida por la línea de máximas tracciones (apartado 7.4.).

En el caso general de un muro de suelo reforzado con armaduras, que soporte o no un talud, la frontera entre las zonas activa y resistente se esquematiza en la figura 7.2.

En el caso de muros dobles con armaduras engarzadas (apartado 6.4.2.) hay solape de las zonas activa y resistentes de ambos macizos, y se pueden distinguir dos casos según que las armaduras de un macizo penetren o no en la zona activa del otro (fig. 7.12.):

En el primer caso las tracciones máximas en las capas de armaduras se equilibran por los esfuerzos cortantes, que se aplican a la vez sobre dichas armaduras y sobre las del otro macizo, de tal manera que se puede tomar en este caso la longitud de adherencia L_a igual a la longitud del solape L_r . En el segundo caso el solape no desempeña ningún papel en el equilibrio de las tracciones máximas.

Por regla general, y siempre que las cargas de explotación vayan a ser variables y de una intensidad reducida en relación con los esfuerzos debidos al peso propio, se admite que la frontera entre las zonas activa y resistente es la misma que en una obra no sometida a dichas cargas, si bien su efecto se debe tener en cuenta para el cálculo de las tensiones en las armaduras.

En cambio, si las cargas de explotación son total o parcialmente de carácter permanente, o si su intensidad es comparable a los esfuerzos debidos al peso propio, la frontera entre las zonas activa y resistente se establece de la forma siguiente:

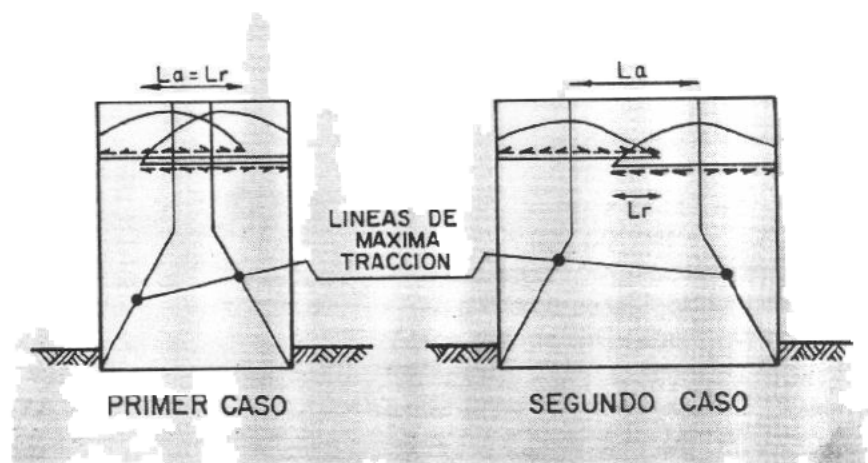


Fig. 7.12. LINEAS DE TRACCION MAXIMA Y LONGITUD DE ADHERENCIA EN LOS MUROS DOBLES

- Si se trata de un muro sobre el que pueden actuar sobrecargas pesadas, la frontera mencionada se define por el método indicado anteriormente, asimilando las cargas a una capa de terraplén de la altura correspondiente.
- Si se trata de estribos de puente, se define la frontera dependiendo de la forma del muro y de las dimensiones del durmiente, según se indica en los diagramas de la figura 7.3.

7.5.2 METODO DE EQUILIBRIO GLOBAL DEL ANCLAJE DE LAS ARMADURAS

Puede utilizarse el método de Coulomb de equilibrio límite, considerando una cuña de terreno armado y calculando la suma de las tracciones que deben soportar las armaduras para que el macizo esté en equilibrio. Debe verificarse que la suma de las capacidades resistentes de las armaduras es, por lo menos, 1,25 veces mayor que la suma de las tracciones necesarias para el equilibrio.

La capacidad resistente en cada armadura será la menor entre la resistencia a rotura y la resistencia al deslizamiento en la zona exterior a la cuña que se movilice.

Para el desarrollo práctico del método deben suponerse planos de rotura potencial que arranquen del paramento y que correspondan a esquemas de rotura cinemáticamente admisibles (los durmientes de hormigón, por ejemplo, no pueden ser cortados por líneas de rotura). Cada uno de estos planos delimita, junto con el paramento, la superficie libre superior y la línea vertical del punto donde sale del macizo armado, un volumen en forma de cuña (fig. 7.13).

Se admite que esta cuña está sometida, entre otros, a los siguientes esfuerzos:

- Los esfuerzos del peso propio, representados por \vec{G}_G .
- Los esfuerzos (horizontales y verticales) producidos por las cargas variables eventuales, representados por \vec{Q} .

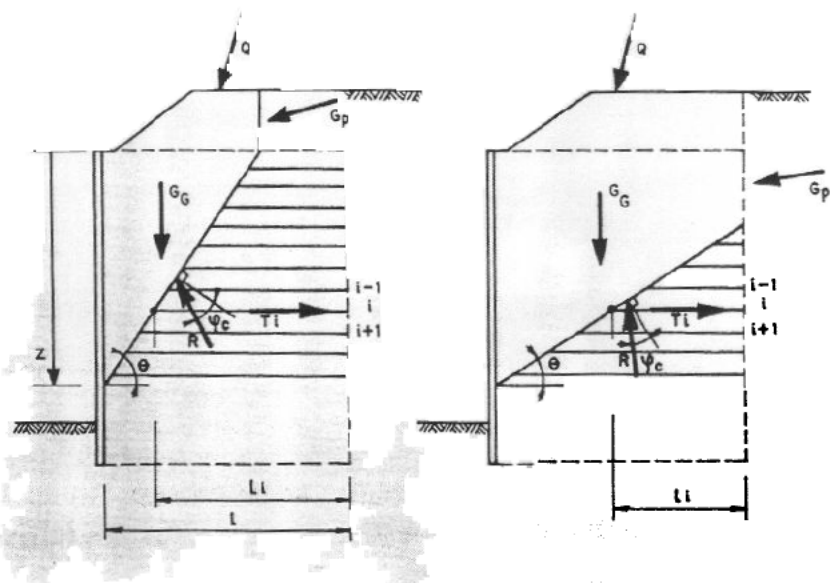


Fig. 7.13. METODO DEL EQUILIBRIO GLOBAL

- Los esfuerzos producidos por el empuje activo de las tierras, representadas por \vec{G}_p .
- La reacción del relleno sobre la cuña, formando un ángulo \varnothing , con la normal al plano, representada por R.

La suma de los esfuerzos de tracción $\Sigma \vec{T}_i$, desarrollados en las armaduras del macizo que atraviesan el plano.

Esta relación no pretende ser exhaustiva y podría ser necesario tener en cuenta otros esfuerzos, sobre todo los relacionados con el agua (subpresión, etc.).

Para realizar los cálculos se tienen en cuenta las acciones, con las ponderaciones correspondientes al estado límite considerado.

La aplicación de los teoremas de equilibrio estático permiten calcular $\Sigma \vec{T}_i$ en función del ángulo que forma el plano de rotura potencial con la horizontal.

No es posible precisar los valores de las tracciones en cada capa T_i sin formular hipótesis complementarias acerca de su distribución. A falta de datos experimentales sólo se puede determinar, mediante variación del ángulo θ , la magnitud de $\Sigma \vec{T}_i$ en función de θ , comparando dicha suma con el esfuerzo máximo movilizable.

En el caso de las armaduras no perpendiculares al paramento se aplican los mismos principios que se exponen en el apartado 7.5.1.1.

Para cada armadura que atraviesa el plano de rotura potencial se define una carga de tracción límite mec ante la expresión:

$$\bar{T}_i = \text{Min} (\bar{T}_r, \bar{T}_t)$$

$$\text{siendo } \bar{T}_r = \frac{1}{F_r} R \frac{e_c}{e_o} \quad ; \quad \bar{T}_t = \frac{1}{F_t} 2b \int_{L-L}^L f\sigma_1(x) dx$$

con la misma notación indicada anteriormente.

Para las obras de forma irregular en las que es de difícil aplicación el método del equilibrio local, σ_1 se puede tomar igual a γh . La integración en la fórmula de \bar{T}_t se extiende a la parte de la armadura situada fuera de la cuña de rotura potencial.

La comprobación a rotura global consiste en verificar que para todos los valores de θ resulta

$$\Sigma T \leq 0,8 \Sigma \vec{T}_i$$

La suma se refiere, como en el caso de T_{max} , al conjunto de las armaduras que atraviesan el plano de rotura potencial.

El método anterior puede sustituirse con ventaja, por cálculos que consideren superficies de rotura de forma cualquiera e incorporen hipótesis razonables sobre la distribución de tensiones a lo largo de las mismas, permitiendo así individualizar los esfuerzos de cada nivel de armaduras.

7.5.3 METODO ENERGETICO

Se basa en establecer el equilibrio entre el trabajo externo realizado por los empujes del terreno, y la energía interna de deformación almacenada en las armaduras.

Existen ya algunas expresiones simplificadas del tipo siguiente:

— Tracción máxima en la armadura a la profundidad h

$$T = \sqrt{\frac{6 K_a^{2.5}}{L}} \gamma h \Delta h \Delta s \sqrt{H-h}$$

Tracción máxima en las armaduras junto al paramento

$$T_{\max} = \sqrt{\frac{8 K_a^{2.5}}{9 L}} \gamma \Delta h \Delta s H^{1.5}$$

— Altura crítica del macizo

$$H_c = \left(\frac{R_t}{\gamma \Delta h \Delta s} \sqrt{\frac{9 L}{8 K_a^{2.5}}} \right)^{0.67}$$

— Coeficiente de seguridad frente al arrancamiento de la armadura.

$$F = \frac{2 b f L^{1.5}}{\Delta h \Delta s \sqrt{6 K_a^{2.5}} (H-h)}$$

siendo:

- h = altura del relleno sobre la armadura
- H = altura del macizo
- Δh = separación vertical entre armaduras
- L = longitud de la armadura
- ΔS = separación horizontal entre armaduras
- γ = peso específico del relleno
- K_a = coeficiente de empuje activo
- R_t = resistencia a tracción de la armadura
- b = anchura de la banda de armadura
- f = coeficiente de rozamiento relleno-armadura.

7.6 COMPROBACION DE LA RESISTENCIA DEL PARAMENTO

Cada elemento de paramento, sea de hormigón o metálico, tiene una resistencia nominal que se deducirá a partir de los valores obtenidos en ensayos a escala natural.

Esta capacidad se establece frente a empujes horizontales de tierra uniformemente repartidos, equilibrados por tracciones también horizontales a nivel de enganches de armaduras.

La comprobación consistirá en verificar que σ_3 , tal como se define en el apartado 7.5.1.1, no es superior a dicha resistencia. En el caso de una justificación por el método global se comprobará que las máximas tracciones en las armaduras se equilibran, para cada elemento, por tensiones horizontales uniformemente repartidas no superiores a la resistencia nominal.

El coeficiente de seguridad va incluido en el valor de dicha resistencia.

8.1 TRAZADO EN PLANTA

Se debe prever espacio suficiente para construir un macizo de aproximadamente $0,7 H$ de anchura, siendo H la altura del muro a efectos mecánicos. Existen casos en los que se puede disminuir esta anchura. El radio mínimo de curvatura del muro con paramento de hormigón es función de la altura del paramento y desciende desde un valor de 30 m, para alturas superiores o iguales a 10 m, hasta un valor de 15 m, para alturas del orden de 3 m.

El paramento, sea de hormigón o metálico, puede presentar ángulos entrantes o salientes. Sin embargo, las armaduras no deben formar con el paramento ángulos inferiores a 70° .

8.2 DISPOSICION DE LAS ARMADURAS

En general las armaduras se colocan horizontales y perpendiculares al paramento y, en algunos casos (necesidad de buen drenaje), con una pendiente suave hacia atrás, juntamente con el relleno. En las zonas de unión con otras estructuras se pueden colocar oblicuamente.

En el caso de muros con doble paramento las armaduras correspondientes se deben escalonar entre sí lo más posible, para evitar solapes.

8.3 PROTECCION FRENTE AL AGUA

8.3.1 NECESIDAD

Deben establecerse con precisión las condiciones hidráulicas en el macizo, entre otros, por los siguientes motivos:

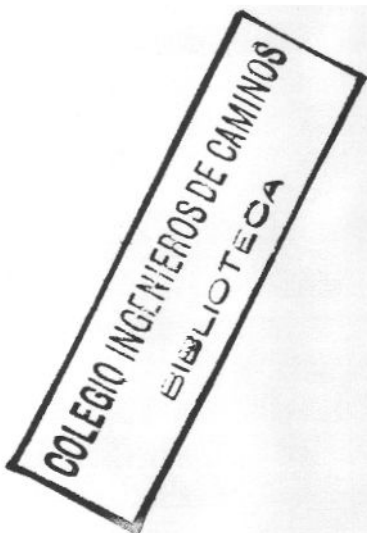
- a) La saturación produce un aumento de los esfuerzos de tracción en las armaduras, que normalmente no se tiene en cuenta en los cálculos previos, así como una disminución del rozamiento suelo-armadura cuando el suelo contiene finos.
- b) En obras en seco conviene limitar o impedir la entrada de agua al terraplén, sobre todo donde las aguas pueden contener agentes agresivos (p.e. fundentes) ya que puede haber riesgo de ataque a las armaduras.
- c) En obras parcialmente sumergidas (muros de contención en márgenes y riberas) es necesario que el nivel freático en el interior del muro siga con facilidad las fluctuaciones del nivel de agua exterior. Si el descenso de nivel puede ser rápido o de gran amplitud, conviene que el relleno del macizo sea de un material muy permeable a fin de disminuir en lo posible las sobrepresiones del agua en su interior, ya que éstas producen tracciones adicionales en las armaduras y reducen la resistencia movilizable entre armaduras y relleno.

8.3.2 ESCORRENTIA

Conviene prever una protección tanto para las obras en desmonte como en terraplén, a fin de evitar las filtraciones de agua a través del relleno.

Se distinguen dos casos:

- a) **Muro de contención que soporta un terraplén.** Constituye en este caso una buena protección la disposición, con una pendiente no inferior a un 5%, de una capa de tierra vegetal sembrada, de aproximadamente 40 cm de espesor. Esta pendiente se dirige hacia el paramento del muro y el agua que se infiltra puede evacuarse por las juntas verticales del paramento (fig. 8.1.). Una cuneta completa de hormigón con evacuación por bajantes será aconsejable ~~tan~~ sólo si se puede garantizar un servicio regu-



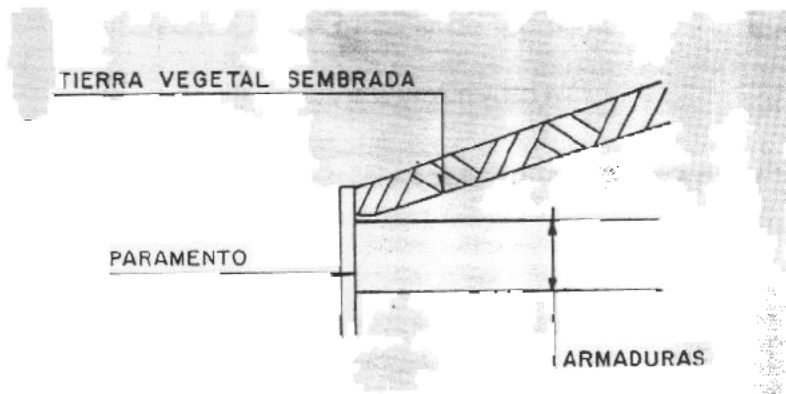


Fig. 8.1. PROTECCION CONTRA LA ESCORRENTIA

lar de conservación, ya que de no existir éste se corre el riesgo de crear zonas de acumulación de agua.

- b) Muros que soportan calzadas. En este caso es necesario proteger las armaduras contra las filtraciones de agua que contengan agentes agresivos (p.e. fundentes). Se proporciona una buena protección impermeabilizando la plataforma y las márgenes.

Para completar tal protección puede convenir la disposición de un material drenante debajo del firme, aislado del terraplén por una membrana impermeable colocada con una pendiente mínima de un 5% hacia el interior del macizo (fig. 8.2.). Dicha membrana tendrá la resistencia adecuada para que no se rasgue o perfora durante su puesta en obra.

Si hay barreras de seguridad, conviene asegurar que los postes no perforen la membrana, ya que se crean en este caso vías preferentes para la penetración del agua. En las figuras 8.2b y c se presentan ejemplos de diferentes disposiciones.

8.3.3 DRENAJE PROFUNDO

No es necesario disponer un drenaje profundo en los casos siguientes:

- En muros de contención de terraplenes, siempre que sea eficaz la protección contra la escorrentía.
- En muros en desmante realizados con un material suficientemente permeable.

En muros en desmante realizados en un material poco permeable, se deben recoger y evacuar las aguas infiltradas disponiendo un drenaje de trasdós y, en su caso, debajo del macizo (fig. 8.3.). La capa drenante debajo del macizo no es aconsejable si la obra está situada sobre suelos muy permeables (derrubios por ejemplo), porque hay que evitar las infiltraciones en el talud. En este caso, por tanto, se deben evacuar las aguas procedentes del trasdós. Su drenaje se forma generalmente con una capa de arena gruesa, cuya granulometría se determina en función de la del terreno natural del terraplén. Donde no se cumplan las condiciones de filtro conviene intercalar entre la capa drenante y el terreno natural un geotextil, asegurándose de que no se colmate con el transcurso del tiempo.

8.4 ELEMENTOS AUXILIARES

8.4.1 BARRERAS DE SEGURIDAD

Es necesario escoger la barrera de seguridad a utilizar en la fase de proyecto, ya que influye en la sección transversal y, por lo tanto, en el emplazamiento del muro.

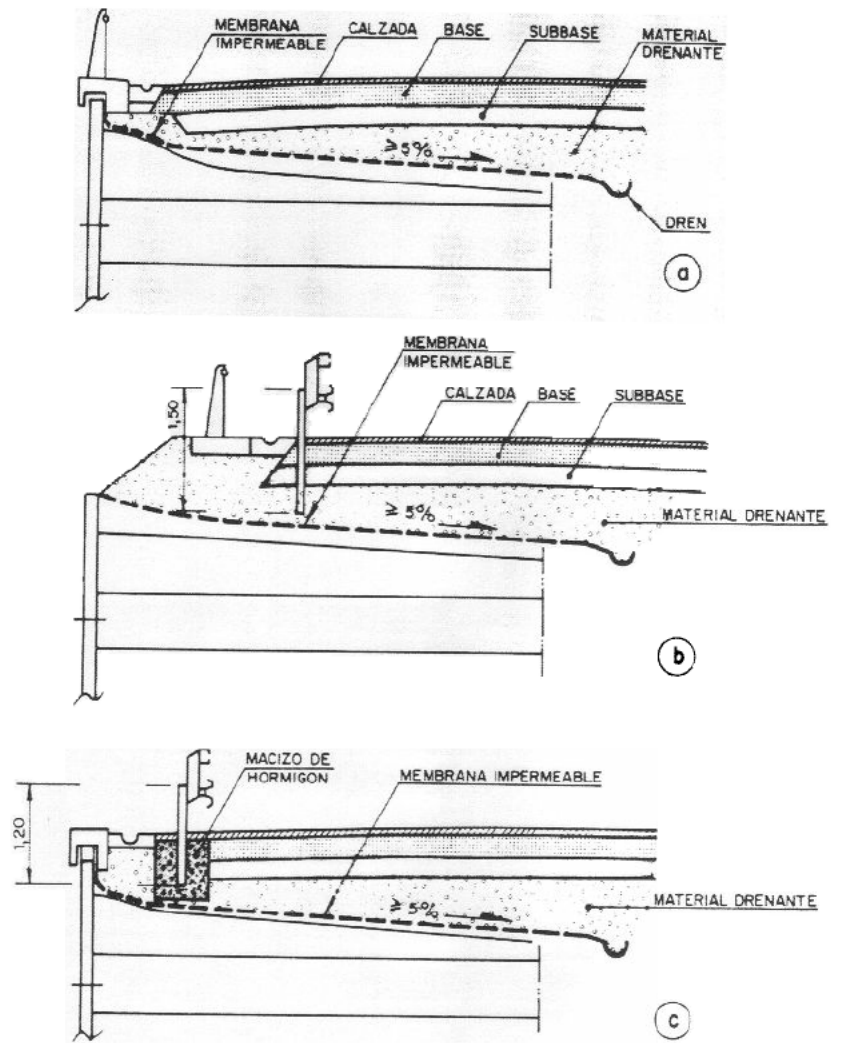


Fig. 8.2. EJEMPLOS DE PROTECCIÓN CONTRA LA ESCORRENTA DEBAJO DE LA CALZADA

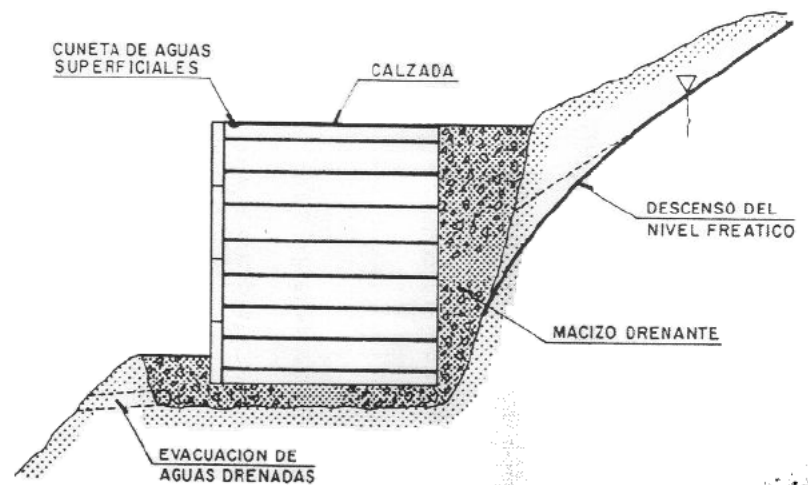


Fig. 8.3. DRENAJE DE MUROS EN DESMORTE

En el caso de utilizar barreras sobre soportes conviene estudiar su implantación teniendo siempre en cuenta la presencia de las armaduras en el macizo.

Al igual que en los terraplenes, conviene examinar los problemas de conexión entre barreras de tipos distintos al pasar de la obra de suelo reforzado a la estructura.

8.4.2 IMPOSTAS

Es posible coronar el paramento de los muros de suelos reforzado con impostas de hormigón prefabricadas o moldeadas in situ (fig. 8.4.).

Donde se prevean asientos diferenciales es importante colocar la imposta lo más tarde posible. Se recomienda además el uso de elementos modulados igual que el paramento, de modo que las juntas coincidan. Conviene igualmente cortar la viga de armado en los mismos puntos (fig. 8.5.).

8.4.3 DURMIENTE DE ESTRIBO

Como para cualquier estribo, el durmiente debe ser función del tablero que soporta, aunque en el caso de macizos de suelo reforzado debe cumplir además las prescripciones siguientes (fig. 8.6.):

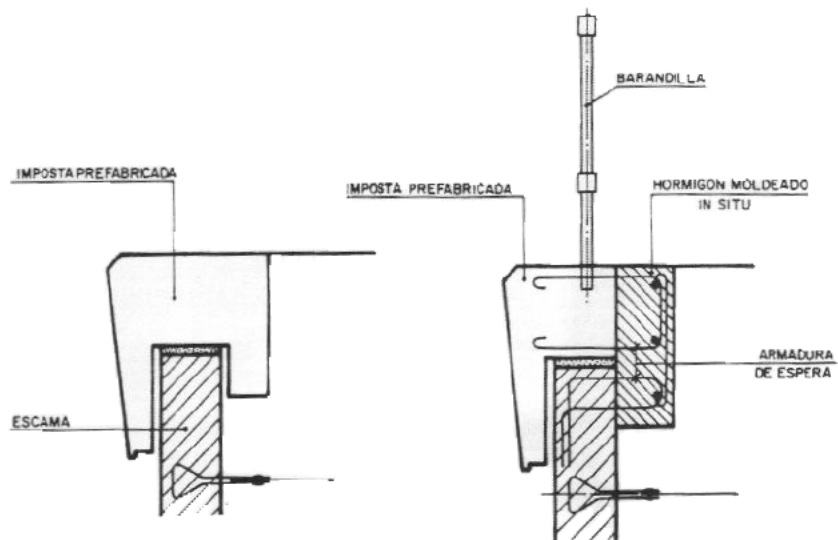


Fig. 8.4. ESQUEMAS DE IMPOSTAS

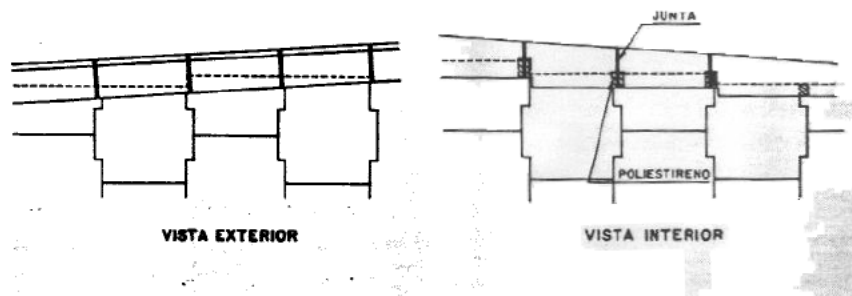


Fig. 8.5. DETALLE DE PUESTA EN OBRA DE LAS IMPOSTAS PARA MUROS SOBRE TERRENOS COMPRESIBLES

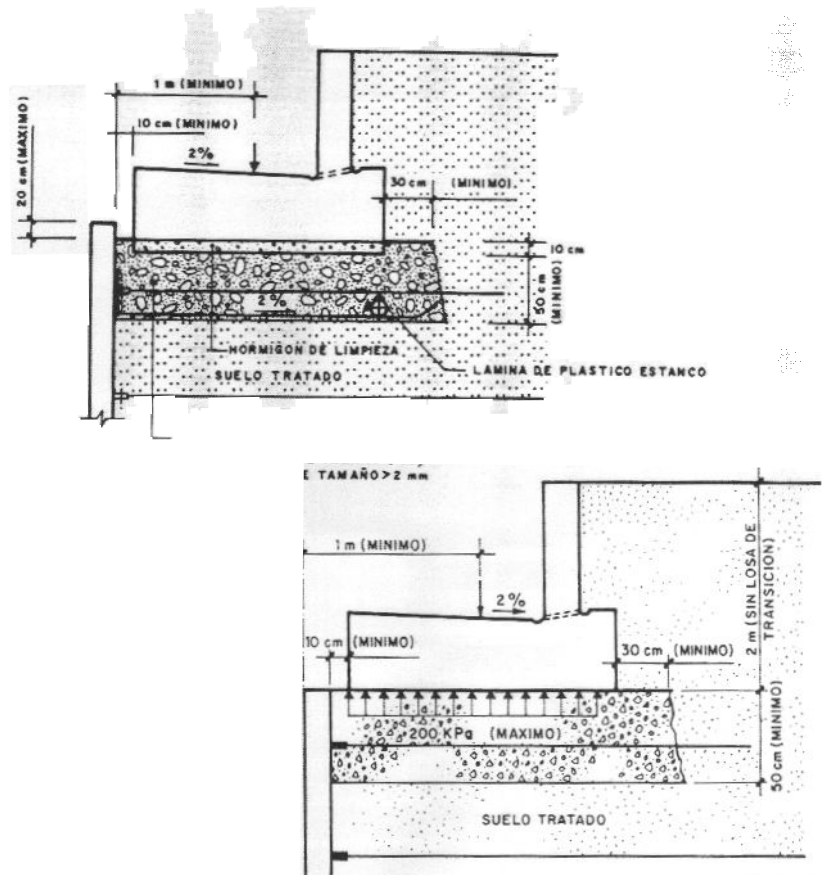


Fig. 8.6. DURMIENTES DE ESTRIBO

- a) La altura debe ser tal que la presión transmitida al macizo por las cargas permanentes sea inferior a 200 KPa en el estado límite (ver apartado 3.3.3.).
- b) La distancia entre el eje de los apoyos y el exterior del paramento será al menos de 1 m.
- c) Para repartir la carga, el durmiente estará asentado sobre una capa de suelo tratado, con un espesor mínimo de 50 cm, que abarcará el primer lecho de armaduras. Se podrá utilizar para tal fin el material de relleno poniéndolo en obra en dos capas, después de tratarlo con cemento en un porcentaje entre el 3 y el 5% según el contenido en finos del material; igualmente se podría utilizar un hormigón magro u otro material tratado con conglomerantes hidráulicos.
- d) La parte delantera del durmiente distará 10 cm al menos, de la cara interior del paramento (15 cm para los estribos de más de 10 m de altura), teniendo en cuenta los desplomes que pudiesen producirse en la ejecución; asimismo las impostas distarán al menos 5 cm del paramento (fig. 8.7.).
- e) Se debe estudiar el drenaje superficial de los estribos, ya que constituyen vías preferentes para el agua que algunas veces contiene agentes agresivos. Conviene dar a la superficie superior del durmiente transversal una pendiente mínima de un 2% para evacuar las aguas por una cuneta. El macizo debe presentar también una pendiente longitudinal, para evacuar las aguas por cunetas o, si esto no fuera posible, deberá disponerse un drenaje subterráneo.



Fig. 8.7. UNION DEL DURMIENTE CON EL PARAMENTO

- f) Eventualmente deberán preverse emplazamientos para gatos destinados a levantar el tablero a fin de compensar asientos diferenciales.

8.4.4 UNION ENTRE EL DURMIENTE Y EL MACIZO

Puede resolverse la unión entre el durmiente y el macizo mediante una losa de transición de hormigón armado.

Los esquemas de la figura 8.8. indican dos posibles disposiciones.

En los estribos se colocará una losa de transición convencional entre el durmiente y el relleno. En los casos en que la altura de este terraplén por encima del nivel de apoyo del durmiente sea inferior a 2 m. puede no ser necesaria la losa de transición.

También se utilizan materiales estabilizados con cemento, para conseguir un relleno de mayor rigidez que reduzca los asientos en estribos y permita una transición gradual al terraplén.

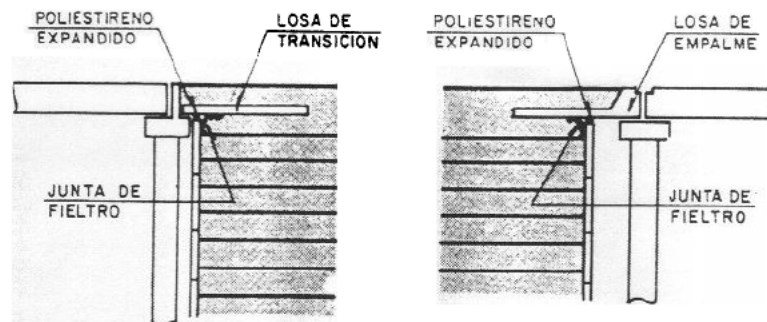


Fig. 8.8. TRANSICION AL MACIZO DE SUELO REFORZADO

9.1 ASPECTOS GENERALES

En algunos casos se refuerza la resistencia al corte del terreno a lo largo de superficies potenciales de deslizamiento, atravesándolas con elementos de mayor resistencia como carriles, carras de acero, micropilotes, etc. (*).

En la figura 9.1. se muestran diversas aplicaciones de este método.

El cosido debe orientarse de forma que optimice la mejora de resistencia al corte en la superficie de rotura supuesta. En general se considera como más favorable que sea perpendicular o forme un ángulo de $\pm 20^\circ$ con la normal a la superficie de rotura.

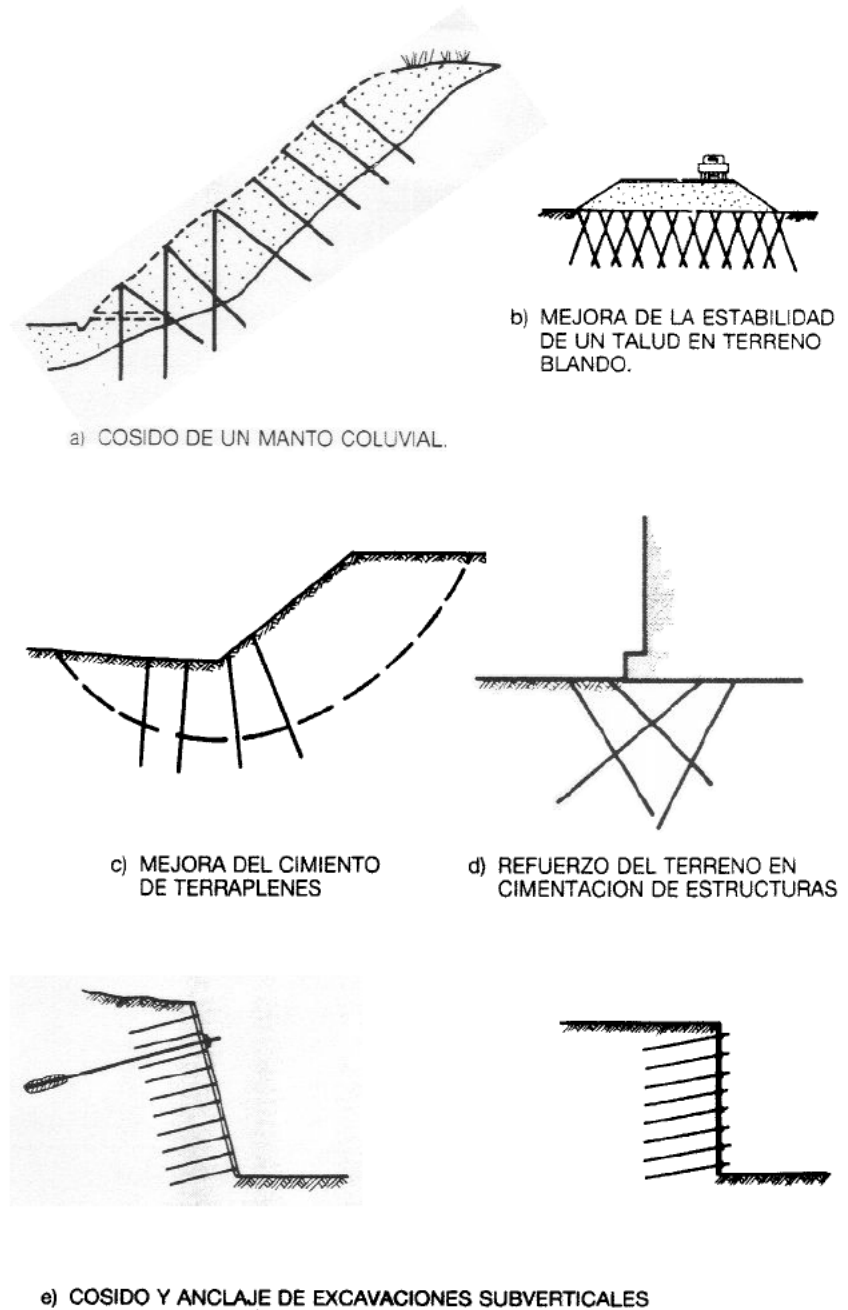


Fig. 9.1. APLICACIONES DEL COSIDO DEL TERRENO

(*) También se han empleado con el mismo fin elementos de mayor inercia como pilotes, columnas de grava, etc., cuyo tratamiento se sale del alcance de este Manual.

Para la estabilización de deslizamientos circulares es más eficaz el cosido en el entorno del pie del talud que en la mitad superior del mismo.

En deslizamientos planos o de forma alargada, la posición óptima se encuentra aproximadamente en la parte inferior del tercio central. Las longitudes de las armaduras suelen oscilar entre 0,60 y 1,20 veces la altura libre del talud.

Si el τ , la resistencia tangencial del contacto-armadura, determinada mediante ensayos de arrancamiento, la tracción admisible de la armadura será

$$t = \frac{\pi D_a \tau_i L}{F}$$

siendo L = Longitud de anclaje de la armadura en terreno estable.

D_a = diámetro de la armadura.

F = un coeficiente de seguridad ≥ 2 ; si el terreno fuera susceptible de relajación o fluencia lenta deberá tomarse $F \geq 3$.

Es usual definir la densidad del refuerzo por:

$$\rho = \frac{t}{\gamma L \Delta h \Delta s}$$

siendo γ = peso específico del terreno.

Δh = separación vertical entre capas de armaduras.

Δs = separación horizontal entre ellas.

Son densidades típicas para barras hincadas $\rho = 0,3$ a $0,6$ y $\rho = 0,2$ a $0,4$ para barras selladas

Con inclusiones de pequeña inercia es difícil conseguir fuerzas estabilizadoras superiores a unas 5-10 t/m de frente, por lo que en movimientos importantes debe recurrirse a soluciones más robustas.

En el caso de cimientos de terraplenes es preferible entrecruzar las inclusiones que disponerlas paralelamente. Es importante colocar en cabeza una capa de encepado de material granular.

El cosido puede hacerse una vez completada la excavación o, si ésta es inestable, por tramos descendentes desde bermas sucesivas.

Habitualmente los elementos de cosido se arriostran en cabeza, bien mediante vigas de encepado o recubrimientos de gunita armada. En el caso de recubrimiento total de taludes deben dejarse drenes o mechinales para evitar el levantamiento por subpresión.

Los espesores de gunita recomendados oscilan entre 10 y 15 cm para taludes provisionales, y entre 15 y 20 cm para taludes permanentes.

Suele ser conveniente construir primero el recubrimiento o las estructuras superficiales y colocar después los pasadores atravesando las mismas.

En refuerzos permanentes las armaduras metálicas deben protegerse frente a la corrosión mediante galvanizado, recubrimientos inertes (por ejemplo con lechada, colocando separadores a lo largo de la barra) o dejando espesores de sacrificio.

9.2 DIMENSIONAMIENTO

Los elementos de cosido pueden actuar como:

- a) Pasadores trabajando a cortante en una superficie de rotura.

b) Anclajes de una masa de terreno potencialmente inestable.

El primer caso es típico del refuerzo de taludes con riesgo de deslizamiento, mientras que el segundo se da en macizos que actúan como muros de suelo reforzado.

El efecto del cosido puede introducirse con relativa facilidad en los métodos usuales de rebanadas. Por ejemplo para una superficie circular (fig. 9.2.) se tendría:

Incremento de la fuerza estabilizadora $t \operatorname{sen}(\alpha + \beta) \operatorname{tg} \varnothing$

Reducción (*) de la fuerza movilizadora $t \operatorname{cos}(\alpha + \beta)$

Utilizando la expresión general del coeficiente de seguridad se tiene

$$= \frac{M_R + R \sum t_{ni}}{M_V - R \sum t_{ti}}$$

siendo M_R y M_V los momentos de las fuerzas resistentes y desestabilizadoras, respectivamente.

t_n y t_t componentes normal y tangencial a la superficie de rotura, de la resistencia de la armadura.

R , radio de la superficie de rotura, supuesta circular.

Salvo en el caso en que las armaduras queden empotradas en roca, debe comprobarse que no pueden existir superficies de rotura exteriores a la masa de terreno cosido.

En el comportamiento de las armaduras influye la naturaleza del terreno y la rigidez relativa armadura-terreno, así como la longitud de empotramiento.

En general los mejores resultados se obtienen en suelos granulares o ligeramente cohesivos. Los suelos arcillosos blandos pueden fluir entre las armaduras, resultado éstas ineficaces. Debe tenerse en cuenta que la entrada en carga de armaduras flexibles requiere desplazamientos importantes, a veces incompatibles con las condiciones de servicio de algunas estructuras.

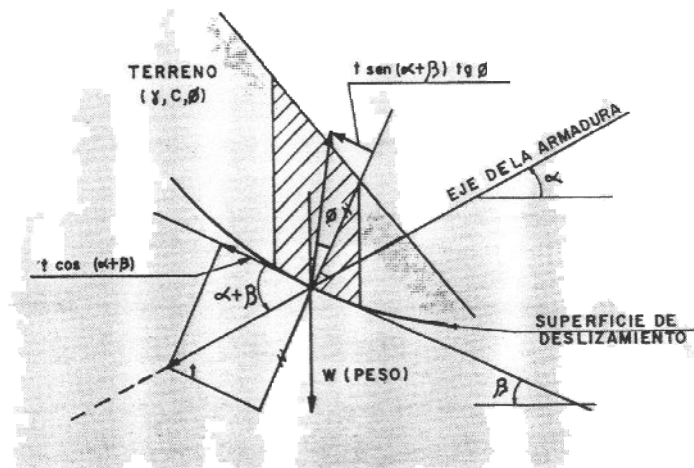


Fig. 9.2. EFECTO DEL COSIDO EN UN TALUD DESLIZANTE

(*) Puede ser un incremento si $\alpha + \beta > \pi/2$

El fallo del refuerzo puede producirse por plastificación del terreno en la superficie de rotura potencial o por plastificación de la armadura a flexión en un punto situado aproximadamente a

$$x = \frac{\pi^2}{4} \sqrt{\frac{4EI}{K_s B_a}} = \frac{\pi}{4} L_o$$

del punto anterior, siendo:

EI = rigidez de la armadura

K_s = coeficiente de balasto del terreno

B_a = anchura o diámetro de la armadura

En general pueden darse dos casos (fig. 9.4.):

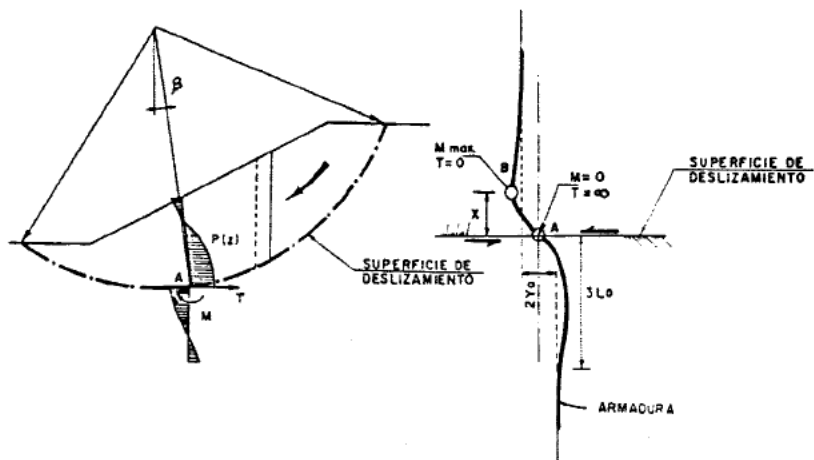


Fig. 9.3. COMPORTAMIENTO MECANICO DE UNA ARMADURA

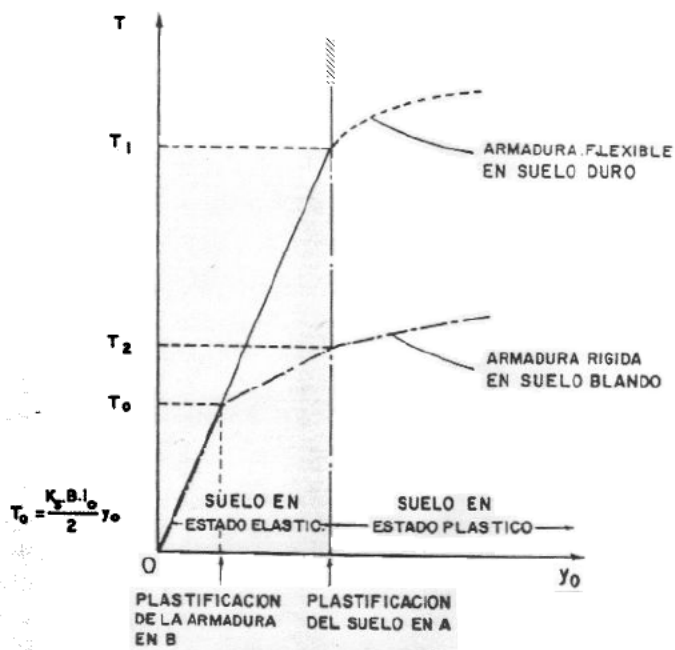


Fig. 9.4. MOVILIZACION DEL ESFUERZO CORTANTE EN UNA ARMADURA

1. Si el terreno se plastifica antes que la armadura (inclusión flexible) el esfuerzo cortante máximo movilizable en el plano de deslizamiento vale

$$T_{1max} = \frac{B_a L_0 p_c}{2}$$

siendo p_c la presión límite del terreno.

2. Si la armadura se plastifica antes que el terreno puede admitirse que el máximo esfuerzo cortante vale

$$T_{2max} = 0,24 B_a L_0 P_0 + 1,62 \frac{M_{max}}{L_0}$$

siendo M_{max} el momento de plastificación de la armadura.

Para determinados tipos de sollicitaciones el fallo de la armadura se produce por rotura a tracción o arrancamiento del terreno.

En el caso de muros de suelo cosido pueden considerarse diversos mecanismos de rotura (fig. 9.5.).

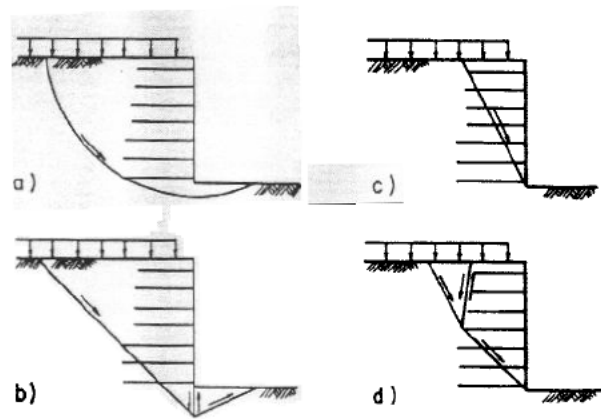


Fig. 9.5. MECANISMOS DE ROTURA DE UN MUR DE SUELO COSIDO

A efectos de cálculo debe comprobarse:

- a) Seguridad frente a la rotura o deslizamiento de las armaduras en su función de anclaje.

El cálculo puede hacerse por los métodos indicados en el Apartado. 7.5.1.3. o considerando el equilibrio de posibles cuñas de rotura (fig. 9.6.).

El coeficiente de seguridad frente al fallo del anclaje no debe ser inferior a 2 (ver Apartado 9.1.).

La resistencia de las armaduras a la extracción debe determinarse "in situ" mediante ensayos de arrancamiento (*).

(*) Por el momento las estimaciones teóricas son poco fiables, resultando algo mejores los métodos semiempíricos basados en penetrómetros dinámicos (armaduras hincadas) o presiómetros (armaduras selladas a presión). En la bibliografía se citan los siguientes valores para la adherencia límite:

Tipo de terreno	Armaduras selladas	Armaduras hincadas
Arcilla plástica	4 t/m ²	2-4 t/m ²
Limo arcilloso	4-9 t/m ²	4 t/m ²
Limo	6 t/m ²	4-6 t/m ²
Arena fina limosa	8-10 t/m ²	6-8 t/m ²

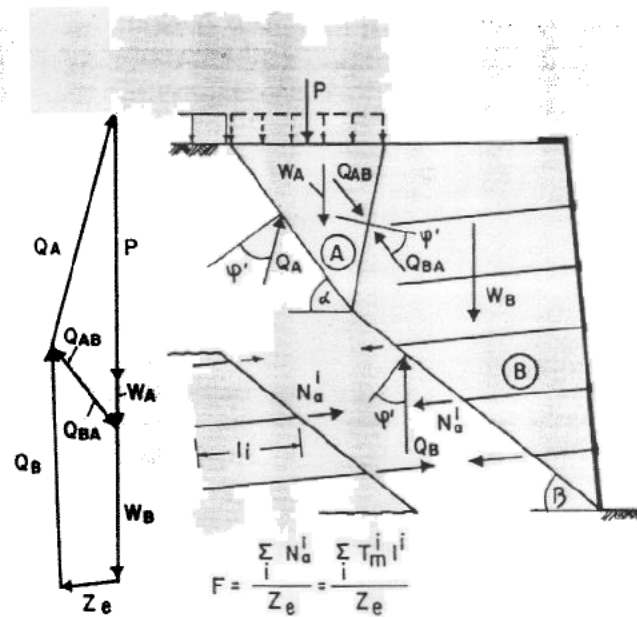


Fig. 3.3. ESQUEMA DE COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD DE UNA CUÑA DE SUELO COSIDO

- b) Seguridad global del muro de suelo cosido. Puede considerarse el macizo reforzado como un muro rígido, comprobando del mismo modo que para un muro convencional, que los coeficientes de seguridad superan los valores siguientes:

Hipótesis	Estr. provisionales	Estr. permanentes
Deslizamiento	1,3	1,5
Capacidad portante	1,5	2,0
Rotura general	1,3	1,4

La excentricidad de la resultante vertical en la base del muro debe quedar dentro del núcleo central (B/6). En estructuras provisionales puede admitirse hasta B/3.

10

DEFINICION Y TIPOS

En contraposición a las fibras poco deformables tratadas en la Segunda parte, existen numerosos productos sintéticos, de deformabilidad apreciable que, no obstante, poseen cualidades suficientes para proporcionar una mejora sustancial de las propiedades mecánicas de los suelos, sirviéndoles de refuerzo. Su inferior capacidad resistente viene compensada por un menor coste y, en bastantes casos, por una puesta en obra más sencilla.

Los polímeros sintéticos de uso más extendido son:

- Poliamidas (PA)
- Poliolefinas
 - Polietileno (PE)
 - Polipropileno (PP)
- Poliéster (PES)
- Poliacrilonitrilo (PAC)

Aunque se trata de un campo en continua evolución, puede hacerse una clasificación sinóptica de los tipos más utilizados (fig. 10.1.):

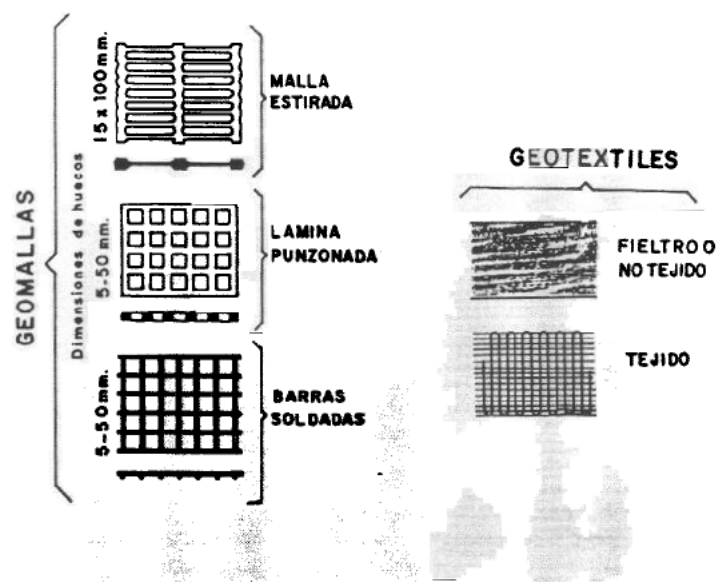


Fig. 10.1. TIPOS DE LAMINAS SINTETICAS

- a) **Geotextiles:** Láminas formadas por fibras continuas filamentosas o aplastadas (cintas), con trama regular (tejidos) o entrecruzadas sin ordenación preferente (filtros o no-tejidos). En algunos casos las fibras van pegadas o soldadas térmicamente.
- b) **Geomallas:** Tramas cuyos huecos se consiguen por estiramiento, punzonamiento (agujeteado) o creación de una red o malla por superposición de elementos filamentosos de uno o varios tipos.
- c) **Mezclas** de suelo con fibras dispersas naturales o sintéticas.

Existen además geomembranas o láminas con función impermeable, separadora o drenante, según los casos, que no se tratarán aquí por no tener misión de refuerzo del terreno. En este caso se incluyen las láminas formadas por aglomeración de fibras de corta longitud.

También se han utilizado otras numerosas soluciones atípicas, como el refuerzo del terreno con neumáticos o desechos variados, así como el encapsulamiento del suelo en celdas de cartón u otros materiales. Estas soluciones no se tratarán aquí dado su carácter singular.

La utilización de fibras sintéticas en obras de carretera estará sujeta a las oportunas pruebas de recepción (ver Apartado 11.3.), a través de las cuales se podrá juzgar su resistencia, durabilidad y demás propiedades.

Se consideran importantes al respecto las características que se comentan a continuación

11.1 PROPIEDADES FISICAS

a) Naturaleza

Se utilizarán de preferencia fibras de alta resistencia fabricadas con polímeros sintéticos, del tipo poliéster, poliamida, polietileno o polipropileno.

El uso de fibras de otra naturaleza podrá ser aceptado siempre que justifique su idoneidad mediante ensayos de laboratorio y pruebas a escala real.

b) Masa por unidad de superficie

Debe determinarse sobre un trozo de lámina de superficie no inferior a 1 m².

La homogeneidad del producto se determinará sobre 10 probetas circulares o rectangulares de 100 cm² de área cada una. Se expresa como masa media por unidad de superficie (g/m²) con su coeficiente de variación.

c) Espesor

En el caso de los geotextiles tejidos puede medirse directamente con un calibre.

Los geotextiles no-tejidos son muy compresibles por lo que el espesor debe darse bajo una presión normalizada de $20 \pm 0,02$ kN/m².

d) Durabilidad

Se evalúa en los aspectos siguientes:

d.1.) Resistencia al envejecimiento

Aunque aún existe poca información de casos reales, parece comprobado que la exposición a la luz solar, y más concretamente a los rayos ultravioleta (U.V.), produce el envejecimiento de las fibras sintéticas, con reducción de su capacidad resistente. Esta deficiencia puede reducirse por adición de moléculas de carbono al polímero durante la fabricación, pero aún así la durabilidad es limitada.

En general se admite que la resistencia al envejecimiento por radiación ultravioleta sigue un orden decreciente poliéster - polipropileno - polietileno.

Los ensayos de envejecimiento acelerado distan mucho de estar normalizados, y es dudosa su interpretación para las condiciones reales. Una orientación más precisa se obtiene combinando tales ensayos con exposición de muestras a la intemperie.

Las normas DIN 53 387 y ASTM 6-26-70 pueden servir de orientación respecto a las condiciones de los ensayos acelerados. Como fuentes luminosas son preferibles las de xenon.

Para las condiciones españolas deben irradiarse energías no inferiores a 100 Kcal/cm²/año (zona sur y Canarias).

Como regla general debe asegurarse que, en el tiempo que la lámina puede estar expuesta a la radiación U.V., su resistencia no descienda por debajo del valor especificado, dentro de un intervalo de confianza del 95%.

Para las láminas usuales este envejecimiento se produce en tiempos que oscilan de uno a varios meses.

d.2.) Resistencia al calor

Las fibras sintéticas tienen una limitada resistencia al calor, según se indica en la tabla siguiente:

TABLA 11.1. TEMPERATURAS CRITICAS PARA GEOTEXILES

Material (g/cm ³)	Densidad (g/cm ³)	Punto de fusión (°C)	Punto de cristalización (°C)
Poliéster (PES)	1,38	290	150
	1,22	250	150
Poliamida (N66)	1,14	250	90
Poliamida (N6)	1,14	215	65
Polipropileno (PP)	0,91	165	90
Polietileno (PE)	0,91	200	55
	0,96	120	55

Sin embargo sólo con el polietileno y la poliamida N6 son de temer problemas por exposición prolongada al calor.

No parece que los geotextiles resulten dañados por el contacto directo con mezclas bituminosas en caliente, probablemente por la rapidez de su proceso de enfriamiento.

d.3.) Resistencia a ambientes agresivos

La mayoría de los geotextiles muestran una resistencia aceptable en condiciones de agresividad normales, si bien en situaciones muy agresivas el polipropileno y el polietileno se comportan mejor que el poliéster.

Donde sean de temer condiciones agresivas de fibras sintéticas deberán someterse a ensayos del tipo siguiente:

Inmersión durante 24 h en:

Solución de HCl (pH=5) = ambientes ácidos

Solución de OHNa (pH=9) = ambientes básicos

Solución de 11% Na Cl y 15% CaCl₂ = ambientes salinos

Después del ensayo, la pérdida de resistencia a tracción debe ser inferior al 10%, y la pérdida de masa inferior al 0,25%. (ver también el Apartado 3.7.2. respecto a la agresividad química y biológica).

d.4.) Resistencia a agentes biológicos

Las láminas se someterán a tratamiento *Pseudomonas aeruginosa*, según ISO DIS 846.2 (1977).

11.2 PROPIEDADES MECANICAS

d.5.) Evaluación de la durabilidad

Después de cada uno de los ensayos anteriores, la pérdida de resistencia a tracción (ver más adelante) debe ser inferior al 10% y la pérdida de masa inferior al 0.25%.

a) Tensión-deformación

La elongación de las fibras, a las tensiones de trabajo, deberá ser compatible con la deformabilidad admisible de la estructura de suelo reforzado, sin llegar a estados de rotura.

Para las utilizaciones previstas en este Manual deberá ser:

Elongación máxima en servicio 6%

Carga de rotura ≥ 50 KN/m

Por otra parte, por condiciones de puesta en obra, se exigirán las resistencias a tracción mínimas siguientes:

$r = 2,5$ kN/m² (colocación manual)
 $r = 7,0$ kN/m² (colocación mecánica)

b) Fluencia

Debe asegurarse que, en las condiciones de trabajo y en la vida prevista de la estructura, las fibras no presentan un comportamiento dúctil que conduzca a grandes deformaciones y, por último, a la rotura.

Deberá fijarse para las fibras a utilizar el nivel de tensiones que garantiza la condición anterior (*), adoptando en el diseño el oportuno coeficiente de seguridad.

c) Rozamiento suelo-refuerzo

Es un parámetro fundamental para el dimensionamiento de estructuras de suelo reforzado. Para su determinación se utilizan dos tipos de ensayo (fig. 11.1.):

- a) Ensayos de rozamiento, haciendo deslizar el suelo respecto a la lámina fija a un bastidor, generalmente en un aparato de corte directo.

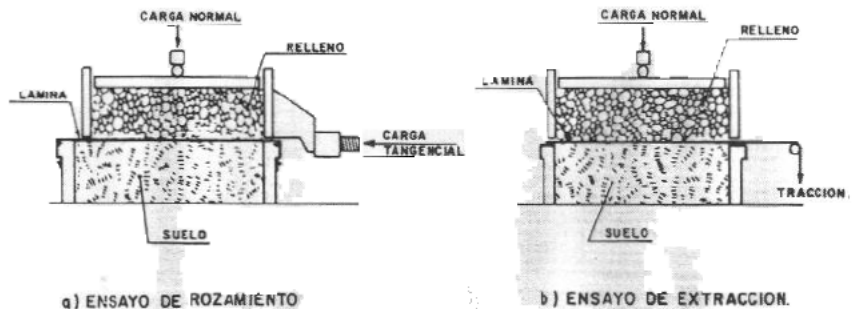


Fig. 11.1. ENSAYOS PARA DETERMINACION DEL ROZAMIENTO SUELO-REFUERZO

(*) Suelen ser valores aceptables, para períodos de 50-100 años, niveles de tensiones del 25% de la resistencia a tracción para el polipropileno o el polietileno, y del 40% para el poliéster.

b) **Ensayos de extracción** de la lámina embebida en el suelo, bajo aplicación de una sobrecarga.

Los resultados de ambos ensayos no son equivalentes, aumentando las divergencias con la tensión normal aplicada.

En general el rozamiento de contacto (δ), es inferior al interno del suelo (\emptyset).

Para geotextiles no tensados en su colocación pueden adoptarse los siguientes valores para el denominado factor de eficiencia η :

Material de relleno	$\eta = \text{tg}\delta/\text{tg}\emptyset$ (*)
Gravilla arenosa triturada	1
Id. rodada	0,8
Grava, balasto, escollera	0,8
Arena seca	0,75
Id. saturada	0,65
Arena arcillosa seca	0,65
Id. saturada	0,60

En el caso de geomallas, en las que no existe un contacto continuo suelo-refuerzo, la resistencia al deslizamiento es la suma de la del suelo sobre las bandas de la malla, la propia del suelo en los huecos intermedios, y la resistencia pasiva del suelo contra el canto de las bandas (esta última despreciable).

En este caso el factor de eficiencia vale

$$\eta = 1 - \alpha \left(1 - \frac{\text{tg}\delta}{\text{tg}\emptyset} \right)$$

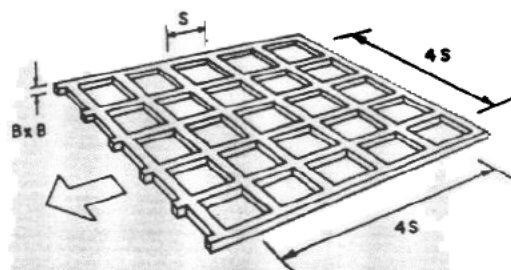
siendo α = área unitaria efectiva en el contacto suelo-geomalla, que es función del tipo del relleno.

Si se definen (fig. 11.2.):

α_T = Proporción del área total ocupada por las bandas transversales (en tanto por 1). y

α_L = Proporción del área total ocupada por las bandas longitudinales (en tanto por 1)

resulta:



$$A_{\text{total}} = (4s)^2 = 6.400 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{sólida}} = 8B (s-2B) = 32 \times 12 = 384 \text{ mm}^2$$

$$\text{Porcentaje de área sólida } \alpha = \frac{384}{6400} = 6\%$$

Porcentajes ocupados por:

- Bandas longitudinales

$$\alpha_L = \frac{4 \times 4 \times 80}{6400} = 20\%$$

- Bandas transversales

$$\alpha_T = \alpha_L = 20\%$$

Fig. 11.2. DEFINICION DE AREA EFECTIVA

(*) Valores de pico. Para valores residuales puede adoptarse una reducción del 10% en el valor de η .

Material	α
Arcillas y limos	$\alpha_T + \alpha_L$
Arenas	α_T
Gravilla	0
Grava	1

Se deduce la conveniencia de emplear como relleno una gravilla que sea de 3 a 6 veces menor que los huecos de la malla.

En la movilización del rozamiento tienen gran importancia diversos factores, como:

- La dilatación del relleno en el contacto suelo-refuerzo.
- El espesor del refuerzo y la capacidad de indentación del mismo por las partículas del relleno.
- La humedad o saturación del relleno.
- Las deformaciones en servicio de la estructura reforzada (debiendo emplearse, según los casos, valores de pico o residuales de δ (*)).

La resistencia al arrancamiento o capacidad de anclaje, en el caso de los geotextiles continuos, se supondrá análoga a la de deslizamiento.

En las geomallas debe considerarse (fig. 11.3.):

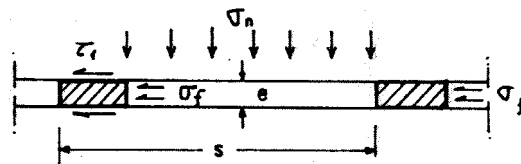


Fig. 11.3. EFICIENCIA DE LAS GEOMALLAS SOLICITADAS A ARRANCAMIENTO.

a) La resistencia del contacto suelo-malla

$$\tau_1 = 2 (\alpha_T + \alpha_L) \sigma_n \operatorname{tg} \delta$$

b) La resistencia frontal de las mallas transversales

$$\tau_2 = \frac{e}{s} (1 - \alpha_L) \sigma_f$$

La tensión límite σ_f puede estimarse a partir del valor de \emptyset y de la relación σ_f/σ_n dada por la tabla siguiente:

\emptyset (°)	σ_f/σ_n
20	6
25	8
30	10
35	14
40	20
45	40
50	80

(*) Con rellenos poco compactos sólo debe contarse con la resistencia de rotura residual del refuerzo (ver Apartado 5.1.3.1.).

d) Resistencia general al corte

Existen diversas teorías sobre la acción de los esfuerzos sintéticos en la mejora de la resistencia al corte del terreno original, no disponiéndose aún de una doctrina clara al respecto.

Para cálculos aproximados puede considerarse que el refuerzo proporciona al relleno una cohesión ficticia de valor

$$c_r = \frac{t_r \sqrt{K_p}}{2 \Delta h} \text{ (refuerzo horizontal)}$$

$$c_r = \frac{t_r [K_p \cos^2 \beta - \operatorname{sen}^2 \beta]}{2 \Delta \sqrt{K_p}} \text{ (refuerzo formando un ángulo } \beta \text{ con la dirección de la tensión principal mayor)}$$

donde $k_p = \operatorname{tg}^2 (45 - \phi/2)$, coeficiente de empuje pasivo del relleno.

Δh = separación entre planos de refuerzo.

t_r = resistencia a tracción del refuerzo, que debe tomarse igual al producto de la deformación a tracción admisible por el módulo de deformación.

Dado el carácter anisotrópico de esta cohesión, es necesario hacer hipótesis sobre los ángulos de intersección entre las superficies potenciales de rotura y los planos de refuerzo. La adopción de valores medios debe hacerse con márgenes de seguridad suficientes.

Para el caso de fibras aleatoriamente repartidas deben hacerse ensayos específicos.

e) Deformabilidad

En los casos en que tenga importancia la deformabilidad del suelo reforzado (p.e. el asentamiento de estribos bajo cargas puntuales) el cálculo podrá hacerse por teorías elásticas.

Al no existir todavía en España una normativa específica, la determinación de propiedades físicas puede hacerse utilizando normas extranjeras de reconocida solvencia, debiendo justificarse la adecuación del tipo de ensayo elegido para interpretar el comportamiento de las estructuras reales.

En principio deben considerarse los ensayos siguientes, por ser de uso más extendido (fig. 11.4.):

— Ensayo de tracción en tiras

(Normas: DIN 53857, NFG 07-001, ASTM D 1682)

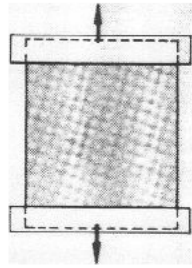
Una banda de geotextil se somete a tracción mediante dos mordazas que sujetan sus extremos.

— Ensayo de tracción con fijaciones transversales

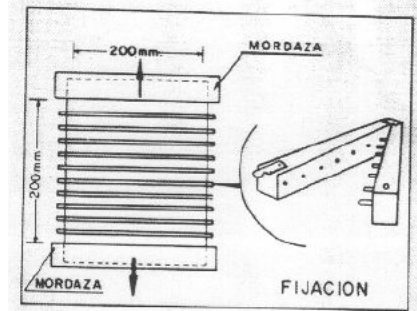
(No está normalizado. Lo define el Manual de la Asoc. Suiza de Geotextiles)

Es análogo al anterior pero impidiendo la estricción mediante fijaciones con púas.

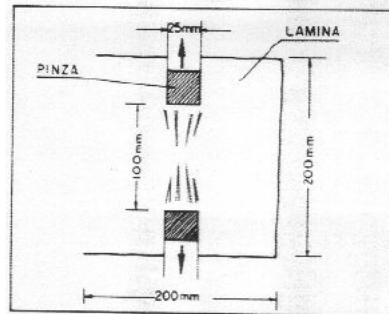
11.3 NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE ENSAYO



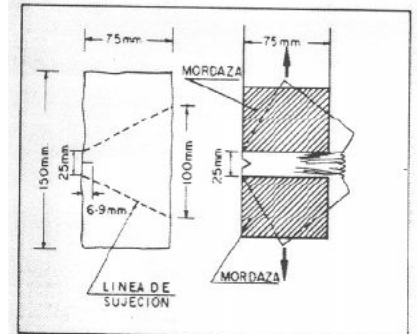
a) ENSAYO DE TRACCIÓN EN TIRAS



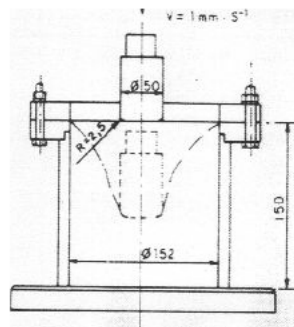
b) ENSAYO DE TRACCIÓN CON FIJACIONES



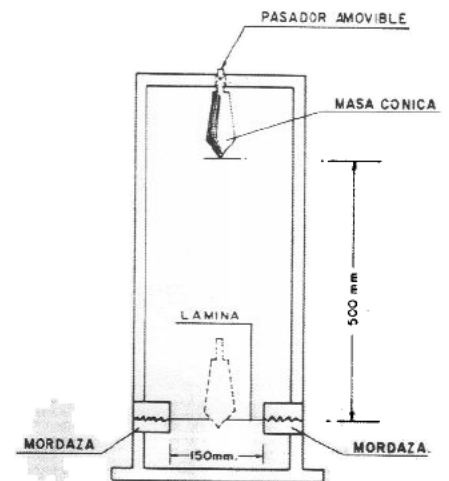
c) ENSAYO DE TRACCIÓN CON PINZAS



d) ENSAYO DE DESGARRAMIENTO



e) ENSAYO DE PUNZONAMIENTO CON PISTON C.B.R.



f) ENSAYO DE PERFORACION.

NOTA: Las dimensiones varían de unas normas a otras

Fig. 11.4. ENSAYOS MECANICOS

– Ensayo de tracción mediante pinzas

(Normas: DIN 53858, NFG 07-120, ASTM D 1682)

La tracción se aplica mediante pinzas que actúan en la parte central de una banda de mayor anchura.

– Ensayo de desgarramiento

(Normas: DIN 53515, ASTM 2263, DIN 53363, BS 4303)

Se determina la fuerza necesaria para que se inicie la propagación de un corte efectuado en un trozo trapecial de geotextil, tirando con dos mordazas fijas a los lados no paralelos del mismo.

– **Ensayo de punzonamiento con pistón CBR**

(Normas: DIN 54 307, ASTM D 3738)

El ensayo se realiza aplicando a velocidad constante un pistón de \varnothing 50 mm sobre una muestra circular fija al borde de un molde de diámetro libre 152 mm. Se registra la fuerza máxima aplicada a lo largo del ensayo.

– **Ensayo de resistencia a la perforación**

(Procedimiento del Technical Research Centre de Finlandia o de la norma suiza SN 640550)

Se deja caer una masa cónica normalizada desde una altura fija, midiendo el diámetro del agujero abierto en la muestra.

– **Ensayo de fluencia bajo carga**

No está normalizado. Puede utilizarse el mismo dispositivo del ensayo de tracción con fijaciones, con una banda de 100 mm de anchura y 1 m de longitud. Se aplica un porcentaje de la carga de rotura (por ejemplo el 25%) y se mide la deformación en tiempos diferentes (por ejemplo 1, 24 y 500 horas).

Entre las numerosas aplicaciones de las fibras extensibles relacionadas con obras viales pueden citarse las siguientes:

- a) Terraplenes sobre suelos blandos
- b) Refuerzo de taludes
- c) Paramentos verticales de contención (muros)
- d) Estribos de apoyo de estructuras
- e) Refuerzo de la estructura de firmes

A continuación se comentan los diseños más usuales y se dan recomendaciones respecto al dimensionamiento del refuerzo.

12.1 TERRAPLENES SOBRE SUELOS BLANDOS

12.1.1 TIPOS

El refuerzo suele colocarse en la base del terraplén, con las funciones siguientes (además de la drenante):

- Mejora de la resistencia al deslizamiento de los taludes laterales.
- Mejora de la capacidad portante del terreno blando.
- Reducción de asentos, por redistribución de los mismos.

En la figura 12.1. se muestran algunas disposiciones usuales.

En los casos en que la mera interposición del refuerzo resulte insuficiente debe recurrirse a la sustitución parcial del terreno blando por material de aportación, a su vez reforzado (fig. 12.2.).

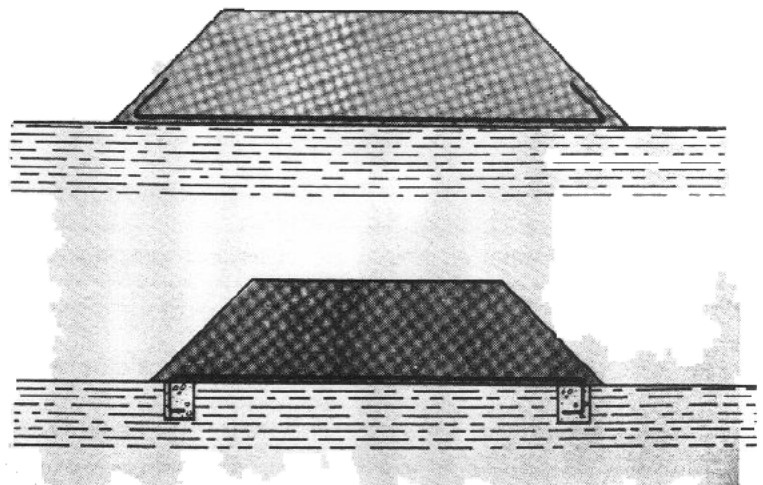
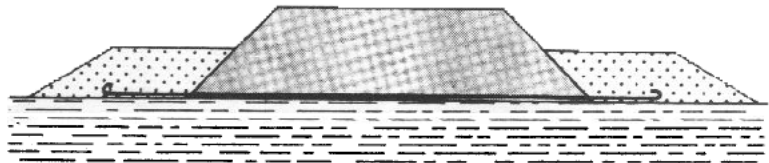


Fig. 12.1. REFUERZO DE LA BASE DE TERRAPLENES SOBRE SUELOS BLANDOS

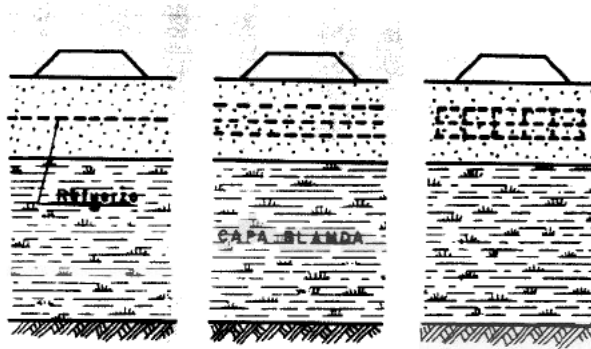


Fig. 12.2. REFUERZO DE UNA CAPA GRANULAR DE REPARTO

12.1.2. DIMENSIONAMIENTO

En un caso general deben hacerse las siguientes comprobaciones:

- a) Estabilidad interna
- b) Estabilidad general
- c) Capacidad portante del cimiento blando
- d) Deformabilidad

a) Estabilidad interna

Es la que afecta al contacto terraplén-geotextil. Se supone que el talud del terraplén es suficientemente tendido como para no plantear problemas de estabilidad. En otro caso deberán hacerse las comprobaciones que se indican en el apartado siguiente.

Es aconsejable utilizar materiales de buena calidad en los terraplenes a reforzar, con $\phi \geq 30^\circ$.

Se tomará como valor del rozamiento entre el terraplén y la lámina el mayor de los dos siguientes:

$$0,65 \operatorname{tg} \phi$$

$$25^\circ$$

Para el cálculo del coeficiente de seguridad puede emplearse el modelo de cuña de la figura 12.3.

Despreciando la cohesión del material del terraplén deberá ser:

$$T = F \cdot E$$

$$\text{siendo } F \geq 1,5 \text{ y } E = \frac{1}{2} \gamma K_a H_t^2$$

con $K_a = \text{Coeficiente de empuje activo de Rankine} = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi/2)$.

En general se desprecia el rozamiento favorable en la base del terraplén entre el refuerzo y el terreno ($W \operatorname{tg} \delta$ ó $c_u \cdot \frac{b_t}{2}$, siendo b_t el ancho del terraplén en su base y c_u la resistencia al corte sin drenaje del terreno).

En el caso de cimiento inclinado deberá ser:

$$T = F (E \cos \beta + W \operatorname{sen} \beta)$$

siendo W el peso de la cuña indicada en la figura 12.4.

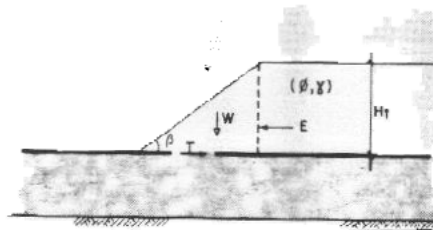


Fig. 12.3. EQUILIBRIO DE LA CUÑA DE BORDE DE UN TERRAPLEN

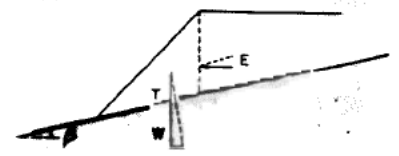


Fig. 12.4. CASC DE TERRAPLEN SOBRE CIMIENTO INCLINADO

b) Estabilidad general

Se refiere a la posible rotura de terraplén a través del cimiento blando, según superficies que atraviesan el refuerzo (fig. 12.5.).

En estos casos los geotextiles contribuyen al equilibrio rotacional de la eventual masa deslizante, aplicando una fuerza tangencial por efecto membrana que, junto con el desplazamiento de la masa, favorece alcanzar nuevos estados de equilibrio.



Fig. 12.5. ROTURA CIRCULAR CORTANDO EL REFUERZO

El cálculo puede hacerse por métodos convencionales de estabilidad de taludes (Bishop, Janbu, etc.) incorporando la resistencia del refuerzo.

En las figuras 12.8 y 12.9 se indican diversas formas de considerar dicha resistencia (*).

Es importante que la resistencia del refuerzo pueda movilizarse con deformaciones inferiores a las críticas para la estabilidad del terraplén, las cuales pueden ser bastante pequeñas en algunos casos (en general entre el 2 y el 10%).

La deformación crítica para la estabilidad del terraplén puede estimarse mediante la expresión siguiente:

$$\varepsilon_{ct} = 0,5 + 865 \Omega \quad (\%)$$

siendo $\Omega = (\gamma H_c/c_v) (c_v/E_v) (D/B)_e^2$ (Rowe, 1987)

donde γ = peso específico del material del terraplén
 H_c = altura crítica del terraplén sin refuerzo
 c_v = resistencia al corte sin drenaje del terreno
 E_v = módulo de deformación sin drenaje del terreno

(*) Algunos autores sugieren tomar como brazo de la fuerza ejercida por el geotextil

$b = \frac{(R + \gamma)}{2}$ para $D/B < 0,42$ y $b = \gamma$ para $D/B > 0,42$, siendo D el espesor de la capa blanda y B el ancho del terraplén en coronación.

$(D/B)_e$	Valores D/B
0,2	$D/B < 0,2$
D/B	$0,2 \leq D/B \leq 0,42$
$0,84 - D/B$	$0,42 < D/B \leq 0,84$
0	$0,84 < D/B$

siendo D el espesor de terreno blando y B el ancho del terraplén en coronación.

Se observa que si $D/B > 0,84$ el refuerzo no contribuye a la estabilidad del terraplén.

c) Capacidad portante

Donde el espesor del terreno de apoyo del terraplén es pequeño comparado con su anchura puede utilizarse el modelo de la figura 12.6.

d) Deformabilidad

Por la interposición de un refuerzo extensible en la base de un terraplén sobre suelo blando no debe suponerse reducción alguna de los asientos finales de aquél.

No obstante, el comportamiento del terraplén suele resultar favorecido con una cierta reducción (10-20%) de los movimientos horizontales.

También suele conseguirse una reducción de los asientos diferenciales entre distintas zonas del terraplén.

e) Otras comprobaciones

Además de los cálculos de resistencia o equilibrio límite indicados en los apartados anteriores deberán hacerse las comprobaciones siguientes respecto a la limitación de deformaciones:

La tracción T en el refuerzo en servicio debe ser inferior a la que produce en el mismo un alargamiento unitario del 3% (ϵ_s), o el 50% de la carga de rotura.

- La máxima deformación (ϵ_{max}) o alargamiento unitario durante la vida útil del refuerzo no supera el 5%, o la máxima admisible (ϵ_{cl}) para la estabilidad del terraplén.

Como vida útil se tomará, a criterio del proyectista:

- El período indicado en el Apartado 3.7.

El tiempo necesario para que se produzca el 90% de la consolidación del terreno blando bajo la carga del terraplén. Este tiempo puede estimarse de forma aproximada por la expresión:

$$t_{90} = \frac{T_{90} D^2}{c_v} \text{ (s)}$$

siendo

T_{90} = Factor de tiempo. Puede tomarse igual a 0,85 para terraplenes anchos comparados con el espesor compresible. Es función de la forma y de de las condiciones de drenaje. Para que el refuerzo pueda considerarse drenante su permeabilidad debe ser 5 veces superior a la del terreno subyacente.

D = Espesor de terreno blando (m) si está drenado por una sola cara o mitad de dicho espesor si existe drenaje por la base firme y por la cara superior.

c_v = Coeficiente de consolidación (m^2/s).

Siendo difícil, a partir de la experiencia existente, prever el comportamiento de los geotextiles y otros refuerzos sometidos a cargas mantenidas por períodos superiores a 10 años, se recomienda ajustar t_{90} a menos de 10 años disponiendo, si fuera necesario, medidas complementarias de consolidación o drenaje.

Más allá de dicho período podrá suponerse que la estabilidad del terraplén es mayor al estar consolidado el cimiento blando, y que ya no será necesario el refuerzo.

Para el cálculo de la deformación máxima del refuerzo (ϵ_{max}) se tendrá en cuenta:

- La deformación bajo el peso del terraplén ($\epsilon_t < 3\%$).
- La deformación por asentamiento del terraplén ϵ_s . Si el asiento en el eje es s_0 , la base del terraplén se adapta a una cubeta de asentamiento en forma de campana produciéndose un alargamiento unitario de valor aproximado

$$\epsilon_s = \sqrt{1 + (s_0/H \operatorname{ctg} \beta)^2} - 1$$

siendo β el ángulo del talud del terraplén con la horizontal.

- La deformación por fluencia del refuerzo ϵ_c . Se deduce de los datos suministrados por el fabricante, en forma de curvas $\epsilon_c - \log t$ para una carga mantenida o curvas de carga admisible-log t para garantizar una deformación constante a lo largo del tiempo.

Utilizando las curvas del primer tipo deberá ser:

$$\epsilon_{max} = \epsilon_t + \epsilon_s + \epsilon_c < 5\%$$

mientras que con las segundas deberá elegirse una carga de trabajo T tal que, para una deformación $\epsilon_t + \epsilon_s < 5\%$, ϵ_{max} sea inferior a la admisible con deformación constante al final de la vida útil prevista.

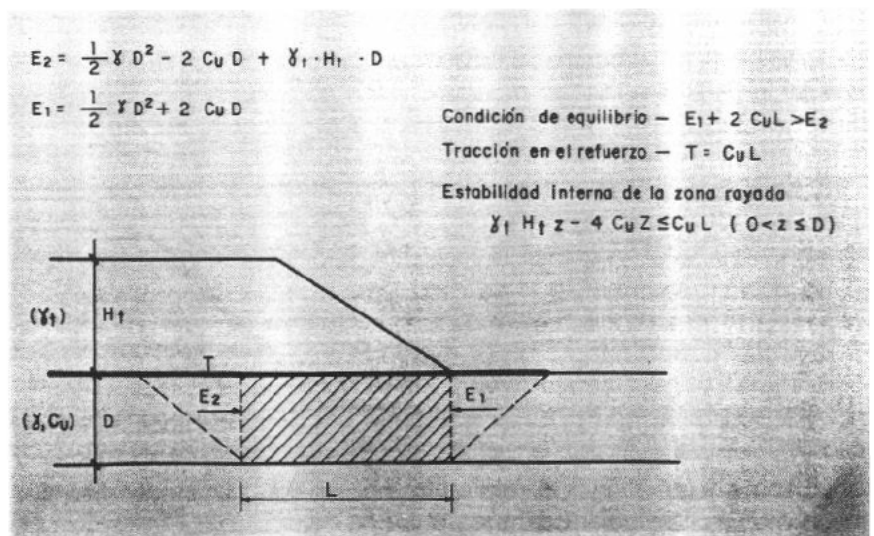


Fig. 12.6. COMPROBACION DE LA SEGURIDAD FRENTE A LA EXTRUSION

En el caso de que la resistencia de las láminas comerciales sea insuficiente para los esfuerzos previstos o su deformabilidad excesiva, podrán colocarse sistemas multicapa, intercalando capas granulares delgadas entre las sucesivas láminas.

12.2 REFUERZO DE TALUDES

12.2.1 TIPOS

Las fibras extensibles pueden utilizarse en la estabilización de laderas naturales y en taludes de desmontes o terraplenes. En este último caso se consigue ahorrar material, al poder recurrir a taludes más fuertes gracias a la cohesión proporcionada por las fibras artificiales.

También es frecuente el empleo de estos refuerzos en la reconstrucción de taludes en zonas deslizadas, volviendo a colocar el material movido o incorporando materiales de aportación (espaldón de refuerzo).

En muchos casos a la función de refuerzo se une la mejora de las condiciones de drenaje.

En este apartado se consideran el refuerzo mediante mallas o láminas sensiblemente horizontales y la dispersión de fibras en la masa de talud. Los refuerzos inclinados de cosido con elementos rígidos se tratan en el Capítulo 9.

En la figura 12.7. se muestran algunos ejemplos típicos de aplicación.

En el Apartado 12.3.2. se recogen recomendaciones generales sobre la resistencia y deformabilidad de las láminas a emplear.

12.2.2. DIMENSIONAMIENTO

Se comprobará que el talud de suelo reforzado tiene un coeficiente de seguridad no inferior a:

$F = 1.30$ (taludes provisionales)

$F = 1.50$ (taludes permanentes)

Para ello se utilizarán las teorías de equilibrio límite estudiando las superficies críticas de rotura, tanto de tipo plano como curvo.

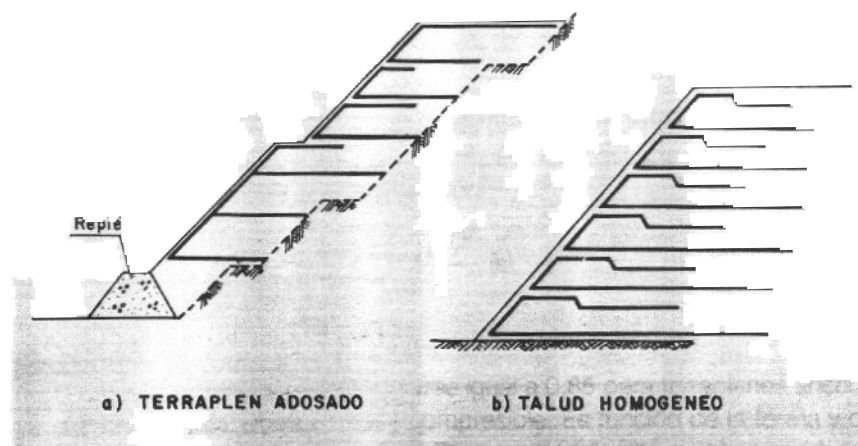


Fig. 12.7. REFUERZO DE TALUDES

El cálculo supone la determinación de:

- La fuerza estabilizadora a suministrar por el refuerzo.
- La disposición, longitud y separación de las mallas o láminas, habida cuenta de la necesaria longitud del anclaje.
- La estabilidad global del talud reforzado (ver Apartado 12.1.2b).

a) Superficies de rotura curvas (fig. 12.8)

Pueden seguirse los siguientes pasos:

1. Utilización de los métodos clásicos de estabilidad de taludes (*) para localizar la superficie crítica ($F = 1$).

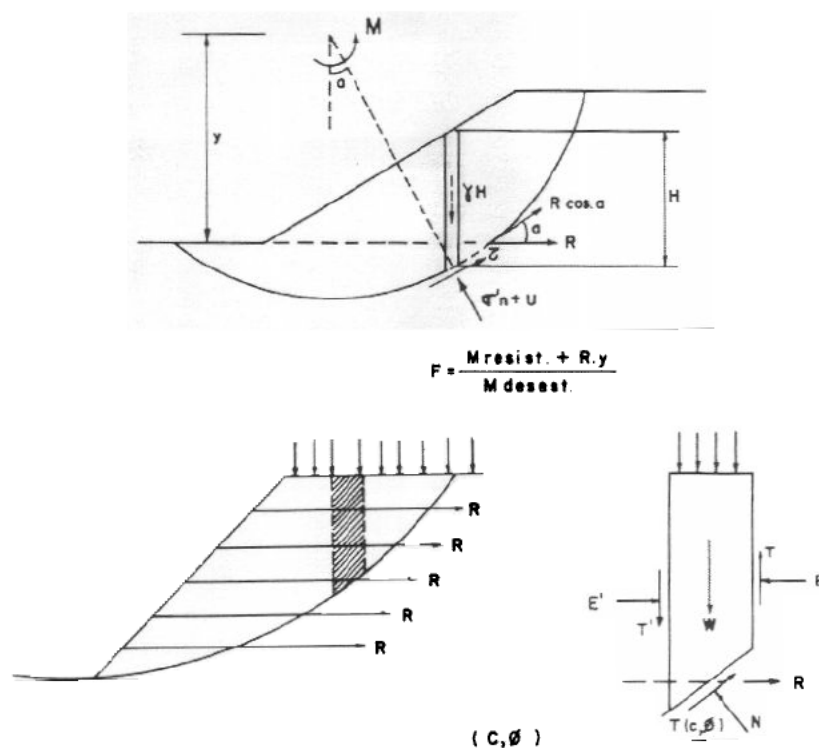


Fig. 12.8. ACCION DEL REFUERZO EN SUPERFICIES DE ROTURA CURVAS

2. Obtención, para esa superficie, de los coeficientes de seguridad resultantes de la aplicación de diversas fuerzas exteriores R_i en la dirección del refuerzo. En principio puede considerarse un reparto uniforme del refuerzo en el alzado del talud (es decir R estará aplicada a media altura).

3. Selección de la fuerza R_i que proporciona el F necesario (p.ej. $F = 1.30$).

Una solución interesante que considera la variación de la resistencia del refuerzo con el nivel de deformaciones es el denominado método de los desplazamientos, que tiene en cuenta el efecto membrana (fig. 12.9.) en las proximidades de la superficie de rotura.

b) Rotura según cuñas

Suele utilizarse una superficie de rotura bilineal que da lugar a dos cuñas (fig. 12.10a). El método es apropiado para resolución gráfica, pero puede fácilmente programarse para ordenador.

(*) Para el caso de taludes homogéneos existen ábacos preparados por Taylor, Janbu, etc.

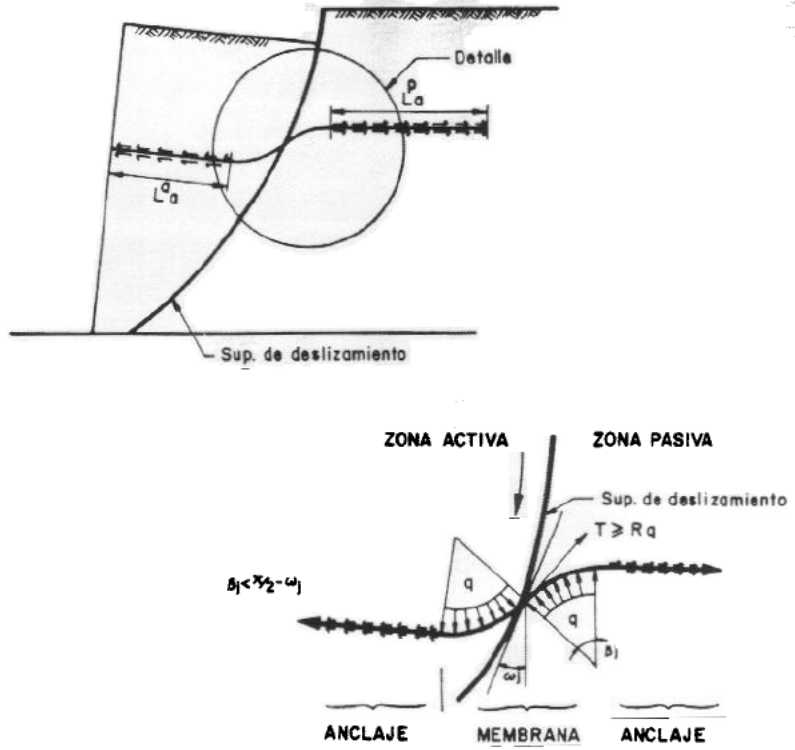


Fig. 12.9. PRINCIPIO DEL METODO DE LOS DESPLAZAMIENTOS (GOURC, 1987)

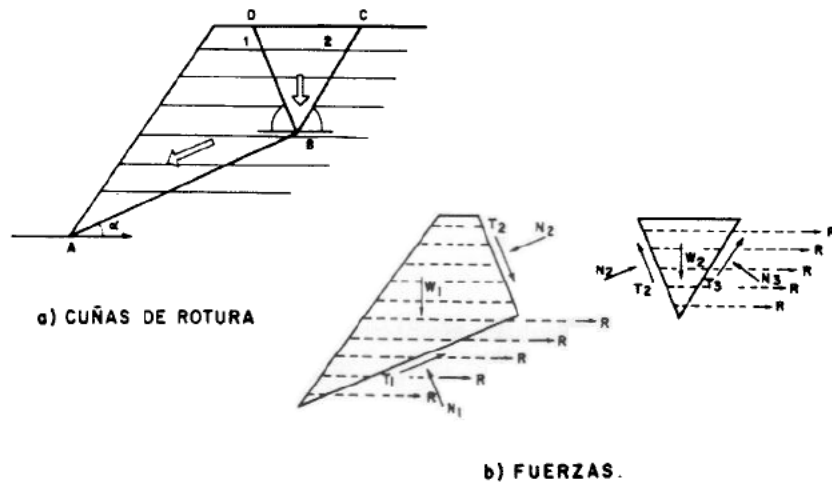


Fig. 12.10. EQUILIBRIO DE UN MECANISMO DE DOBLE CUÑA

La resolución puede hacerse para una fuerza única de refuerzo aplicada sobre el talud (fig. 12.11.) o, dados varios planos de refuerzo, considerando en cada cuña la contribución de cada uno de ellos (fig. 12.10b).

Para taludes homogéneos puede utilizarse la solución dada en la figura 12.11.b.

Donde el talud reforzado constituya un espaldón adosado a terreno resistente deben tantearse superficies de rotura mixtas, como la indicada en la figura 12.12.

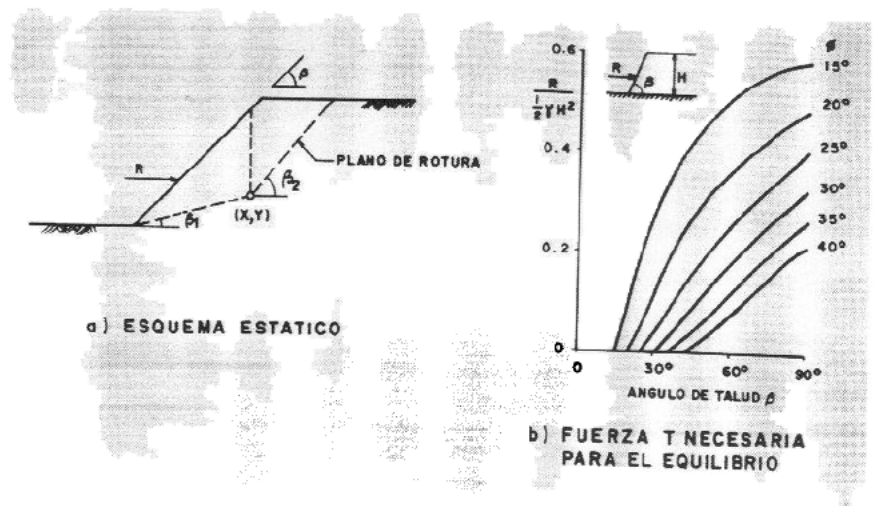


Fig. 12.11. SOLUCION ADIMENSIONAL PARA TALUD HOMOGENEO CON REFUERZO EQUIVALENTE A UNA FUERZA PUNTUAL. (SEGUN JEWELL ET AL. 1985)

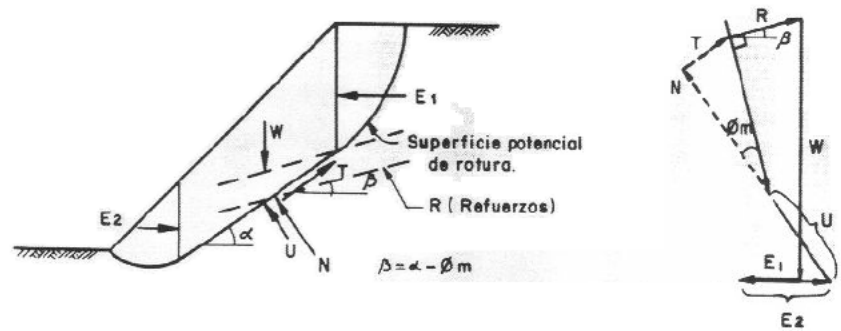


Fig. 12.12. EQUILIBRIO CON SUPERFICIE DE ROTURA MIXTA

c) Dimensionado

La fuerza total R a suministrar por el refuerzo debe repartirse entre n capas por razones constructivas, lo cual da la separación Δh entre ellas. En general Δh suele estar comprendida entre 0,5 y 1 m.

Dada la resistencia de la lámina t_r , la carga de trabajo t_{adm} se deduce según lo expuesto en el Apartado 11.2.

Será por tanto:

$$\frac{R}{\frac{H}{\Delta h} + 1} \leq t_{adm}$$

La longitud de anclaje (exterior a la superficie crítica) viene dada a cada nivel de profundidad z por (fig. 12.13):

$$L_a \geq \frac{F \cdot t_{adm}}{\gamma z \operatorname{tg} \delta}$$

con $F \geq 1,30$. Para δ puede tenerse en cuenta lo indicado en el Apartado 11.2.

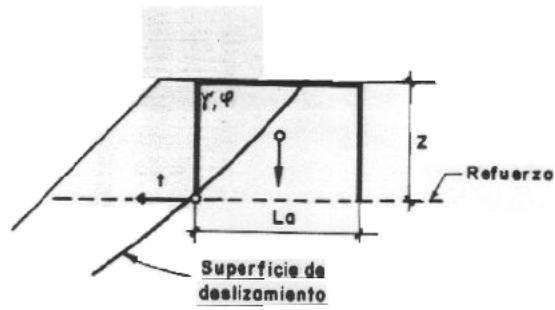


Fig. 12.13. DETERMINACION DE LA LONGITUD DE ANCLAJE L_a

12.3 MUROS DE CONTENCIÓN

12.3.1 TIPOS

Se trata de estructuras de paramento exterior sensiblemente vertical, aunque también pueden adoptar un perfil ligeramente inclinado o escalonado (fig. 12.14.).

El paramento exterior puede estar formado por el propio geotextil, pero con frecuencia se coloca una protección de otro material, generalmente prefabricada, la cual suele servir de guía para el montaje.

12.3.2 DIMENSIONAMIENTO

Para dimensionar los muros de suelo reforzado deben hacerse las siguientes comprobaciones:

a) Estabilidad general

- Al vuelco
- Al deslizamiento por la base

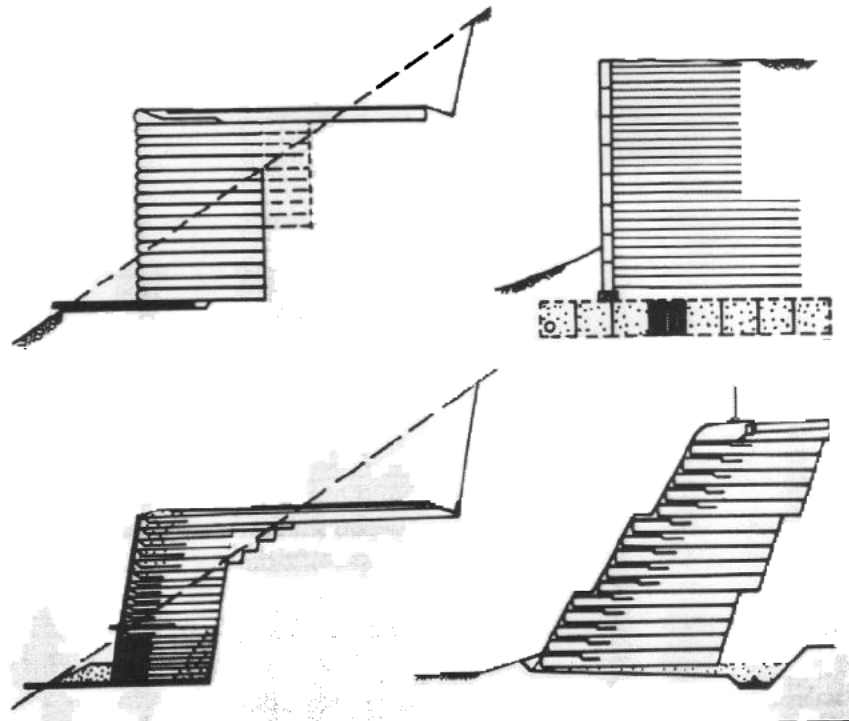


Fig. 12.14. SECCIONES TÍPICAS DE MUROS DE SUELO REFORZADO

– Tensiones en el cimiento

– Rotura general

b) Estabilidad interna

– Rotura del refuerzo

– Anclaje del refuerzo

– Deformaciones admisibles

Como la estabilidad general se comprueba igual que en el caso de muros rígidos o macizos armados con fibras inextensibles (ver Ap. 3.5.1.), no se detalla aquí este aspecto del dimensionamiento.

Respecto a la estabilidad interna se consideran los casos siguientes:

– Rotura del refuerzo a tracción

Puede producirse en el interior o en el frente del macizo reforzado, por las tensiones del terreno según el plano del refuerzo (generalmente horizontal). Para el cálculo se supondrán un crecimiento lineal de las tensiones verticales, y un coeficiente de empuje activo para pasar a las tensiones horizontales. Lógicamente las tensiones derivadas de las tensiones horizontales serán máximas en la base de muro de suelo reforzado (fig. 12.15.) y de valor.

$$T_{1, \max} = K_a \gamma H \cdot \Delta h = K_a \cdot \gamma H^2 / n$$

siendo n el número de capas de refuerzo e Δh su separación en sentido vertical.

Anclaje del refuerzo

Los refuerzos deberán penetrar una longitud suficiente en el terreno exterior a las eventuales superficies de rotura para absorber por rozamiento, sin ser arrancados, los esfuerzos de tracción generados.

Aunque hay diversos modelos de comportamiento, se considera suficientemente aproximado suponer que la superficie de rotura es la dada por la hipótesis de Rankine para el caso de empuje activo (fig. 12.16.) y que la distribución de tensiones verticales a cada profundidad z es uniforme y de valor

$$\sigma_v = \gamma z + q$$

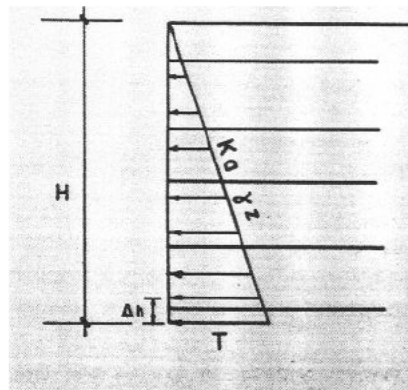


Fig. 12.15. ACCIONES MAXIMAS SOBRE EL REFUERZO

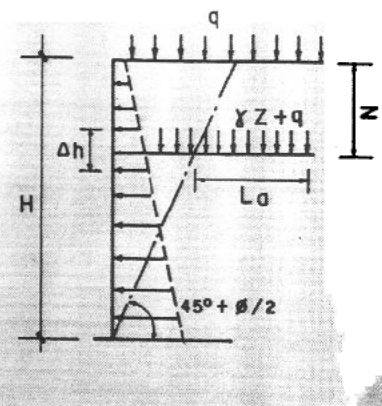


Fig. 12.16. CONDICIONES DE ANCLAJE DEL REFUERZO

siendo q la eventual sobrecarga uniforme aplicada sobre el macizo.

El esfuerzo de arrancamiento será, por unidad de anchura

$$T = K_a \gamma z \Delta h$$

y la resistencia por rozamiento

$$R = 2 \sigma_v L_a \operatorname{tg} \phi = 2 \gamma z L_a \operatorname{tg} \phi$$

por lo que el coeficiente de seguridad resulta:

$$F = \frac{2 \gamma z L_a \operatorname{tg} \phi}{K_a \gamma z \Delta h} = \frac{2 L_a \operatorname{tg} \phi}{K_a \cdot \Delta h}$$

debiendo ser $F \geq 2$.

La longitud total del refuerzo a una profundidad z será:

$$L = (H-z) \operatorname{ctg} \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + \frac{F K_a \Delta h}{2 \operatorname{tg} \phi}$$

ó $L \geq 0,8 H$

– Deformaciones y esfuerzos admisibles

Con los mismos criterios del Apartado 12.1.2d, y para los esfuerzos y sollicitaciones previsibles, la deformación del refuerzo al final de la vida de la estructura no deberá superar un cierto valor, del orden siguiente:

Deformación elástica bajo la carga de servicio (ϵ_i) $\leq 3\%$

Deformación de fluencia bajo la misma carga (ϵ_f) $\leq 3\%$

Se considerarán al respecto las deformaciones debidas a:

- Esfuerzos de tracción bajo las cargas aplicadas (Apartado anterior).
- Asientos del relleno debidos a la deformación del sustrato de apoyo (no es necesario considerar las deformaciones del propio relleno si se emplean materiales adecuados).
- Fluencia bajo las tracciones de trabajo.

En general podrán despreciarse las deformaciones debidas a la compactación del relleno.

Para estos usos se utilizarán geotextiles o geomallas bastante resistentes con

Carga de rotura mínima	50 kN/m
Elongación máxima en rotura	20%

Las fuerzas de tracción en servicio no deberán suponer el 25% de la carga de rotura en el caso de polipropileno, ni el 40% de la misma en el caso de poliéster.

Consideraciones análogas son válidas en el caso del refuerzo de taludes (Apartado 12.2.).

12.3.3 MATERIAL DE RELLENO

El suelo que, en combinación con la armadura sintética, formará el macizo de suelo reforzado deberá tener las siguientes características:

- Contenido de finos ($< 74 \mu$) $< 15\%$
- Tamaño máximo $< 75 \text{ mm}$
- Ángulo de rozamiento interno $> 25^\circ$

El pH del suelo estará comprendido entre 5 y 10.

El material se compactará por encima del 95% de la densidad seca Proctor Normal.

En las zonas en que pueda existir flujo de agua a través del macizo, el relleno tendrá una permeabilidad superior a $K = 10^{-3} \text{ cm/seg}$

El ángulo de rozamiento relleno-armadura sintética, determinado según lo indicado en el Apartado 11.3., no será inferior a 20° .

12.4 ESTRIBOS DE APOYO DE ESTRUCTURAS

En la figura 12.17. se muestran algunos ejemplos típicos.

El dimensionamiento puede seguir las líneas generales indicadas para muros de suelo reforzado, con los aspectos particulares señalados en los Apartados 5.2.3. y 6.4.3. Respecto a la consideración de las cargas transmitidas por la estructura se tendrá en cuenta lo indicado en el Apartado 7.5.11.

No obstante, las estrictas tolerancias de deformabilidad que se imponen a este tipo de estructuras limitan considerablemente su utilización, aún más que en el caso de terreno reforzado con fibras inextensibles.

Únicamente en estructuras ligeras, isostáticas, puede considerarse esta solución, comprobando las condiciones de servicio para las deformaciones estimadas.

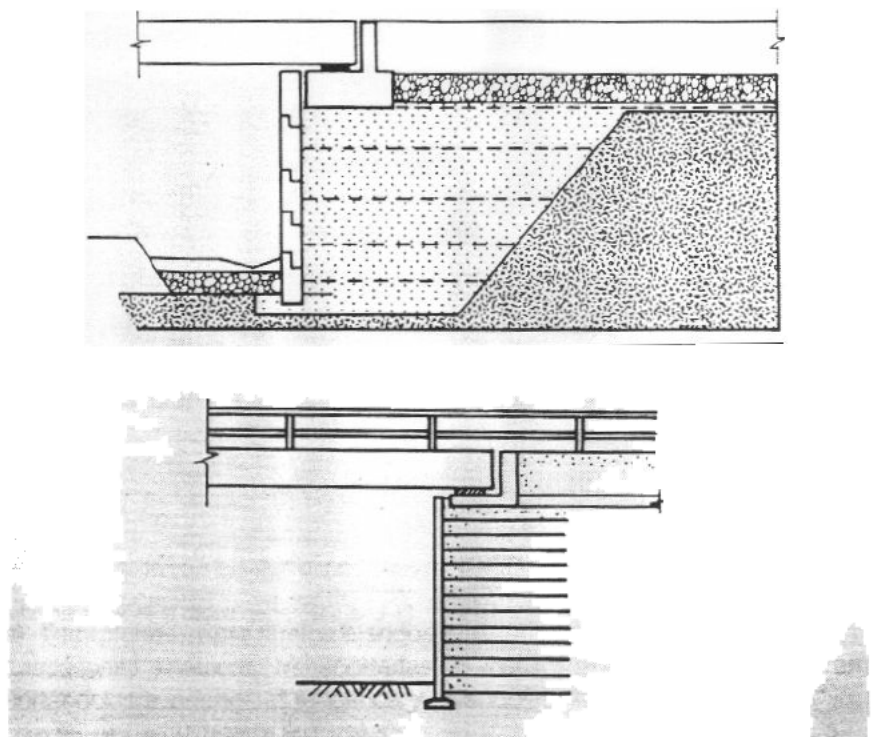


Fig. 12.17. ESTRIBOS DE SUELO REFORZADO

12.5 REFUERZO DE LA ESTRUCTURA DE FIRMES

Además de la función separadora y de confinamiento de la explanada, las láminas sintéticas producen, por efecto membrana, una cierta mejora de la capacidad portante de suelos muy blandos ($\text{CBR} < 3$), y un mejor reparto de las cargas, permitiendo reducir los espesores de firme y hacer transitables terrenos de muy baja calidad.

El trabajo de la lámina requiere unas deformaciones apreciables, por lo que este tipo de refuerzo suele limitarse a vías de tráfico pesado muy escaso (menos de 2 camiones diarios) en las que son aceptables unas ciertas rodaduras (entre 8 y 15 cm).

Con láminas de resistencia a tracción elevada ($\geq 300 \text{ KN/m}$) pueden conseguirse reducciones de espesor de las capas granulares entre el 40 y el 60%, respecto de las no reforzadas (*).

No se tratan aquí otras funciones de los geotextiles como el drenaje, la protección frente a la reflexión en superficie de las fisuras o la reducción del rozamiento bajo pavimentos de hormigón vibrado.

(*) Una orientación sobre el espesor sin refuerzo puede obtenerse por la expresión:

$$h(m) = \frac{0,16 + 0,19 \text{ Log } N}{\text{C.B.R.}^{0,63}}$$

siendo N el número de pasadas del eje de 13 t.

En suelos blandos puede admitirse $\text{C.B.R.} = c_u (\text{N/m}^2) / 30.000$ siendo c_u la cohesión aparente sin drenaje.

13.1 TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO

Los geotextiles se suministrarán a obra en rollos o bobinas de 3 a 5 m de anchura. Los rollos llevarán un embalaje opaco para evitar su deterioro por la luz solar, e irán debidamente etiquetados indicando:

- Naturaleza del material
- Datos del fabricante
- Fecha de fabricación y número de envío
- Dimensiones de las láminas
- Espesor (bajo 20 kN/m²) y/o peso por m²

En el transporte, carga y descarga se vigilará que no se produzcan daños mecánicos en las capas exteriores de los rollos (pinchazos, cortes, etc.).

Para almacenamientos de duración inferior a quince (15) días no es necesario adoptar precauciones especiales. Para almacenamientos de mayor duración se respetarán las indicaciones del fabricante y los rollos se protegerán de la acción directa de los rayos solares.

En el momento de la colocación el Director de las obras podrá ordenar la eliminación de las capas más exteriores de los rollos si éstas muestran síntomas de deterioro.

13.2 RECEPCION

Las fibras sintéticas se obtienen en procesos industriales de alta tecnología por lo que en general los certificados de calidad solicitados por el fabricante a laboratorios oficiales u homologados proporcionan una garantía suficiente a efectos de recepción.

No obstante, a pie de obra o en laboratorios próximos deben realizarse algunos ensayos sencillos:

- Determinación del peso por unidad de superficie
- Identificación del material por el olor al quemarlo

Material	Olor
Poliéster PES	Gas ciudad
Polipropileno PP	Cera-Parafina
Poliétileno PE	Cera-Parafina
Poliamida PA	Cabello quemado

- Comprobación del espesor

En partidas grandes (> 5.000 m²) o en casos de exigencias mecánicas elevadas se realizarán también:

- Ensayos de tracción (2 cada 10.000 m²)
- Ensayos de punzonamiento (2 cada 10.000 m²)

13.3 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

a) Terraplenes sobre suelos blandos

Las láminas sintéticas, transportadas en rollos a la obra, se desenrollarán, cortándolas a la longitud requerida y uniéndolas "in situ".

Estas operaciones se realizarán sobre zonas llanas desprovistas de vegetación, piedras o protuberancias que puedan rasgar o dañar las láminas.

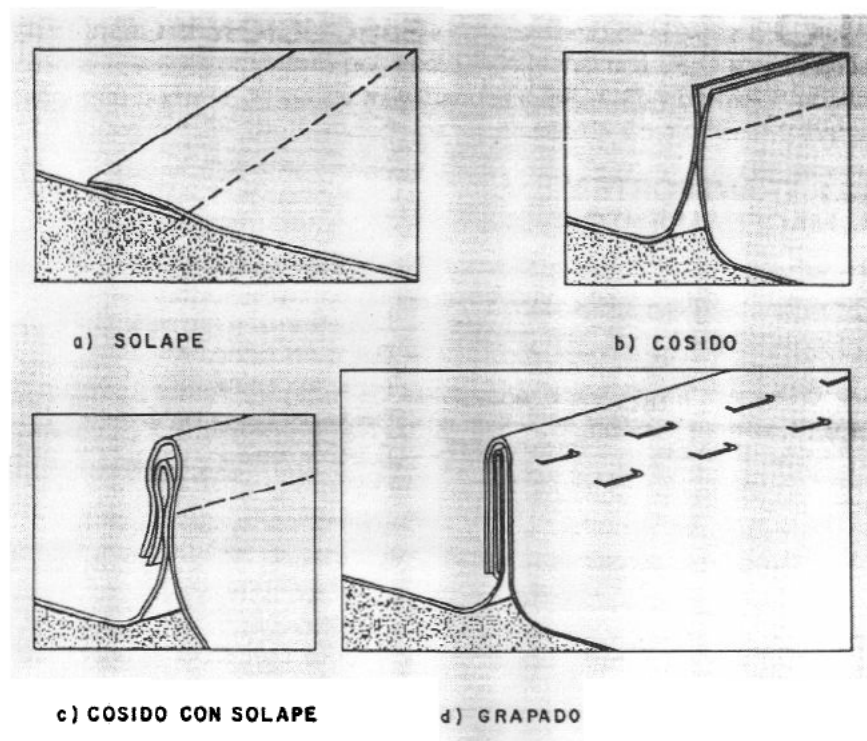


Fig. 13.1. UNION ENTRE LAMINAS

No se extenderá mayor longitud de láminas que la que pueda recubrirse en el mismo día. Se evitará la circulación de vehículos sobre las láminas no recubiertas.

La unión entre bandas puede hacerse con adhesivos, máquina de coser eléctrica o por simple solape (fig. 13.1.). Esta última solución debe limitarse, sin embargo, a casos de trabajo bajo agua o en zonas de difícil acceso.

En el caso de que sean previsibles grandes deformaciones según el eje longitudinal del terraplén o no se pueda estimar el sentido de las mismas, se utilizará, en vez de solape, el cosido o pegado de las bandas.

Los refuerzos por cosido deben tener como mínimo la misma resistencia a tracción que las láminas.

Las juntas se dispondrán siempre perpendiculares al eje longitudinal del terraplén.

Los solapes varían de 0,30 a 1,00 m, debiendo utilizarse mayores solapes con los terrenos poco resistentes ($CBR < 5$).

Si la explanación sobre la que vaya a extenderse el geotextil presentase puntos salientes o angulosos, deberá colocarse una capa de transición, preferentemente de arena algo arcillosa con espesores 0,40-1,00 m, en función de la deformabilidad del cimient y de las protuberancias existentes.

Deberá prestarse especial atención a la extensión de las primeras tongadas del terraplén sobre el geotextil. Las primeras capas, hasta un espesor de 0,50 m, deberán extenderse por medios manuales y su compactación se hará con rodillos ligeros. A continuación podrá procederse a la extensión y compactación con la maquinaria usual en carreteras.

Las láminas pueden dejarse extendidas horizontalmente o anclarlas en zanjas abiertas en los extremos del terraplén y posteriormente rellenas con material compactado, o volteándolas hacia arriba sobre el material de base del

terraplén. En este último caso, la lámina deberá quedar recubierta por material de aportación para evitar la exposición directa al exterior.

b) Taludes o muros de suelo reforzado

El terreno de cimentación de la estructura de contención debe regularizarse, eliminando blandones, zonas encharcadas, protuberancias rocosas, etc.

Deberán eliminarse igualmente los arbustos, plantas leñosas, etc. que puedan perforar las láminas. En los casos en que éstas sean sensibles al ataque por ácidos húmicos se eliminará totalmente la capa de tierra vegetal.

Los manantiales o surgencias que aparezcan en la preparación del terreno o que puedan conducir aguas a la base de la estructura, se captarán y desviarán fuera de la misma.

Los taludes o muros de suelo reforzado se ejecutarán de forma escalonada ascendente.

Una vez preparado el terreno y extendida una capa de regularización con el material de relleno, se procederá al extendido de las láminas sintéticas con la disposición prevista en los planos. La colocación se hará exclusivamente en el sentido normal al paramento, no permitiéndose juntas paralelas al mismo.

El extendido del relleno se hará cuidadosamente para no dañar las láminas, por tongadas de espesor compactado no superior a 0,40 m. Para la compactación podrán utilizarse rodillos lisos o vibratorios, de peso no superior a 5 t.

Para la ejecución es necesario un soporte o bastidor frontal que conforma la parte exterior de la lámina. Una vez rellena y compactada la mitad de la altura del escalón, se ejecuta un machón delantero sobre el que se dobla hacia atrás la lámina para su anclaje. En la figura 13.2. se indican dimensiones típicas del machón y del anclaje de la lámina. A continuación se vierte y compacta material hasta enrasar con la cara superior del machón. El proceso se continúa análogamente por escalones sucesivos.

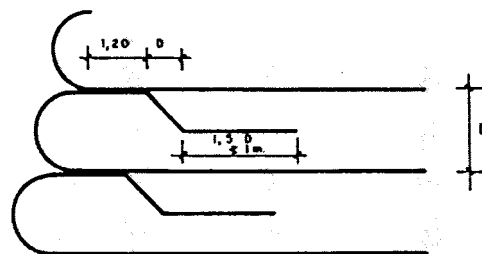


Fig. 13.2. CONFIGURACION DEL MACHON DE ANCLAJE

Una variante consiste en formar el paramento con sacos o gaviones de geotextil, combinados con láminas de alta resistencia bastante separadas en vertical (fig. 13.3.).

Teóricamente debería procurarse una mayor densidad de refuerzo (capas más juntas) en las zonas más tensionadas, típicamente el tercio inferior de la estructura reforzada. Sin embargo, la complejidad del proceso constructivo se evita disponiendo en toda la altura la máxima densidad de refuerzo.

Normalmente la separación entre capas es un múltiplo de espesor de tongada, función a su vez del tamaño del material de relleno. Son valores usuales 50 a 70 cm.

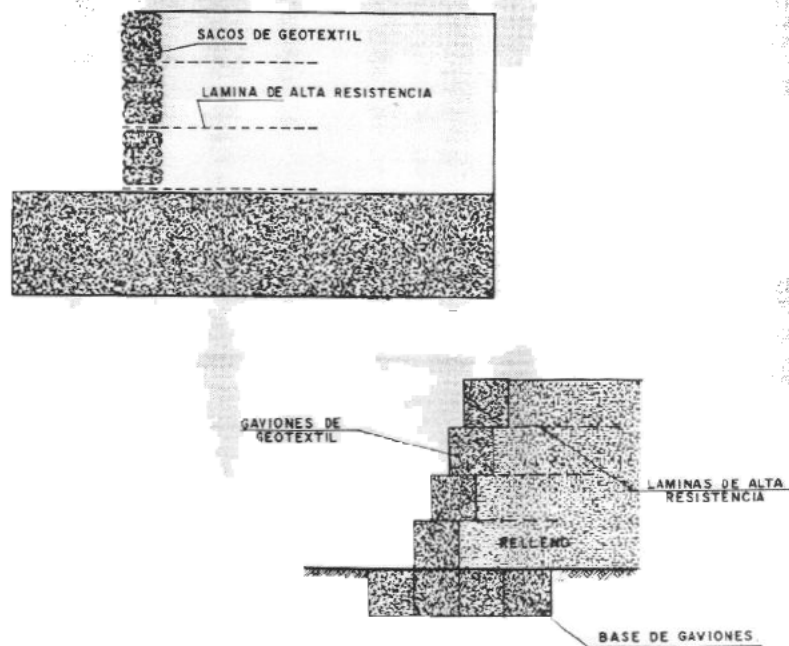


Fig. 13.3. PARAMENTOS FORMADOS CON SACOS O GAVIONES

El solape de las láminas en el sentido paralelo al paramento, será como mínimo de 0,30 m.

En el caso de perfiles muy irregulares o cimiento de compresibilidad heterogénea en el que sean de temer movimientos en el sentido paralelo al paramento, el solape se aumentará a 0,50 m.

La lámina correspondiente a la tongada superior de la estructura tendrá en su posición definitiva, la misma longitud en la cara inferior y superior de la tongada, con objeto de asegurar el anclaje de la lámina.

Sobre la lámina superior se colocará una capa de transición cuando sobre la estructura se vaya a disponer un firme o cargas puntuales importantes.

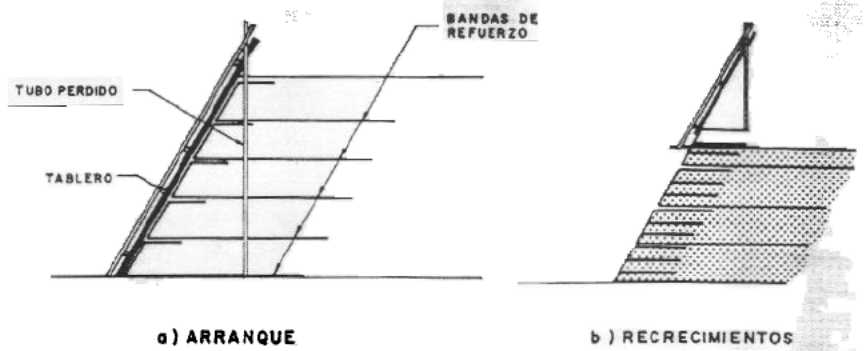
El espesor de esta capa será tal, que las tensiones en el plano de la lámina superior no superen los 30 kN/m^2 .

En la figura 13.4. se muestran algunas disposiciones típicas de las estructuras de soporte frontal.

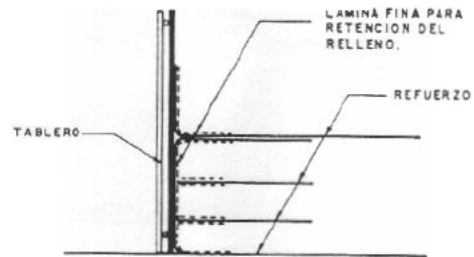
Cuando sea inevitable la fluencia de agua al macizo de suelo reforzado, se captará la misma en su trasdós, impidiendo que el agua alcance las armaduras.

Cuando sea de temer una infiltración importante de agua o exista el riesgo de penetración accidental en el macizo de productos químicos agresivos, se colocará por encima de la lámina superior, una membrana interceptora con una ligera pendiente, del 2 al 3%, para recoger y evacuar las infiltraciones. Al final de esta membrana se dispondrá un tubo colector y evacuador de las infiltraciones.

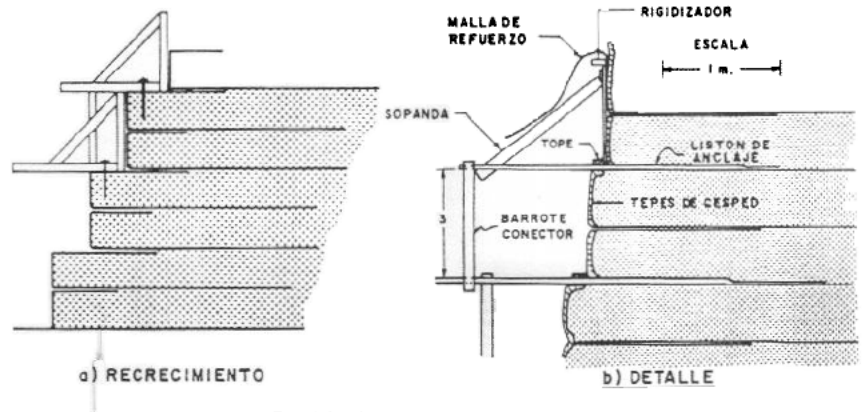
Esta membrana estanca deberá poseer la suficiente resistencia a los productos químicos y sus juntas irán soldadas. Es importante además una suficiente resistencia mecánica al desgarramiento, perforación por raíces, roedores, etc.



1. PARAMENTO INCLINADO



2. PARAMENTO VERTICAL



3. PARAMENTO ESCALONADO

Fig. 13.4. EJECUCION DE PARAMENTOS CON SOPORTES FRONTALES

c) Protección de los paramentos

Las láminas sintéticas deben protegerse frente a las radiaciones ultravioletas y, eventualmente, frente a la acción de roedores o vandalismo.

En algunos climas puede favorecerse el crecimiento de vegetación en taludes escalonados, evitando el desarrollo de raíces leñosas que puedan punzonar o rasgar las láminas.

También puede ser ventajoso emplear geomallas, a través de cuyos huecos pueda implantarse la vegetación en el material de relleno. Las semillas pue-

den plantarse durante la construcción, siendo conveniente extender sobre el paramento capas de abono o tratamientos que favorezcan las primeras fases de crecimiento.

En otros casos el paramento debe quedar recubierto por gunita, placas prefabricadas o forros que garanticen una protección duradera (fig. 13.5.).

Cuando se aplique hormigón o gunita debe comprobarse que el polímero de refuerzo es insensible a los álcalis del cemento. La aplicación debe hacerse una vez producidas las deformaciones diferidas de la estructura de suelo reforzado.

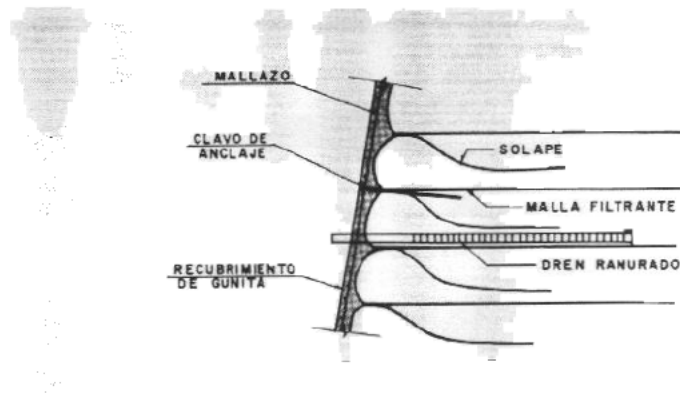


Fig. 13.5. ACABADO DE PARAMENTOS Y DRENAJE

DOCUMENTACION A INCLUIR EN LOS PROYECTOS DE ESTRUCTURAS DE SUELO REFORZADO

Salvo en los casos en que, por tratarse de sistemas muy generalizados y de extensa aplicación práctica, se incluyan estructuras tipificadas o normalizadas con una mínima justificación dimensional, el Proyecto de estas estructuras deberá incluir:

- Memoria descriptiva y justificativa de la solución adoptada.
- Anejo de cálculo con clara indicación de las acciones, parámetros de cálculo y coeficientes de seguridad considerados, así como el desarrollo de las comprobaciones de diseño efectuadas que, en principio, deberá ajustarse a lo especificado en este Manual.

Planos, esquemas y detalles de construcción, tanto del suelo reforzado como de sus elementos auxiliares (impostas, barreras, drenaje, etc.).

- Pliego de prescripciones técnicas particulares referentes a materiales, puesta en obra, control de calidad, proceso constructivo, auscultación, medición y abono, etc., así como todas las indicaciones que se consideren relevantes para el buen comportamiento de la estructura.

Precios unitarios, mediciones y presupuestos.

**PLIEGO DE PRESCRIPCIONES
TECNICAS GENERALES PARA OBRAS DE
SUSTENTACION DE TIERRA ARMADA**

DEFINICION Y CLASIFICACION

Se definen como obras de sustentación de tierra armada aquellas realizadas a base de familias de armaduras metálicas intercaladas entre capas de relleno granular seleccionado. Las armaduras se disponen horizontalmente, perpendiculares a pieles, formadas por elementos prefabricados, unidos entre sí de forma no rígida, que constituyen los paramentos exteriores de las obras de sustentación.

Las obras de tierra armada se clasifican:

a) Según su duración prevista de servicio

- **Provisionales:** Duración hasta 5 años.
- **Definitivas:** Duración igual que la de la obra general de la que forman parte.

b) Según sus condiciones ambientales

Saturadas: El relleno está inundado total o parcialmente, permanente o temporalmente en agua dulce, entendiéndose como agua dulce aquella que es potencialmente potable ($Cl^- \leq 250 \text{ mg/l}$; $SO_4^{2-} \leq 250 \text{ mg/l}$).

- **Secas:** El relleno está adecuadamente drenado, protegido de la infiltración, y la saturación puede considerarse como un fenómeno esporádico, de corta duración y no periódico.

Marítimas: La obra está en contacto con aguas saladas, bien sea por inmersión, bien sea porque pueda estar sometida a la acción directa de las olas o de sus saqueaduras.

- **Especiales:** La obra está sometida a condiciones no usuales de agresividad: Corrientes erráticas, rellenos industriales, rellenos evolutivos, cercanía de agua o líquidos agresivos, etc.

2.1 MATERIALES PARA RELLENOS DE OBRAS DE TIERRA ARMADA

2.1.1 DEFINICION

Se denominan materiales para rellenos de obras de tierra armada a aquellos suelos o materiales pétreos que se utilizan para formar el cuerpo de los macizos de tierra armada, tras su vertido, colocación y adecuada compactación.

2.1.2 CONDICIONES GENERALES

Los materiales a emplear serán suelos o materiales pétreos obtenidos de los préstamos que se determinen en los Planos y Pliegos de prescripciones técnicas particulares o se autoricen por el Director de las obras.

2.1.3 CARACTERISTICAS MECANICAS

El material de relleno deberá tener un ángulo de rozamiento interno no inferior a 25°.

Si se van a utilizar armaduras lisas, el ángulo de rozamiento entre éstas y el relleno no deberá ser inferior a 22°.

Si el cernido por el tamiz UNE 80 μm es inferior al 15% o si, en caso de que sea superior, el porcentaje en peso de finos con un diámetro menor de 15 μm es menor del 10%, el suelo se considerará válido desde el punto de vista mecánico, sin necesidad de determinar los valores de los ángulos de rozamiento.

En todo caso, el porcentaje en peso del relleno con un tamaño de partículas inferiores a 15 μm no podrá ser superior al 20%.

Tampoco se admitirán para rellenos, partículas con dimensiones superiores a 250 mm y rechazo por el tamiz UNE 63 mm superior al 25%.

Todas estas determinaciones se realizarán de acuerdo con la norma NLT 104/72..

2.1.4 CARACTERISTICAS FISICO-QUIMICAS

2.1.4.1 Resistividad Eléctrica

La resistividad eléctrica del suelo saturado durante una hora a 20°C, determinada según la norma NLT 250/80, será superior a:

- 1000 Ω cm para obras secas
- 3000 Ω cm para obras saturadas

2.1.4.2 Actividad en iones hidrógeno (pH)

El pH de la mezcla agua-suelo estará comprendido entre 5 y 10.

2.1.4.3 Contenido en materia orgánica

La mezcla en materia orgánica, determinado según la norma NLT 117/72 expresado en cantidad de carbono, será inferior a 100 mg/kg.

Los espesores nominales de los elementos metálicos serán tales, que tras deducir los espesores de seguridad correspondientes a la corrosión que se detallan en la Tabla I, los espesores remanentes sean iguales o mayores que los previstos en los cálculos.

TABLA I

OBRAS	SECAS	SATURADAS	MARITIMAS
Provisionales (5 años)	0,5A	0,5A	1,0A
Definitivas	1,5Az	2,0Az	7,0A

Los sobreespesores de seguridad vienen dados en mm, significando A –acero dulce– y Az –acero galvanizado–.

2.2.3 CARACTERISTICAS DEL ACERO

El acero será, salvo disposición en contrario del Pliego de prescripciones técnicas particulares, del tipo A-37 en sus grados "c" o "d" definido en la norma UNE 36080-73. Todas las características se ajustarán a las indicadas en dicha norma.

2.2.4 GALVANIZADO

2.2.4.1 Generalidades

En el caso de que se especifique como material metálico el acero galvanizado, todas las piezas serán galvanizadas en caliente de acuerdo con la norma UNE 37501.

2.2.4.2 Aspecto superficial del recubrimiento

El aspecto superficial del recubrimiento será el considerado como aceptable en la norma UNE 37501. Podrá además el recubrimiento presentar una cristalización visible, diferente entre ambas caras. La cristalización deberá ser homogénea en su conjunto, sin que se haya de tener en cuenta el tamaño de los cristales y su densidad de reparto. El borde de la chapa podrá no estar recubierto.

2.2.4.3 Adherencia del recubrimiento

El recubrimiento no presentará ninguna exfoliación apreciable tras someter una muestra a un ensayo de doblado.

2.2.4.4 Peso del recubrimiento

El peso nominal del recubrimiento será de 762 g/m² entre ambas caras, para los elementos que hayan sido galvanizados en continuo y de 500 g/m² en cada cara para los elementos galvanizados discontinuamente.

La determinación del peso del recubrimiento se realizará por métodos destructivos o no destructivos. La aceptación de un lote de material podrá basarse en ensayos no destructivos; no así su rechazo, que deberá basarse en los resultados obtenidos en ensayos destructivos.

2.3 ELEMENTOS PREFABRICADOS DE HORMIGÓN PARA PIELES DE OBRAS DE TIERRA ARMADA

2.3.1 DEFINICION

Se denominan elementos prefabricados de hormigón para pieles de obras de tierra armada aquellos prefabricados de hormigón en masa, o ligeramente armado, provistos de enganches para armaduras metálicas y de dispositivos de pasador y tubo para el acoplamiento entre elementos. Tendrán por objeto constituir los paramentos vistos de las obras de tierra armada.

2.3.2 HORMIGON

El hormigón será amasado en central y los elementos serán prefabricados en factoría y vibrados.

El hormigón se dosificará con un mínimo de 350 kg de cemento por metro cúbico, en el caso de obras no marítimas y en condiciones normales. En el caso de obras marítimas o especiales, el Pliego de prescripciones técnicas particulares fijará el tipo y dosificación del cemento.

El hormigón cumplirá las prescripciones de la Instrucción EH-88.

La resistencia a flexotracción será superior a 23 kp/cm².

Se prohíbe, salvo especificación en contrario del Pliego de Prescripciones técnicas particulares, la adición de aditivos, aceleradores y aireantes.

El tamaño máximo de los áridos será de 25 mm.

Los áridos así como el cemento no tendrán características agresivas respecto al metal de los enganches para las armaduras de tierra armada.

La ejecución se ajustará a las normas de la Instrucción EH-88.

Los elementos se hormigonarán horizontalmente con la cara exterior (paramento) hacia abajo sobre el encofrado y la inferior hacia arriba.

El hormigón se colocará sin interrupción, teniendo cuidado de que no entren en contacto. bajo ningún concepto, los enganches de las armaduras de tierra armada y las armaduras del hormigón.

El hormigón se vibrará, y se le obligará a penetrar en todas las esquinas y huecos para evitar coqueras y otros defectos.

Se utilizará el mismo tipo de aceite de desencofrado para todos los elementos.

2.3.3 ARMADURAS PARA HORMIGON

Se fijarán las características de las barras corrugadas en el Pliego de prescripciones técnicas particulares y en los Planos.

2.3.4 APARATOS DE ENGANCHE

Se denominan aparatos de enganche a los elementos roscados situados en la parte superior de la escama con el fin de facilitar su manejo. Serán capaces de soportar 1000 kp cada uno y tendrán un filete interior de un diámetro nominal de 16 mm y rosca ISO.

2.3.5 DIMENSIONES Y TOLERANCIAS

Las dimensiones y tolerancias de los elementos serán las fijadas en los Planos.

2.3.6 MANEJO Y REPARACION

Se tomarán todas las precauciones necesarias en el manejo y almacenamiento para evitar dañar los elementos, manchar la superficie exterior (paramento) y doblar los enganches para armaduras de tierra armada. Los elementos se almacenarán siempre con los enganches hacia arriba, sobre tacos de madera de mayor espesor que la longitud de los enganches y colo-

cados junto a éstos. Nunca se apilarán más de 5 elementos. El paramento no tocará el suelo.

Se indicará claramente en cada elemento, en su parte trasera, la fecha de ejecución.

Queda excluida toda reparación de desconchones, fisuras o roturas en los elementos.

2.4 JUNTAS DE CORCHO PARA PIELES DE HORMIGÓN EN TIERRA ARMADA

2.4.1 DEFINICION

Se define esta unidad como el elemento situado entre dos escamas de hormigón que están colocadas una encima de otra y que tiene por misión obtener un contacto flexible que permita el giro y un cierto desplazamiento relativo entre las dos escamas. Esta junta es horizontal.

2.4.2 CARACTERISTICAS GENERALES

La junta consiste en una plancha de corcho aglomerado. El aglomerado se obtiene a partir de la unión con resinas sintéticas insolubles de partículas sueltas y limpias de corcho.

La densidad será de 250 kg/m³.

2.4.3 CARACTERISTICAS MECANICAS

La recuperación tras un esfuerzo de compresión será del 90%. La compresión será superior a 5 kp/cm² e inferior a 25 kp/cm².

La extensión será inferior a 5 mm.

2.4.4 DURABILIDAD

El material resistirá pruebas de ebullición en ácido clorhídrico y envejecimiento.

2.4.5 DIMENSIONES Y TOLERANCIAS

El espesor de las juntas será de 20 ± 2 mm. La longitud y la anchura de las planchas será la fijada en los Planos y en el Pliego de prescripciones técnicas particulares.

2.5 JUNTAS DE ESPUMA DE POLIURETANO PARA PIELES DE HORMIGÓN

Las juntas de espuma de poliuretano rellenarán los espacios laterales entre elementos vecinos en las pieles de hormigón. Estas juntas están formadas de tiras de espuma de poliuretano de células abiertas con una sección cuadrada 4 x 4 cm.

El material deberá presentar un buen aspecto, sin indentaciones, ni cortaduras ni signos de descomposición. Será suficientemente resistente como para permitir su manejo y puesta en obra sin sufrir daños.

2.6 JUNTAS TEXTILES PARA PIELES DE HORMIGÓN

Las juntas textiles complementarán a las anteriores en caso de que se prevean arrastres por flujo de agua a través del paramento. Igualmente complementarán a las juntas de corcho horizontales, si así lo dispone el Pliego de prescripciones técnicas particulares.

Estas juntas se colocarán, en su caso, pegadas a la parte trasera del paramento tapando las juntas verticales. Estarán formadas por unas tiras de 50 cm de ancho de material textil para filtros de uso normal en construcción.

2.7 ELEMENTOS PARA LA UNION DE ARMADURAS Y PIELES

Los elementos de unión de armaduras y pieles serán tornillos, y sus correspondientes tuercas y arandelas, de alta resistencia. Se utilizarán con o sin protección galvánica, dependiendo de si la tienen o no las armaduras y otros elementos metálicos.

Las dimensiones nominales para los tornillos serán 12 y 14 mm de diámetro.

El acero de los tornillos tendrá un límite elástico convencional no inferior a 80 kp/m², según las normas UNE 7262 y UNE 7282.

El recubrimiento de zinc tendrá un peso nominal de 500 g/m² si la galvanización se ha realizado en caliente y 90 g/m² si ha sido electrolítica. El espesor se determinará por métodos no destructivos.

El Pliego de prescripciones técnicas particulares señalará las restantes características de los tornillos a emplear.

2.8 HORMIGON EN MASA PARA ZAPATAS DE APOYO DE HORMIGON

Este material se ajustará en todo a las características del hormigón de tipo H-100 exigidas por el artículo 610 "Hormigones" del Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes.

2.9 MATERIAL PARA LA EJECUCION DE CAPAS DE DRENANTES

Este material se ajustará en todo a las características exigidas en el artículo 421 "Rellenos localizados de material filtrante" del Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes.

3

EJECUCION

3.1 ALMACENAMIENTO Y DESCARGA

Los elementos de piel de hormigón se descargarán manipulándose por los enganches de las armaduras de tierra armada. Se sujetarán por un mínimo de cuatro (4) enganches y se mantendrán horizontales.

Se almacenarán según se indica en el apartado 2.3.6.

Las armaduras de más de 5,00 m de longitud se descargarán con ayuda de un balancín. Se almacenarán planas sobre el suelo, separando las de distintos tamaños.

3.2 PREPARACION DE LA CIMENTACION

La excavación para obtener la cota de cimentación se hará de acuerdo con las exigencias del artículo 320 "Excavación en la explanación y préstamos" del Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes.

Se alcanzarán las cotas exigidas, con las tolerancias fijadas por los Pliegos de prescripciones técnicas y en su caso por el Director de las obras. La excavación en roca se hará con cuidado de no alterar sus características resistentes.

3.3 PREPARACION DE LA CIMENTACION

La cimentación para la estructura de tierra armada se explanará horizontalmente en un área no inferior a la de la base del macizo, a la cota prevista de cimentación. Antes de construir la estructura se compactará el terreno natural con un rodillo liso. Se preverá un adecuado drenaje superficial para evitar acumulaciones de agua durante la construcción.

En el caso de que el paramento sea de elementos de hormigón, se construirá una zapata de cimentación y nivelación de acuerdo con las dimensiones indicadas en los Planos. Esta zapata tendrá un ancho mínimo de 0,35 m y un espesor mínimo de 0,20 m. La zapata será curada durante 12 horas antes de colocar ningún elemento de piel.

3.4 CAPAS DRENANTES

Se ejecutarán de acuerdo con las indicaciones y limitaciones indicadas en el artículo 421 del Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes. Se compactarán a una densidad igual o superior a la exigida para el relleno de la obra de tierra armada que está en contacto con ellas. Podrán ser sustituidas las capas drenantes formadas por rellenos granulados por otras soluciones técnicamente equivalentes.

3.5 MONTAJE DE LA PIEL

3.5.1 PIELES DE HORMIGON

Se implantará la primera fila de elementos sujetos por puntales en la parte exterior del paramento.

Se colocarán cuñas de madera en el número suficiente de filas de elementos para evitar los movimientos de éstos al ejecutar el relleno.

No se colocará nunca más de una fila de elementos sin haber realizado el relleno y colocadas las armaduras de la anterior.

Podrán montarse en obra los elementos a partir de 7 días después de hormigonados, siempre que la resistencia a compresión simple alcanzada al cabo de estos 7 días sea superior al 65% de la resistencia característica.

Los elementos se colocarán verticales con ayuda de una máquina elevadora, sujetándolas por los dos puntos de enganche situados en la parte superior.

Los elementos se colocarán en filas horizontales sucesivas según se indique en los Planos.

Se solidarizará cada elemento, con la ayuda de dos perfiles, a los adyacentes de la fila anterior.

Se colocarán cuñas de madera para inmovilizar las juntas verticales, y se mantendrán en las tres últimas filas, quitándose después, por lo que nunca deberán quedar en el interior del paramento. Se colocarán en la pequeña junta horizontal de los brazos de la cruz que forma el elemento.

Se verificará la adecuada colocación de cada elemento para permitir, el montaje de los elementos de la fila siguiente, para lo cual se comprobará con una plantilla si la distancia entre el pasador y el tubo de elementos consecutivos de una fila es la adecuada. Se comprobará con plomada y nivel la verticalidad y nivelación de cada elemento de piel.

Se quitarán los puntales que soportan la primera fila, al realizar la compactación de la banqueta de pie que define la entrega por la parte exterior del paramento.

Los empujes a realizar sobre los elementos para colocarlos verticalmente, se efectuarán apoyando la herramienta en la parte más alta del elemento de apoyo y la más baja del elemento que se está colocando.

Se colocarán las juntas de corcho horizontales entre el elemento nuevo y que le sirve de apoyo, en su parte más alta, disponiéndose asimismo simultáneamente las juntas verticales.

3.5.2 PIELES METÁLICAS

Los elementos se colocarán a mano por filas horizontales.

No se ejecutarán más de dos filas libres por encima del relleno.

Se dispondrán cuñas, a distancias horizontales no superiores a 1,50 m, entre cada dos filas de elementos.

Se mantendrán las cuñas en por lo menos 5 filas de elementos y se irán quitando a medida que se monte la piel.

Las cinco primeras serán mantenidas verticales con ayuda de unas guías en la parte exterior del paramento, situadas a distancias inferiores a 3 m.

Los elementos se colocarán en el orden indicado en los Planos. Cada elemento tendrá las perforaciones en su parte inferior a las mismas distancias que están las perforaciones en la parte superior del elemento sobre el que se encastra, debiendo coincidir.

Si las perforaciones no coincidiesen exactamente, se aumentará el tamaño de la perforación elíptica y nunca el de la circular. Este aumento se hará sólo con permiso del Director de las obras, y nunca utilizando broca pasante.

Las pieles se atomillarán con la tuerca hacia arriba, dejando ésta provisionalmente floja. Tras la compactación del relleno se realizará el apriete definitivo.

3.6 COLOCACION DE ARMADURAS

Se irán colocando los cubrejuntas, atornillándose los últimos a los elementos correspondientes.

Cuando el relleno alcance el nivel de enganches se dispondrá una capa horizontal de armaduras.

Las armaduras se colocarán planas, horizontales y perpendiculares al paramento.

Se desecharán en cualquier caso todas las armaduras que hayan sufrido deformaciones plásticas importantes durante su manejo y almacenamiento.

Cada armadura se sujetará el enganche correspondiente con el número de tornillos indicados en los Planos.

Se colocarán arandelas antes de poner las tuercas. Las tuercas se apretarán adecuadamente, de forma que no se puedan mover las armaduras, pero sin que el vástago del tornillo llegue a trabajar básicamente a tracción (aproximadamente a 1/3 de la tracción nominal en los tornillos de alta resistencia).

Las armaduras apoyarán bien sobre el relleno, debiendo evitarse que queden levantadas en la parte del enganche.

Antes de realizar una nueva capa de relleno es fundamental comprobar:

- Que se han puesto todas las armaduras que indican los Planos para el nivel correspondiente.
- Que éstas tienen las dimensiones que los Planos exigen.
- Que están todas atornilladas y adecuadamente apretadas.
- Que están todas bien estiradas y perpendiculares al paramento.
- Que el metal para enganchar armaduras y tornillos, tuercas y arandelas es todo del mismo tipo galvanizado o todo sin galvanizar.

La última capa de armadura será siempre colocada unos 10 cm por encima de la penúltima. Esto implica una zona de curvatura moderada en las cercanías del paramento, para hacer descender la armadura enganchada a mayor altura hasta solamente 10 cm por encima de la capa anterior de armaduras. El relleno en la zona cercana a la piel será cuidadosamente conformado para que esta última capa de armaduras apoye adecuadamente sobre éste y no sufra deformaciones muy fuertes.

3.7 RELLENO

3.7.1 EJECUCION

El relleno se irá compactando por capas a medida que se monta la piel.

Las capas de relleno tendrán el espesor adecuado para conseguir la compactación exigida y a la vez para que su parte superior coincida con cada nivel de enganche. En general, con pieles metálicas se compactarán capas de 0,33 m que es la altura de cada piel y la separación entre planos de armadura, y se dispondrán las capas de armaduras intercaladas con las de relleno. Con pieles de hormigón, la altura usual entre enganches es de 0,75 m por lo que se compactará el relleno en capas de 37,5 cm, colocándose armaduras cada dos capas de relleno.

Se seguirán las exigencias y recomendaciones de los artículos 330 y 331 "Terraplenes" y "Pedraplenes", del Pliego de prescripciones técnicas gene-

rales para obras de carreteras y puentes en lo que respecta a la ejecución del relleno, equipo necesario, limitaciones de la ejecución, etc., teniendo en cuenta además los siguientes puntos:

- El material de relleno se extenderá y compactará por franjas paralelas al paramento.
- Se extenderá primero el terreno en la franja central del macizo, prosiguiendo a continuación hacia la parte interior. A continuación se volverá al centro y se extenderá por franjas progresivamente más cercanas al paramento hasta acabar en éste.
- Nunca se extenderá o compactará el relleno avanzando perpendicularmente hacia el paramento.
- Al extender el relleno sobre una capa de armaduras, deberá evitarse mover y dañar estas armaduras.
- Ningún tipo de maquinaria sobre orugas pasará directamente por encima de una capa de armaduras. La extendedora irá avanzando sobre la capa que va extendiendo. Se limitará al mínimo posible la circulación de camiones por encima de la capa de armaduras.
- Ningún camión o máquina pesada pasará a una distancia del paramento menor de 2 m.
- En general, se realizará de una vez toda una tongada horizontal de relleno.
- El relleno se compactará con un equipo adecuado para obtener la compactación deseada. Este equipo no será demasiado pesado, siendo preferible un mayor número de pasadas de un equipo ligero que la utilización de un equipo más pesado para obtener la compactación requerida.
- Se utilizarán siempre compactadores lisos.
- Se tomarán las precauciones necesarias para evitar el coqueo sobre todo en la parte cercana al paramento.
- La compactación de los dos (2) metros cercanos al paramento se realizará exclusivamente con un equipo muy ligero: placa vibrante de 100 a 300 kp ó pequeño rodillo vibrante de fuerza aplicada sobre generatriz vibrante comprendida entre 6 y 8 kp/cm.

El relleno no armado soportado en su caso por la estructura de tierra armada se irá realizando simultáneamente al relleno de la banqueta de base que crea el empotramiento de la estructura.

El Pliego de prescripciones técnicas particulares indicará las medidas a tener en cuenta para garantizar el drenaje superficial del terraplén a lo largo de la compactación.

Se vigilará especialmente la homogeneidad del relleno, tanto en sus características básicas como en su compactación y humedad.

3.7.2 COMPACTACION Y HUMEDAD EXIGIDAS

La compactación y humedad del relleno se fijará en el Pliego de prescripciones técnicas particulares.

La densidad será la exigida por la función que, respecto a la vialidad, cum-

pla la estructura de tierra armada. En general, la densidad será igual o superior al 95% de la máxima densidad Proctor Normal según la norma NLT 107/76.

En las zonas inferiores del relleno, donde éste esté cimentado sobre roca, y su anchura haya sido reducida en las capas bajas, se exigirá una compactación igual al cien por cien (100%) de la máxima obtenida en el ensayo Proctor Modificado, según la norma NLT 108/76. Esta densidad se exigirá en todas las capas cuya anchura haya sido reducida. Esta zona vendrá claramente indicada en los Planos.

La humedad del relleno será siempre inferior a la humedad óptima determinada en los ensayos Proctor Normal y Modificado, para los rellenos normales y especiales, respectivamente.

4.1 RELLENO

El acabado del relleno estará de acuerdo, en general, con las exigencias de los artículos 330, 331 y 500 "Terraplenes", "Pedraplenes" y "Subbases granulares" del Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes respectivamente, según sea el tipo de relleno y la función a la que está destinado.

4.2 PARAMENTO

En lo que respecta al paramento las tolerancias serán las siguientes:

- Ningún punto del paramento estará alejado más de 50 mm de su posición teórica.
- Los defectos locales no serán superiores a 25 mm cuando se mida con una regla de 4.500 mm, en cualquier posición.
- El desplome local no será superior a 25 mm cuando se mida con una regla de 4.500 mm.
- El desplome total del paramento será inferior al medio por ciento (0,5%) de la altura total.

El Director de las obras podrá, según los requisitos estéticos y funcionales de cada obra, aumentar las tolerancias de montaje del paramento antes indicadas.

El relleno se abonará por metros cúbicos (m^3) realmente ejecutados de acuerdo con los planos y las tolerancias fijadas en los Pliegos de prescripciones técnicas.

La zapata de cimentación se abonará por metros (m) realmente ejecutados de acuerdo con los Planos y las tolerancias fijadas en los Pliegos de prescripciones técnicas.

Las capas drenantes se abonarán por metros cuadrados (m^2) realmente ejecutados, de acuerdo con los Planos y las tolerancias fijadas en los Pliegos de prescripciones técnicas.

La ejecución de la pared se abonará por metros cuadrados (m^2) de paramento realmente colocados de acuerdo con los Planos y las tolerancias fijadas en los Pliegos de prescripciones técnicas.

ANEJO 2
CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS
DE TIERRA ARMADA

INTRODUCCION

Se incluyen en este Anejo diversas recomendaciones sobre el control de calidad de obras de tierra armada, complementarias de lo indicado en el Pliego de prescripciones técnicas generales que se incluye en el Anejo 1.

Los controles específicos en estas recomendaciones se consideran como mínimos. En obras de especial conflictividad o condiciones muy marginales, deben ser incrementados a juicio del Director de la obras.

2

MODALIDADES DE CONTROL

2.1 DEFINICION

El control abarcará los aspectos siguientes:

- Comportamiento mecánico
- Durabilidad
- Aspecto

Algunos parámetros relacionados con cada uno de estos tres puntos han de ser controlados en fábrica y otros lo han de ser en obra.

El Control de fábrica quedará plasmado en un certificado de garantía de acuerdo con la normativa vigente.

En lo referente al control en obra de los parámetros relacionados con la durabilidad se diferencian tres modalidades:

- Control reducido
- Control normal
- Control intenso

Para escoger el tipo de control adecuado a cada obra en particular se deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Importancia funcional de la obra
- Medio ambiente en el que está colocada la obra
- Características del relleno utilizado

2.2 IMPORTANCIA FUNCIONAL

Las obras pueden dividirse en dos tipos desde el punto de vista de su importancia estructural:

- **Normales.** Son aquéllas cuya rotura puede, previsiblemente, causar daños únicamente a la propia estructura de tierra armada y a las vías de comunicación, sin afectar a estructuras singulares ni ocasionar daños a personas ni grandes daños a propiedades (muros de sostenimiento, algunos muros portantes, etc.).
- **Críticas.** Son aquéllas cuya rotura ocasiona graves daños a estructuras singulares, a propiedades, o puedan previsiblemente causar daños a personas o puedan afectar a servicios de importancia cuyo funcionamiento haya de asegurarse en todas las ocasiones (estribos de puente, grandes muros portantes, algunos muros de sostenimiento, etc.).

2.3 MEDIO AMBIENTE

Las consideraciones medio-ambientales permiten clasificar las obras en tres tipos, según su localización:

- Secas (ambiente seco)
- Saturadas (ambiente saturado)
- Especiales

Las definiciones de estas clases de obras coinciden con las correspondientes del Pliego de prescripciones técnicas generales.

2.4 CARACTERISTICAS DEL RELLENO

Los parámetros físico-químico-biológicos del relleno caracterizan el comportamiento de la obra de tierra armada, en lo que respecta a la durabilidad, en tanto en cuanto son una medida del potencial corrosivo del relleno frente a los metales de los que están formados las armaduras. En el Pliego de prescripciones técnicas generales se definen las características que se exigen a los rellenos para su utilización en obras de tierra armada, diferenciándose a este respecto las obras secas de las saturadas

2.5 MODALIDAD RECOMENDADA

A fin de fijar la modalidad de control se clasifican los rellenos en buenos y marginales, según cumplan las características exigidas ampliamente o algunas de ellas tenga valores cercanos a los valores límites. En la Tabla I se indican los valores límites de las diferentes características de los rellenos.

En función de las clasificaciones definidas en los puntos anteriores se presentan en la Tabla II las modalidades de control recomendadas en lo que respecta a las características físico-químico-biológicas. Como es lógico cuanto más importante sea la obra y cuanto peor sea el relleno y el medio ambiente desde el punto de vista del potencial corrosivo, mayor será el control recomendado.

**TABLA I
CLASIFICACION DE RELLENOS**

RELLENO	BUENO		MARGINAL	
	AMBIENTE			
Característica	SECO	SATURADO	SECO	SATURADO
Resistividad (Ω cm)	≥ 3000	≥ 5000	≥ 1000	≥ 3000
pH	≥ 6 ≤ 9	≥ 6 ≤ 9	≥ 5 ≤ 10	≥ 5 ≤ 10
Contenido en materia orgánica (mg/kg de Carbono)	≤ 50	≤ 50	≤ 100	≤ 100
Contenido en (Cl ⁻) (mg/kg)	≤ 100	≤ 50	≤ 200	≤ 100
Contenido en (SO ₄ ²⁻) (mg/kg)	≤ 500	≤ 250	≤ 1000	≤ 500
Contenido en Sulfuros (S) (mg/kg)	≤ 100	≤ 30	≤ 300	≤ 100
Demanda Bioquímica de Oxígeno (mg/kg)	-	≤ 10	-	≤ 20
Bacterias Anaerobias (bacterias/gramo)	-	≤ 5	-	≤ 10

**TABLA II
MODALIDADES DE CONTROL**

TIPO DE OBRA SEGUN MEDIO AMBIENTE	CALIDAD DEL RELLENO	TIPO DE OBRAS SEGUN IMPORTANCIA ESTRUCTURAL	
		Normales	Criticas
SECAS	BUENO MARGINAL	REDUCIDO NORMAL	NORMAL INTENSO
SATURADAS	BUENO MARGINAL	NORMAL INTENSO	INTENSO INTENSO
ESPECIALES	-	INTENSO	INTENSO

CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES PREFABRICADOS

Este control se realizará fundamentalmente en fábrica, de forma que los diferentes elementos puedan venir provistos de un certificado de garantía.

3.1 ELEMENTOS METALICOS Los parámetros que han de ser controlados en fábrica son, como mínimo, los siguientes:

- Resistencia a rotura por tracción
- Alargamiento de rotura
- Espesor del recubrimiento galvánico
- Uniformidad del recubrimiento galvánico
- Adherencia del recubrimiento galvánico.

Los dos primeros están relacionados con las características mecánicas y los tres últimos con las de durabilidad.

Además deberá hacerse en fábrica un control del aspecto superficial del galvanizado, en su caso, para verificar que cumple lo exigido en la Norma UNE 37-501 y en los Pliegos de prescripciones técnicas.

El control en obra podrá omitirse siempre que exista un certificado de calidad, excepto en lo referente al aspecto superficial del recubrimiento, y a la integridad física de las armaduras (que deberán carecer de fisuras, rebabas, etc., y no deberán haber sufrido deformaciones plásticas) y la comprobación de las dimensiones. En el caso de que sólo se proporcione certificado de calidad y para obras con control intenso, se recomienda realizar en obra medidas no destructivas del espesor del recubrimiento. La frecuencia de estas medidas deberá ser de 1 ensayo por cada 1000 m de armadura de a misma anchura o fracción por cada 250 m de piel metálica o fracción.

3.2 ESCAMAS DE HORMIGON En fábrica se realizará el control a nivel intenso que marca la Instrucción EH-88, a fin de poder otorgar el certificado de garantía.

Se realizará además un control de la resistencia a flexotracción realizando ensayos con las mismas frecuencias y sobre el mismo número de muestras que especifica la EH-88 para los ensayos a compresión.

En la recepción en obra se controlarán las dimensiones geométricas y el aspecto superficial de todas las escamas, que deberán cumplir las especificaciones exigidas por los planos y los Pliegos de prescripciones técnicas.

3.3 JUNTAS DE CONGLOMERADO DE CORCHO

Con el fin de garantizar que el material cumple las especificaciones señaladas en los Pliegos de prescripciones técnicas se deberá controlar como mínimo, lo siguiente:

- Compresión
- Extrusión
- Resistencia a la ebullición
- Resistencia al envejecimiento

En la recepción en obra se controlarán el aspecto y las dimensiones geométricas.

4.1 ALCANCE DEL CONTROL Serán objeto de control los siguientes aspectos:

- Materiales que constituyen el relleno
- Montaje de paramentos y armaduras
- Extensión del relleno
- Compactación del relleno
- Geometría del macizo

4.2 CONTROL DE MATERIALES DE RELLENO

4.2.1 OBJETO

El objeto de este control es comprobar que el material que se va a utilizar cumple lo establecido en el Pliego de prescripciones técnicas tanto en el lugar de origen como en el de empleo para evitar las alteraciones que puedan producirse como consecuencia de las operaciones de extracción, carga, transporte y descarga.

4.2.2 PROCEDIMIENTO

El procedimiento a seguir comprende las siguientes etapas:

- a) Antes de la iniciación de la obra y siempre que se sospechen variaciones el material.

Sobre el número de muestras representativas de cada tipo de material que señale el Director de las obras y que serán dos (2) como mínimo se efectuarán los siguientes ensayos en cada muestra:

- 1 Proctor normal
- 1 Ensayo granulométrico completo
- 1 Equivalente de arena
- 1 Determinación de resistividad
- 1 Determinación de pH
- 1 Determinación del contenido en materia orgánica
- 1 Ensayo cualitativo de la presencia de sulfuros

Si el cernido por el tamiz UNE 0,05 es superior a 15% y el porcentaje en peso de partículas de tamaños inferiores a 15μ está comprendido entre el 10 y el 20% se efectuarán además en cada muestra:

- 1 Ensayo de corte directo del terreno
- 1 Ensayo de rozamiento suelo-armadura si se prevén armaduras lisas

Si hay indicio de presencia de sulfuros se efectuará en cada muestra además:

- 1 Determinación del contenido de sulfuros

Si la resistividad es inferior a 5000Ω cm se deberá también realizar en cada muestra:

- 1 Determinación del contenido de cloruros
- 1 Determinación del contenido de sulfatos

Si la obra de tierra armada prevista es saturada se efectuará además en cada muestra:

- 1 Determinación de Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)
- 1 Conteo de bacterias anaerobias

Si existen zonas de reducción de ancho en la parte baja del macizo se efectuará además y en cada muestra:

- 1 Proctor modificado

b) En el yacimiento.

Se realizarán las siguientes operaciones:

- Comprobar la retirada de la montera de tierra vegetal antes del comienzo.
- Comprobar la explotación racional del frente y en su caso la exclusión de las vetas no utilizables.
- Tomar muestras representativas, de acuerdo con el criterio del Director de las obras del material excavado en cada desmote o préstamo. Sobre ellas se efectuarán los siguientes ensayos:

*Por cada 500 m³ de material o una vez cada 2 días si se emplea menos material

- 2 Equivalente de arena

Si existen zonas de reducción de anchura

- 1 Proctor modificado

Si el control es intenso

- 1 Determinación de la resistividad

*Por cada 1500 m³ de material o una vez cada 4 días si se emplea menos material

- 1 Ensayo granulométrico
- 1 Proctor normal

Si el control es intenso

- 1 Determinación de pH
- 1 Contenido en materia orgánica

Si el control es normal

- 1 Determinación de la resistividad

*Por cada 500 m³ de material o una vez cada semana si se emplea menos material

Si el control es normal

- 1 Determinación de pH
- 1 Determinación del contenido en materia orgánica

Si el control es reducido

- 1 Determinación de la resistividad.

c) En el lugar de colocación.

Se examinarán los montones procedentes de la descarga de camiones, desechando de entrada aquéllos que, a simple vista, presenten restos vegetales, materia orgánica, o bolos de mayor tamaño que el admitido como máximo; y señalando aquellos otros que presenten alguna anomalía en cuanto al aspecto que debe tener el material que llegue a obra de las procedencias aprobadas, tales como distinta coloración, exceso de plasticidad, etc.

Se tomarán muestras de los montones señalados como sospechosos para repetir los ensayos efectuados en el lugar de procedencia.

4.2.3 INTERPRETACION DE RESULTADOS

Los resultados de los ensayos de los materiales en su lugar de procedencia o de empleo (en caso de que sea necesario repetirlos), serán siempre valores que cumplirán las limitaciones establecidas en los Pliegos de prescripciones técnicas.

Por otra parte, si los valores obtenidos tanto en los ensayos mecánicos como en los físico-químicos durante la extracción o en obra difiriesen materialmente de los obtenidos en los respectivos ensayos realizados antes de la iniciación de los trabajos se deberá entender que el material ha variado y será de aplicación lo indicado en el apartado 4.2.2.a).

4.2.4. OBSERVACIONES

Dada la rapidez del proceso constructivo la inspección visual tiene una importancia fundamental en el control de los materiales para terraplenes.

Si el relleno cumple las funciones respectivas de terraplén, pedraplén o sub-base se seguirán además las recomendaciones de control de los capítulos 2, 3 y 4 respectivamente, de las "Recomendaciones para el Control de Calidad de Obras de Carreteras". Las frecuencias de los ensayos comunes serán aquellas que satisfagan esta recomendación y la respectiva de los capítulos 2, 3 ó 4.

4.3 CONTROL DEL MONTAJE DE PARAMENTOS Y ARMADURAS

4.3.1 OBJETO

El objeto de este control es vigilar y comprobar que el montaje se hace de acuerdo con los planos, los Pliegos de prescripciones técnicas y las normas de buena práctica.

4.3.2 PROCEDIMIENTOS

El procedimiento a seguir comprende los siguientes puntos:

- Comprobar que se colocan las cuñas de madera suficientes para impedir el movimiento de las últimas filas de escamas.
- Comprobar que se van retirando todas las cuñas de madera a medida que avanza el montaje.
- Comprobar que no se coloca más de una fila de escamas por encima del nivel del relleno.
- Comprobar que ningún punto del paramento recién colocado está alejado más de lo que corresponde a su posición teórica.
- Medir el desplome local de la última fila de escamas con regla de 4,5 m.

- Aplicar a toda la superficie del paramento la regla de 4,5 m para detectar los defectos locales.
- Comprobar que se colocan las juntas horizontales de conglomerado de corcho en su caso, así como las juntas de espuma y textiles en su caso.
- Comprobar que se colocan las armaduras prescritas y que éstas se atornillan adecuadamente a los enganches.
- Comprobar que toda la extensión de armadura reposa adecuadamente sobre la tongada inferior del relleno, sobre todo en la zona cercana al enganche.

4.3.3 INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS

Los resultados de las anteriores medidas y comprobaciones deberán ajustarse a los Planos y Pliego de prescripciones técnicas.

4.3.4 OBSERVACIONES

La inspección visual exhaustiva y sistemática es fundamental durante las diferentes fases del montaje.

Para la corrección de los defectos geométricos del paramento se tienen que desmontar las escamas implicadas, lo que supone desmontar el macizo hasta la cota de la escama más baja. De lo anterior se deduce la necesidad de realizar el control de la geometría del paramento lo más pronto posible después de realizar el montaje.

4.4 CONTROL DE LA EXTENSION DEL RELLENO

4.4.1 OBJETO

El objeto de este control es vigilar y comprobar que la extensión de las capas del material de relleno cumple lo especificado en los Planos y Pliegos de prescripciones técnicas.

4.4.2. PROCEDIMIENTO

El procedimiento a seguir comprende los siguientes puntos:

- Comprobar aproximadamente el espesor y anchura de las tongadas.
- Vigilar la temperatura ambiente.
- Comprobar que la extensión se realiza paralelamente al paramento en las secuencias que señalan los Pliegos de prescripciones técnicas.
- Comprobar que no se altera la colocación de armaduras.

4.4.3 INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS

Los resultados de las mediciones aproximadas se interpretarán subjetivamente y con tolerancia amplia, debiendo ajustarse a lo indicado en los Planos y Pliegos de prescripciones técnicas.

Cuando la temperatura ambiente descienda por debajo del límite marcado en el Pliego de prescripciones técnicas se suspenderán los trabajos.

4.4.4 OBSERVACIONES

Dadas las características de las operaciones de extensión, la inspección visual adquiere especial importancia durante el desarrollo de las mismas.

4.5 CONTROL DE LA COMPACTACION DEL RELLENO

4.5.1 OBJETO

El objeto de este control comprende los siguientes puntos:

- Comprobar que en la franja de 1,5 m contigua al paramento no se utilizar compactadoras no autorizadas en los Pliegos de prescripciones técnicas.
- Comprobar que no se producen blandones durante la compactación.
- Comprobar que la compactación de cada tongada cumple las condiciones de densidad establecidas en los Pliegos de prescripciones técnicas.

Además se realizarán una serie de ensayos, que se indican a continuación según las áreas diferenciadas en el tajo a comprobar.

4.5.2 PROCEDIMIENTO

El procedimiento a seguir se basa fundamentalmente en la inspección visual de la zona de compactación.

a) Franja contigua al paramento.

Es la zona comprendida entre el paramento y un plano paralelo a éste a una distancia de 1,5 m. En dicha franja se define:

- Lote: Material que entra en 500 m² de tongada o fracción diaria compactada si ésta es menor. Si es mayor de 500 m² y menor del doble se dividirá el total en dos lotes aproximadamente.
- Muestra: Conjunto de 5 unidades, tomadas en forma aleatoria en la superficie definida como "Lote". En cada una de estas unidades se realizarán ensayos de

Humedad
Densidad

b) Zonas especiales.

Son aquéllas así señaladas en los Planos y Pliego de prescripciones técnicas que representan una parte minoritaria del volumen de relleno y a las que se les exige una compactación mayor que el resto de éste. (Por ejemplo zona de anchura reducida en la parte inferior de los macizos cimentados en taludes rocosos). Se considerará como zona única a todo el volumen de relleno del mismo material al que se le exige la misma densidad y humedad aunque no sea topológicamente conexo. En cada zona se define:

- Lote: Material que entra en 1500 m² de tongada o fracción diaria compactada si ésta es menor. Si la fracción diaria es mayor de 1500 m² y menor del doble se formarán dos lotes aproximadamente iguales.
- Muestra: Conjunto de 5 unidades tomadas en forma aleatoria en la superficie definida como "Lote". En cada una de estas unidades se realizarán ensayos de:

Humedad
Densidad

c) Resto del relleno.

Es la zona no comprendida en las anteriores. En ella se define:

Lote: Material que entra en 3000 m² de tongada, o fracción diaria compactada si ésta es menor. Si la fracción diaria es superior a 5000 m² y menor del doble se tomarán dos lotes aproximadamente iguales.

Muestra: Conjunto de 5 unidades, tomadas en forma aleatoria de la superficie definida como "Lote". En cada una de estas unidades se realizarán ensayos de:

Humedad
Densidad

4.5.3 INTERPRETACION DE RESULTADOS

Las densidades secas obtenidas en la capa compactada deberán ser iguales o mayores que las especificadas en el Pliego de prescripciones técnicas, en cada uno de los puntos ensayados. No obstante, dentro de una muestra, se admitirán resultados individuales de hasta un dos por ciento (2%) menores que los exigidos, siempre que la media aritmética del conjunto de la muestra resulte igual o mayor que el valor fijado en el Pliego.

El contenido de humedad de las capas compactadas no será causa de rechazo.

Si se producen blandones se deberá suspender la compactación para impedir daños al paramento, y se deberá corregirlos antes de seguir la ejecución de la obra.

4.5.4 OBSERVACIONES

La humedad óptima obtenida en los ensayos de compactación se considera como dato orientativo, debiendo corregirse en obra de acuerdo con la energía de compactación del equipo utilizado, y a la vista de los resultados obtenidos en cada caso particular.

En las determinaciones de densidades y humedades in situ, podrán utilizarse métodos tales como los aparatos con isótopos radiactivos, picnómetros de aire, botella con carburo de calcio, etc., siempre que, mediante ensayos previos, se haya logrado establecer una correspondencia razonable, a juicio del Director de las obras, entre estos métodos y los especificados en los Pliegos de prescripciones técnicas.

4.6 CONTROL GEOMETRICO DEL MACIZO

4.6.1 OBJETO

El objeto de este control es llevar a cabo la comprobación geométrica del paramento y de la superficie resultante del terraplén terminado en relación con los Planos y Pliegos de prescripciones técnicas.

4.6.2 PROCEDIMIENTO

El procedimiento consiste en comprobar las cotas de replanteo del eje, con una mira cada 20 m más los puntos singulares (tangentes de curvas horizontales y verticales, etc.), colocando estacas niveladas en mm. En esos mismos puntos se comprobará la anchura y la pendiente transversal colocando estacas en los bordes del perfil transversal.

Desde los puntos de replanteo se comprobará si aparecen desigualdades de anchura, de rasante o de pendiente transversal y se aplicará la regla de 3 m donde se sospechen variaciones superiores a la tolerables.

Se medirá el desplome total del paramento.

4.6.3 INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS

Se aceptarán las secciones que cumplan las condiciones geométricas exigidas en los Pliegos de prescripciones técnicas.

Las irregularidades que excedan de las tolerancias admitidas deberán ser corregidas por el Contratista, mediante excavaciones o añadido de material y escarificado previo de la superficie subyacente.

Una vez compactada la zona objeto de reparación, deberán repetirse en ella los ensayos de densidad, así como la comprobación geométrica.

Se desmontará la parte superior del macizo y se volverá a montar una vez subsanado el exceso de desplome.

5.1 VIGILANCIA

5.1.1 ORIGEN DEL COMPORTAMIENTO DEFICIENTE

Exceptuando causas catastróficas (choque de un vehículo, sismo, etc.) y defectos de proyecto o ejecución, los defectos que puedan afectar a una obra de tierra armada tienen fundamentalmente su origen en:

- Un comportamiento no previsto del terreno de cimentación, o de las condiciones hidrológicas del asentamiento.
- La inestabilidad natural o artificial de la ladera en la que se construye el macizo.
- Una corrosión de las armaduras mayor de la prevista, debida a un aumento de agresividad del terreno (causado por ejemplo por evolución de algunos minerales, aporte de agua al relleno, etc.).
- Un mal funcionamiento del drenaje.

5.1.2 INDICIOS DE MAL COMPORTAMIENTO

Los indicios que se presentan como consecuencia de los posibles incidentes que pueden ocurrir en las obras de tierra armada son, fundamentalmente, los siguientes:

- Asientos anormales de la totalidad o de parte de la obra, que pueden observarse en general por simple inspección longitudinal del paramento.
- Desplazamientos horizontales del paramento (abultamientos, desplomes, etc.).
- Agrietamientos o roturas de las escamas de hormigón que forman el paramento.
- Hundimientos localizados en la superficie del relleno, observable a menudo por la formación de charcos en dichas zonas.
- Grietas en el relleno del macizo o en el terreno sujeto a éste.

Filtraciones de agua o pérdida del relleno a través de las juntas del paramento.

En el caso de que los macizos de tierra armada estén asociados a otras estructuras (puentes, calzadas, etc.) los indicios de mal funcionamiento pueden ser especialmente notorios en los contactos con dichas estructuras.

La aceleración de la corrosión puede no manifestarse por indicio alguno en sus primeros momentos, que es cuando resulta más interesante el detectarlo a fin de corregir sus efectos. Debido a esto, en ciertas obras importantes se establece un sistema de control, del avance de la corrosión, a base de la extracción periódica de testigos.

5.1.3 CONTROL DEL AVANCE DE LA CORROSION

5.1.3.1 Mecánica del control

El objeto del control es comprobar el avance de la corrosión en las armaduras, verificando la pérdida de peso de testigos de las mismas características enterrados en el relleno.

Los testigos son muestras de armaduras de 60 cm de longitud y del mismo tipo de las empleadas en la obra. Se colocan en el relleno del macizo armado en el momento de la construcción frente a unos registros dejados en escamas especiales y van dotados de un enganche de extracción (fig. 5.1).

A cada testigo se le asigna un número y se determina su peso al centígramo antes de su puesta en obra, reseñándose su emplazamiento en el plano. Una tarjeta de material plástico, en la cual están grabados el número y el peso del testigo, se coloca en el tubo del registro. Las escamas especiales destinadas a la extracción de testigos van dotadas de una señal distintiva en uno de sus ángulos y están además indicadas en el plano de ejecución de la obra. Cada escama de este tipo puede estar dotada de cuatro testigos.

Puesto que para la extracción de los testigos hace falta un pequeño gato, las escamas especiales correspondientes deben estar colocadas en puntos del paramento que sean de fácil acceso (poco más arriba de la base de la obra) y en el caso de un estribo, debajo del durmiente, siempre que se pueda poner un andamio.

Una vez extraídos los testigos se someten a una serie de operaciones, que se describen a continuación:

- a) Examen visual. Se realizará un examen detallado del testigo, observando y anotando cuanto resulte interesante a simple vista.
- b) Decapaje de los testigos. Dado que al acero dulce se le adhieren con gran facilidad los granos de suelo formando una ganga, es necesario primero someter al testigo a un cepillado enérgico con cepillo metálico. Los residuos que permanezcan adheridos se remueven por rascado. Después se someten los testigos durante 35 minutos a un baño por inmersión en una solución en agua desionizada (indispensable) de ácido crómico (calidad electrolítica para cromado) de 200 mg/l a 70-75° C de temperatura.

A continuación se aclara en agua corriente y se le da un nuevo cepillado con cepillo metálico. La operación se repite hasta que la limpieza sea perfecta. Por último se seca el testigo con acetona y en estufa a 50° C durante una hora.

Si el testigo es de acero galvanizado el baño será de 15 minutos y en una solución de acetato de amonio, en agua desionizada, saturada a 25° C (145,3 g por cada 100 g). El aclarado tendrá una fase previa que se hará con agua caliente renovada. El resto de las operaciones serán idénticas que para los testigos no galvanizados.

- c) Pesaje de los testigos. Se pesará el testigo con precisión de centígramo.
- d) Ensayo de tracción. Se podrá, en su caso, someter el testigo a rotura a tracción.

La pérdida de resistencia y/o peso será una medida del avance de la corrosión.

5.1.3.2 Recomendaciones sobre el control

Este control, al estar relacionado con el potencial corrosivo del relleno frente al metal de las armaduras y pieles, se regirá por las mismas consideraciones que el control de los parámetros físico-químico-biológicos del relleno durante la ejecución del macizo. Estas consideraciones, que se detallan en el apartado 4.2., dan lugar a varias modalidades de control con respecto a los

susodichos parámetros, modalidades que son de total aplicación al control del avance de la corrosión mediante la extracción periódica de testigos.

Este control de durabilidad se deberá prever y realizar para todas aquellas obras en las que en la Tabla II se prescribe un control normal o intenso.

Si la modalidad de control que se exige es la normal, se dispondrá de un conjunto de testigos de control por cada 30.000 m de armadura o fracción de cada unidad de control. En este caso se deberá prever una extracción de testigo cada 20 años, realizándose la primera antes de que pasen 10 años después de terminada la obra.

Si la modalidad de control es la intensa se dispondrá un conjunto de testigos por cada 10.000 m o fracción de cada unidad de obra.

La frecuencia de extracción será de un testigo cada 10 años, extrayéndose el primero antes de transcurridos 5 años después de haber terminado la obra.

El número de testigos de cada conjunto se puede estimar teniendo en cuenta la vida posible de la obra (siempre tomada con amplitud) y la frecuencia de extracción. A esta estimación se le deben añadir algunos testigos más que permitan aumentar la frecuencia de extracción si se observan fenómenos de corrosión no previstos.

5.2 MANTENIMIENTO Y REPARACION DE LAS OBRAS

El mantenimiento en las obras de tierra armada consiste esencialmente en:

- Eliminar las plantas que crezcan en las juntas del paramento.
- Mantener operativo el drenaje, cunetas, mechinales, etc.
- Cuidar la parte superior del relleno para evitar cárcavas, etc.
- Reparar los desperfectos de las escamas que forman el paramento.

Las reparaciones tienen por objeto devolver al macizo de tierra armada su funcionalidad perdida. Dependerán mucho del tipo de disfuncionalidad que se produzca y de las circunstancias que rodean la avería. A título de ejemplo y con carácter genérico se pueden señalar, entre otras, las siguientes medidas que es posible tomar:

- Perforación de drenes horizontales para reparar o crear un drenaje inoperante o inexistente.
- Colocación de anclajes pasivos en perforaciones realizadas desde el paramento a fin de sustituir a armaduras corroídas.
- Desmontaje y reconstrucción del macizo (en casos extremos).

ANEJO 3

**CARACTERISTICAS DE GEOTEXTILES
EXISTENTES EN ESPAÑA**

	NORMA	MUESTRA	DIMENSION	V-12	V-39	V-64	TS500	TS700	TS800	T1000	T2000	T4000	13/150	11/300	11/500	3407	3607-3	3807-4	6062	6064	6068
Masa unitaria	AFNOR GO-104 DIN 53854		g/m ²	130	300	550	140	280	400	140	240	350	150	300	500	136	190	280	190	325	470
Espesor bajo 2 KN/m ²	EDANA 30074		mm	1,38	3,00	4,13	1,42	2,6	3,3	0,83	1,12	2,67	1,74	3,02	4,09	0,48	0,56	0,72	0,50	1,30	1,60
Diámetro eficaz de poros Dw	Franzius- Institut	Ø 180 mm	mm	0,13	0,11	0,10	0,12	0,09	0,07	0,11	0,09	0,08	0,09	0,12	0,09	0,15	0,10	0,09			
Resistencia al punzona- miento con pistón CBR	DIN 54307E	250x250 mm	N	1220	3720	6240	1430	3900	3750	1620	2700	4700	1420	3450	5660	1140	1870	2740	4800	7000	10500
Resistencia a la tracción, en tiras	DIN 53857 NFG 07-001 ASTMD 1682	(L _v +200). 50 mm	KN/m	7,3	21,9	46,3	9,1	17,6	23,7	8,7	17,8	24,5	10,3	15,6	31,6	6,2	10,8	18,2	32	48	78
Elongación a la rotura	DIN 53857 NFG 07-001 ASTMD 1682	(L _v +200). 50 mm	%	45,0	53,2	67,4	65	80	84	22,3	21,0	20,6	62,6	45,9	52,2	34,0	46,4	54,0	15	24	15
Elongación mínima al 20% de la fuerza de tracción			%	9,6	12,0	13,2	6,6	8,8	8,8	2,4	2,4	2,4									
Prueba de per- foración por caída libre. Valor medio del diámetro		Ø 152 mm	mm	33,2	15,3	5,7	28,6	18,6	14,2	42,1	28,0	14,0	28,8	16,8	10,0	29,2	21,3	18,9			
Fluencia con el 25% de la carga de rotura a 500h			%	14,6	21,3	20,3	23,3	32,3	32,1	16,9	19,2	12,3	18,2	17,7	11,8	3,3	4,9	4,9			
Composición				Poliéster punzonado			Polipropileno punzo- nado			70% Polipropileno + Poliéster punzonado 30% Polietileno			Polipropileno prensado térmicamente			Polipropileno					
Nombre comercial				Bidim			Polyfelt TS			Terram		Trevira		Typar			Propex				
Distribuidor**							ITECE-Sagasta, 16 MADRID-Tno. 4483709			COTEXSA-Sta. Leonor, 37-MADRID Tno. 7544561						ARCO SYSTEMS, S.A. Vallehermoso, 12; MADRID-Tno. 4451459					
Fabricante				Rhône-Poulenc			Chemie Linz			ICI Fibres		Hoechst A.G.		DUPONT de Nemours			AMOCO Deutschland GmbH				

(*) Sólo se indican algunos productos de la gama fabricada

(**) Los distribuidores españoles de fibras no tejidas se agrupan en la Asociación AGE OIEX

COTEXSA
 BIBLIOTECA
 COTEXSA

BIBLIOGRAFIA

- La terre Armée. Note d'information technique. LCPC (Abril 1973)
- Colloque international sur l'emploi de textiles en geotechnique. E.N.P. et Ch y Lab. Central Ponts et Ch. Paris (1977).
- Les ouvrages en terre armée. Recommandations et règles de l'art. LCPC-SETRA (Septiembre 1979).
- Symposium on Earth Reinforcement. Pittsburg, Penn - ASCE (1979)
- Etude théorique des efforts de tractions dans les armatures des ouvrages en terre armée. Coll. Int. Renforc. Sols: Terre armée et autres techniques. Paris (1979).
- Dimensionnement des ouvrages en terre armée par la méthode de l'équilibre local. Schlosser y Segrestin. Coll. Int. Renforc. Sols: Terre armée et autres techniques. Paris (1979).
- Recommandations pour l'emploi des geotextiles dans les voies de circulation provisoire, les voies a faible trafic et les couches de forme. CFGG (1981).
- Normes françaises enregistrées sur les geotextiles. Vocabulaire et essais. AFNOR (1983).
- Renforcement en place des sols et des roches. Coloquio internacional E.N.P. y Lab. Central Ponts et Ch. Paris (1984).
- Erdankerbander. Die Bautechnik. Santvoort (1984).
- Recommandations generales pour la reception et la mise en oeuvre des geotextiles - Normes françaises d'essai - CFGG (1984).
- Dimensionnement d'ouvrages renforcées par geotextiles. Delmas et al, Proc. 11th Int. Conf. S.M. & F.E. San Francisco, (1985).
- Construction geotechnique. Schlosser, Magnan, Holts. Proc. 11th Int. Conf. S.M. & F.E. San Francisco, (1985).
- Manual de tierra armada y fichas técnicas, Informe no publicado. TIERRA ARMADA, S.A. (1985).
- Emploi des geotextiles-Circulaire 576 N.M/6M. Travaux Publics - Services Techniques Generaux. Bélgica (1985).
- Polymer grid reinforcement. S.E.R.C. Edit. Thomas Telford. Londres (1985).
- Recommandations pour l'emploi des geotextiles sous remblais sur sols compressibles. CFGG (1985).

- Curso sobre el empleo de geolótropos en estructuras de tierra. Gabinete de Formación y Documentación. CEDEX-MOPU (1986).
- Geotextiles and geomembranes in civil engineering. Van Zanten. Balkema (1986).
- III^{ème} Congres international des geotextiles - Viena (1986).
- Recommandations pour l'emploi des geotextiles dans les systemes de drainage et de filtration. CFGG (1986).
- Caracteristiques des geotextiles-Mesures, specifications, controles, MM. Bli-vet, Delmas, Puig, Schaeffner. Bull. Liais. Lab. Ponts et Ch. n° 142 (1986).
- Applications du clouage en soutènement. Paramètres de conception et de dimensionnement des ouvrages. Gigan. Bull. Liais. Lab. Ponts et Ch., (Mayo-Junio 1986).
- Mobilisation des efforts dans les ouvrages cloués. Gigan y Delmas. Bull. Liais. Lab. Ponts et Ch. Paris. (Ene-Feb. 1987).
- Confortation provisoire d'un talus de déblai par clouage. Pioline. Bull. Liais. Lab. Ponts et Ch., París (Mayo-Junio 1987).
- Proceedings of the international simposium on geosynthetics-geotextiles and geomembranes - JCIGS (1987).
- Manua des geotextiles S.V.G. Association suisse ds professionnels de geotextiles. Vogt - Schild (1988).
- A geotextiles design guide. Don & Low. Ltd. (1988) 3^a edición.
- Trammel Fin Drain. Don & Low Ltd. (1988) 3^a edición.
- Drenaje. I. Morilla. Conferencia XVII Semana de la Carretera. Barcelona (Febrero 1988).
- Uso de geotextiles en explanadas. J.A. Hinojosa. Conferencia XVII Semana de la Carretera. Barcelona (Febrero 1988).
- Proyectar con geotextiles. Curso Colegio I.C.C.P. - A.T.C. (Marzo 1988).
- Diseño y práctica - Polyfelt TS (Chemie Linz).
- Geotextile testing and the design engineer. Joseph E. Fluet, JR., editor ASTM. STP 952.
- Utilisation des materiaux nontisses dans les ouvrages de genie civil-Pourquoi Bidim. Rhone Poulenc Textile.
- Notions generales sur les geotextiles en geotechnique routiere - M. Transports. Direccion des Routes - Francia.
- Geotextiles and geomembranes. Vol 4. Special issue on geotextiles in Japan. Elsevier.

