

Auscultación y corrección de inestabilidad de taludes de carreteras y ferrocarriles

Madrid, 10 de junio de 2010

CLAVETEADO DEL TERRENO.

Luis Ortuño Abad

Uriel y Asociados, S.A.

Prof. Asociado. ETSICCP. UPM

ÍNDICE

Pag.

1.- INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....	1
2.- CRITERIOS DE APLICACIÓN. VENTAJAS E INCONVENIENTES.	4
3.- PROCEDIMIENTO DE EJECUCIÓN Y ELEMENTOS MATERIALES.	8
3.1.- BREVE INTRODUCCIÓN HISTÓRICA.	8
3.2.- FASES DE EJECUCIÓN	10
3.2.1.- Preparación y trabajos preliminares.....	10
3.2.2.- Excavación	12
3.2.3.- Instalación de “clavos”	15
3.2.4.- Instalación de un sistema de drenaje en la superficie del talud.	19
3.2.5.- Ejecución del paramento o piel	22
4.- PRINCIPIOS DE FUNCIONAMIENTO. OBSERVACIONES EXPERIMENTALES.....	26
4.1.- INTRODUCCIÓN.....	26
4.2.- ANALOGÍAS Y DIFERENCIAS ENTRE LA TIERRA ARMADA Y EL CLAVETEADO DE SUELOS.	27
4.3.- ESFUERZOS DE TRACCIÓN EN LOS CLAVOS.	30
4.3.1.- Consideraciones iniciales. Orientación de los clavos.....	30
4.3.2.- Evolución de las sollicitaciones de tracción.	37
4.3.3.- Localización de tracciones máximas. Zonificación del macizo de suelo reforzado.	38
4.3.4.- Distribución y órdenes de magnitud de las tracciones máximas.	40

4.3.5.- Distribución y órdenes de magnitud de las tracciones en el paramento (T_0).	44
4.4.- CONTRIBUCIÓN DE LOS CLAVOS A FLEXIÓN Y CORTANTE.	47
5.- PROYECTO DE TALUDES CLAVADOS.	50
5.1.- DISEÑO INICIAL.....	50
5.2.- RESISTENCIAS ADMISIBLES A CONSIDERAR EN DISEÑO.....	52
5.2.1.- Resistencia admisible a tracción en los clavos.	52
5.2.2.- Resistencia admisible al arrancamiento en los clavos.	53
5.2.3.- Resistencia al corte admisible del terreno.....	57
5.2.4.- Resistencia admisible y esfuerzos en el paramento.	58
5.3.- COMPROBACIÓN DE LA ESTABILIDAD GLOBAL.....	62
5.3.1.- Introducción. Métodos de cálculo.....	62
5.3.2.- Modos de rotura básicos.....	65
5.3.3.- Diagrama de tracciones disponibles en los clavos.....	66
5.3.4.- Cálculo de la estabilidad al deslizamiento.....	68
5.4.- OTRAS COMPROBACIONES DE LA SEGURIDAD.....	71
6.- CONSIDERACIONES FINALES.....	72
7.- BIBLIOGRAFÍA.....	75

CLAVETEADO DEL TERRENO

1.- INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.

El claveteado del terreno (suelo clavado, soil nailing, clouage des sols) podría definirse como una técnica de estabilización de desmontes excavados en suelo, basada en la introducción de bulones pasivos (clavos) a medida que avanza la excavación (figura 1.1). El objetivo final del tratamiento consiste en crear un macizo de suelo reforzado in situ que actúa como un “muro de gravedad”, aumenta la resistencia al corte global de la masa de suelo y limita sus deformaciones.

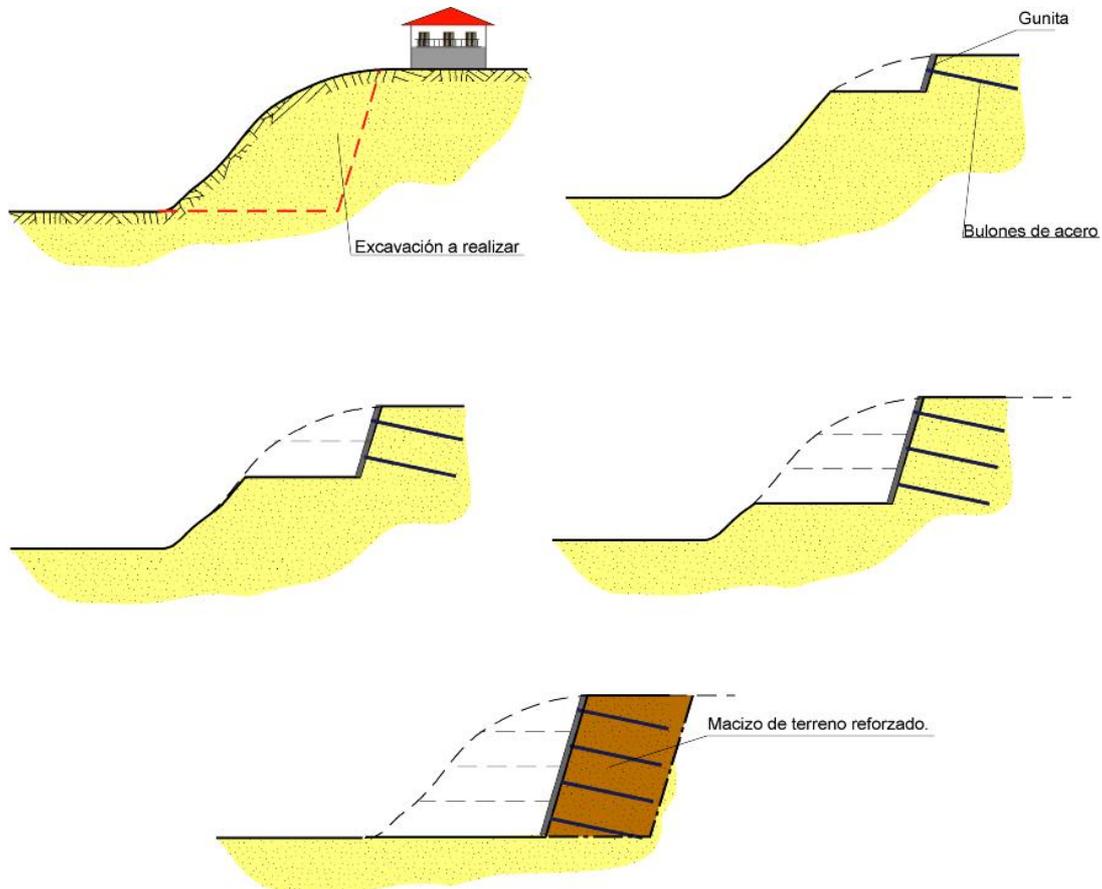


Figura 1.1: Esquema básico del claveteado de taludes

Los bulones, instalados con una ligera inclinación descendente respecto a la horizontal, se disponen en paralelo y con espaciamientos pequeños tanto en horizontal como en vertical, del orden de 1 a 2 m (figura 1.2). La estabilización deseada se

alcanza fundamentalmente a través del trabajo a tracción de los bulones y su interacción con el terreno, si bien en ocasiones pueden también desarrollar esfuerzos considerables de flexión y cortante.



Figura 1.2: Disposición de bulones de clavado en malla regular cuadrada. San Sebastián de los Reyes, Madrid. (Cortesía de SITE).

Para completar el tratamiento básico, con el fin de evitar inestabilidades locales y procesos erosivos en el suelo situado entre bulones, en la superficie del desmonte se ejecuta, también a medida que avanza la excavación, un paramento o “piel” (figura 1.3). Dicho paramento, que en general no constituye un elemento estructural destinado a soportar esfuerzos de importancia, suele resolverse mediante hormigón proyectado (10 a 15 cm), reforzado con un mallazo de acero, que asimismo puede finalmente cubrirse mediante placas prefabricadas o muros de hormigón de delgado espesor.



Figura 1.3: Talud clavado bajo estribo de estructura. Se observan las alineaciones de bulones, la gunita del paramento y algunos drenes hacia la base. Autopista Roma-Nápoles.

Como puede deducirse a partir de la descripción anterior, la técnica del “talud clavado” presenta claras similitudes con la “tierra armada”. Las diferencias más importantes resultan del hecho de que la “tierra armada” se emplea en la construcción de rellenos (de “abajo” hacia “arriba”), mientras que el claveteado se emplea en la ejecución de excavaciones (“de arriba hacia abajo”). Esto da lugar, como se describe más adelante, a que las deformaciones se produzcan de manera diferente en uno y otro caso, lo que a su vez influye en la forma de trabajo de las armaduras de refuerzo (flejes y clavos respectivamente). Además, en el caso de la tierra armada se refuerza un relleno de calidad, debidamente seleccionado y controlado, compactado por tongadas. En el claveteado, sin embargo, es el terreno natural existente el reforzado, con todas sus heterogeneidades, cambios litológicos, etc.

2.- CRITERIOS DE APLICACIÓN. VENTAJAS E INCONVENIENTES.

Desde un punto de vista general, los principales atractivos que presenta la técnica del “claveteado de taludes” son:

1. El proceso de refuerzo del suelo se realiza de forma descendente y por etapas, a medida que avanza la excavación (de forma similar a un talud anclado). No requiere por tanto ejecutar excavaciones previas importantes que posteriormente hayan de rellenarse, como en el caso de los muros de contención convencionales, lo que puede redundar en un aumento de la seguridad durante la construcción. De hecho, en situaciones especialmente complicadas se puede llegar a realizar un claveteado como sostenimiento provisional y, tras finalizar con garantías la excavación deseada, construir un muro de contención definitivo.
2. El impacto ambiental puede reducirse al no requerir la aportación de suelos de calidad (relleno de muros).
3. La maquinaria necesaria para su ejecución es pequeña y ligera, lo que a su vez proporciona:
 - Flexibilidad para adaptarse a formas irregulares de la excavación deseada.
 - Facilidad de acceso a zonas de topografía adversa (laderas con fuerte pendiente) o de gálibo limitado (figuras 2.1 y 2.2).
4. En general no requiere la ejecución de un paramento estructural contundente para soportar empujes del terreno.
5. Es un método muy ágil y rápido, de coste reducido.
6. Se puede adaptar con facilidad a terrenos heterogéneos y de diferentes características resistentes, modificando por ejemplo la distancia entre bulones de unas zonas a otras.

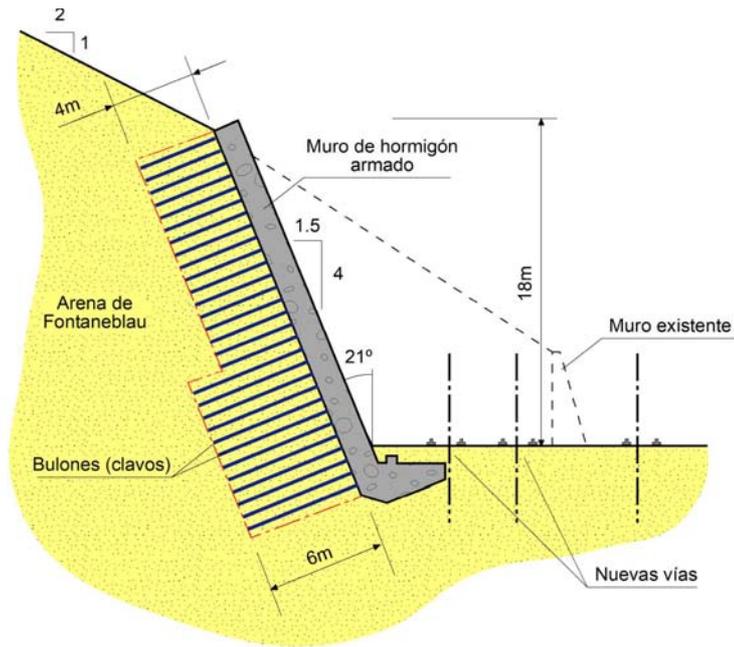


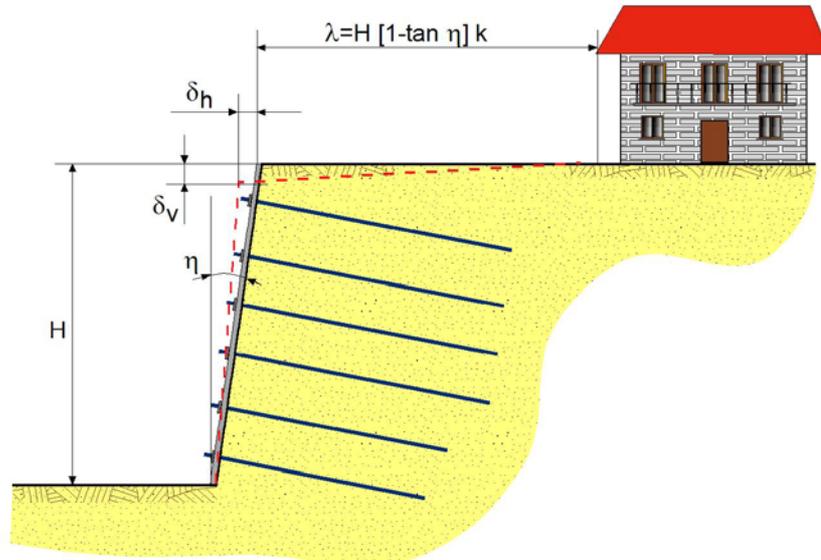
Figura 2.1: Primer muro clavado realizado Francia (1973) para la ampliación de una vía férrea. (tomado de CLOUTERRE, 1991).



Figura 2.2: Ejecución de bulones para la ampliación de calzada bajo estructura. Azuqueca de Henares (A2). (Cortesía de SITE).

Por lo que se refiere a los problemas o inconvenientes más destacables, se pueden apuntar los siguientes:

1. Los desplazamientos inherentes a la “entrada en carga” de un talud clavado de altura total (H) suelen oscilar entre H/1000 y 4H/1000 (figura 2.3), tanto en vertical como en horizontal, lo que puede ser un condicionante cuando existen estructuras cercanas¹.



Tipo de Suelo	Roca meteorizada y suelos rígidos	Suelos arenosos	Suelos arcillosos
$\delta_h \approx \delta_v$	H/1000	2H/1000	4H/1000
k	0.8	1.25	1.5

Figura 2.3: Movimientos producidos en un talud clavado. Ordenes de magnitud. (tomado de CLOUTERRE, 1991).

¹ Los taludes clavados han de considerarse soluciones “flexibles” desde el punto de vista de la estabilización, si bien para limitar los movimientos horizontales siempre pueden combinarse con otros sistemas de sujeción, como los anclajes activos.

2. El claveteado de taludes requiere la excavación de sucesivas plataformas con frentes de 1 a 2 m de altura², de manera que el terreno debe presentar una cierta cohesión o cementación³ que le permita permanecer estable unas 24 a 48 horas. Por otra parte, también es deseable que las perforaciones para alojar los bulones mantengan su estabilidad algunas horas. En caso necesario, para mejorar la estabilidad local se puede acudir a gunitar el frente antes de instalar la fila de bulones correspondiente, a reducir la altura de excavación o a ejecutar bermas intermedias, todo lo cuál suele ir acompañado de una mayor dificultad de ejecución y de un mayor coste. En cualquier caso no suele utilizarse en arenas y gravas limpias.
3. Dado que se trata de una solución “permeable”, no resulta una solución apropiada en el caso de existir un nivel freático elevado, ya que el agua aflorante en la superficie del talud puede provocar arrastres de suelo o impedir el agarre de la piel de gunita. La ejecución de taludes clavados en estas circunstancias requiere la ejecución de sistemas previos de rebajamiento del nivel freático, el diseño de sistemas de drenaje permanentes, etc. Por el mismo motivo, también puede ser una solución inadecuada en el caso de existir capas de terreno que constituyan acuíferos colgados.
4. Finalmente, también se ha de analizar cuidadosamente la eventual conveniencia del tratamiento en el caso de que:
 - Las obras sean permanentes y el ambiente resulte agresivo para las armaduras.

² Dependiendo del tipo de terreno, el límite superior podría situarse en 2,5 a 3 m.

³ Las “Recommendations Clouterre, 1991” recogen casos de taludes clavados en arenas de Fontainebleau de cohesión efectiva a “corto plazo” de tan sólo 4 kPa, lo que podría considerarse como un límite inferior para el sistema.

- Los suelos a excavar estén constituido por arcillas blandas, cuya reducida resistencia al corte puede requerir un gran número de bulones de gran longitud.
- Las obras sean permanentes y el terreno a excavar esté constituido por arcillas que puedan dar lugar a deformaciones de fluencia del macizo de suelo clavado.
- El terreno esté constituido por arcillas expansivas.

A la vista de las consideraciones anteriores y a modo de resumen, las condiciones geotécnicas más adecuadas para la ejecución de claveteados suelen darse (FHA, 1998) cuando el nivel freático se encuentra por debajo del pie de la excavación y el terreno se ajusta a alguno de los tipos siguientes:

- Suelos residuales y rocas alteradas (con discontinuidades orientadas favorablemente).
- Suelos cohesivos rígidos (limos arcillosos y arcillas de baja plasticidad), no susceptibles de presentar deformaciones de fluencia relevantes.
- Suelos granulares naturales (arenas y gravas) densos, algo cementados o con algo de cohesión.

3.- PROCEDIMIENTO DE EJECUCIÓN Y ELEMENTOS MATERIALES.

3.1.- Breve introducción histórica.

La filosofía básica del claveteado de taludes deriva de otras técnicas tradicionales en Geotecnia. En este sentido por un lado podría citarse el Nuevo Método Austríaco para túneles, que combina precisamente el empleo de bulones y gunita para conseguir sostenimientos flexibles en rocas. Por otro se encontrarían los clásicos muros de “damas”, empleados durante décadas en España , excavados en bancadas sucesivas

o por batches, y anclados mediante anclajes activos,.

Aparte de estos antecedentes, el origen en sí del claveteado de desmontes en suelo se remonta probablemente a finales de los años 60 y comienzo de los 70, aunque la autoría original es algo controvertida.

En el manual de la FHA (1998) se hace referencia a la construcción de varios de estos muros a finales de los años sesenta en diversos puntos de EE.UU., Canadá y México. El mismo documento señala la tramitación de una patente específica de clavado de taludes en 1970, también en Estados Unidos.

En lo que respecta a Europa, el manual hace referencia a la ejecución de claveteados de suelo en España en 1970, en Francia en 1972/73 y en Alemania en 1976. Las “Recommandations Clouterre, 1991” señalan por su parte que el primer muro de suelo clavado fue realizado en Versalles entre los años 1972 y 1973 (figura 2.1).

Con relación al desarrollo del procedimiento, sin duda el “Project National Clouterre” constituyó un hito importante. Iniciado en 1985, incluyó la realización de estudios experimentales sobre obras a escala real, fuertemente instrumentadas y llevadas hasta rotura de diversas formas (figura 3.1).

La información obtenida con estos estudios permitió ahondar en el conocimiento de este tipo de obras, sus límites de utilización y en el modo de funcionamiento de sus diversos elementos (bulones, suelo y paramento). Asimismo facilitó la puesta a punto de métodos de diseño y ejecución.

Los resultados y las conclusiones de este proyecto de investigación fueron recogidos en las “Recommandations Clouterre, 1991”, y posteriormente fueron complementados en el “Additif 2002 aux Recommandations Clouterre, 1991”.

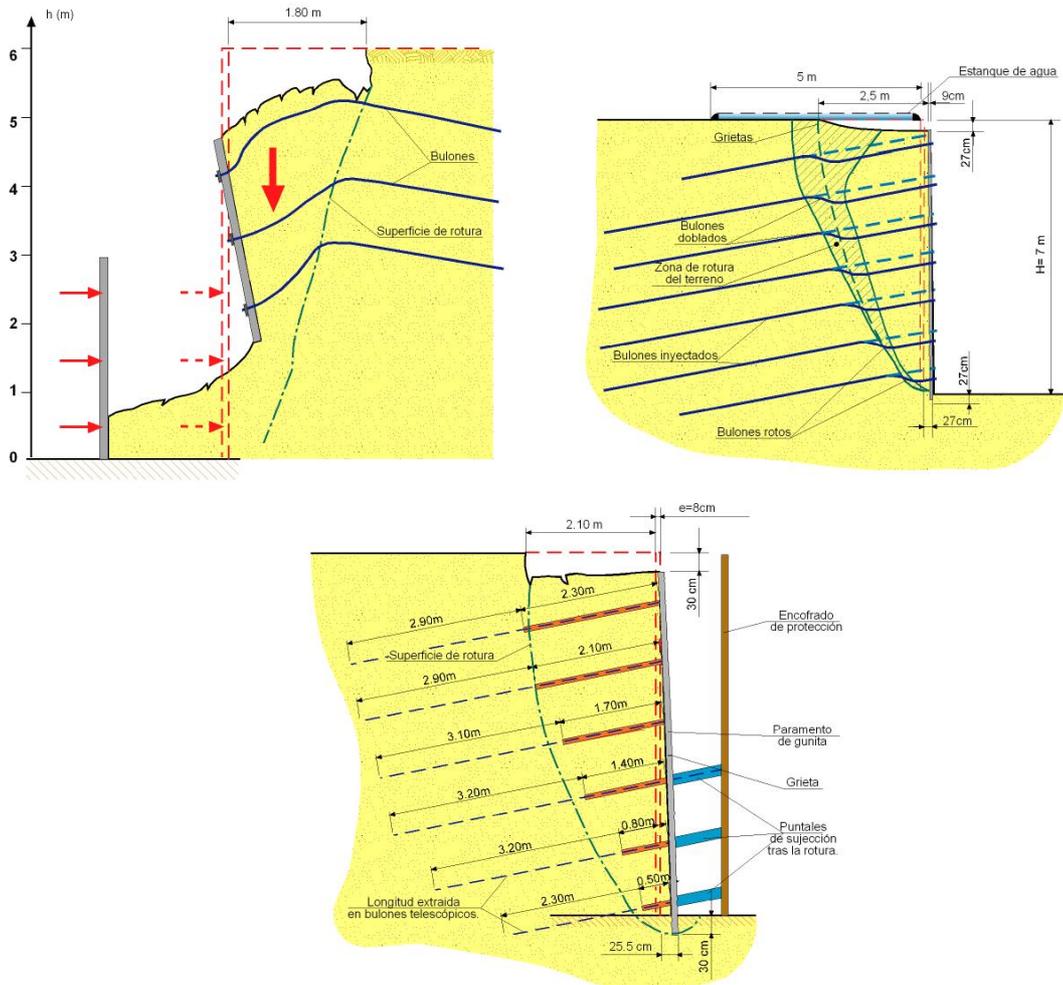


Figura 3.1: Muros experimentales 1, 2 y 3 del Project National Clouterre

3.2.- Fases de ejecución

Aunque en realidad se trata de un método flexible, el procedimiento más habitual para ejecutar un desmonte claveteado en suelos suele ser el siguiente (figura 3.2) (BSI, 2002, FHA, 1998, Clouterre, 1991).

3.2.1.- Preparación y trabajos preliminares.

Antes del inicio del desmonte puede ser preciso llevar a cabo algunas de las siguientes actividades:

*Auscultación y corrección de inestabilidad de taludes de carreteras y ferrocarriles
Madrid, 10 de junio de 2010*

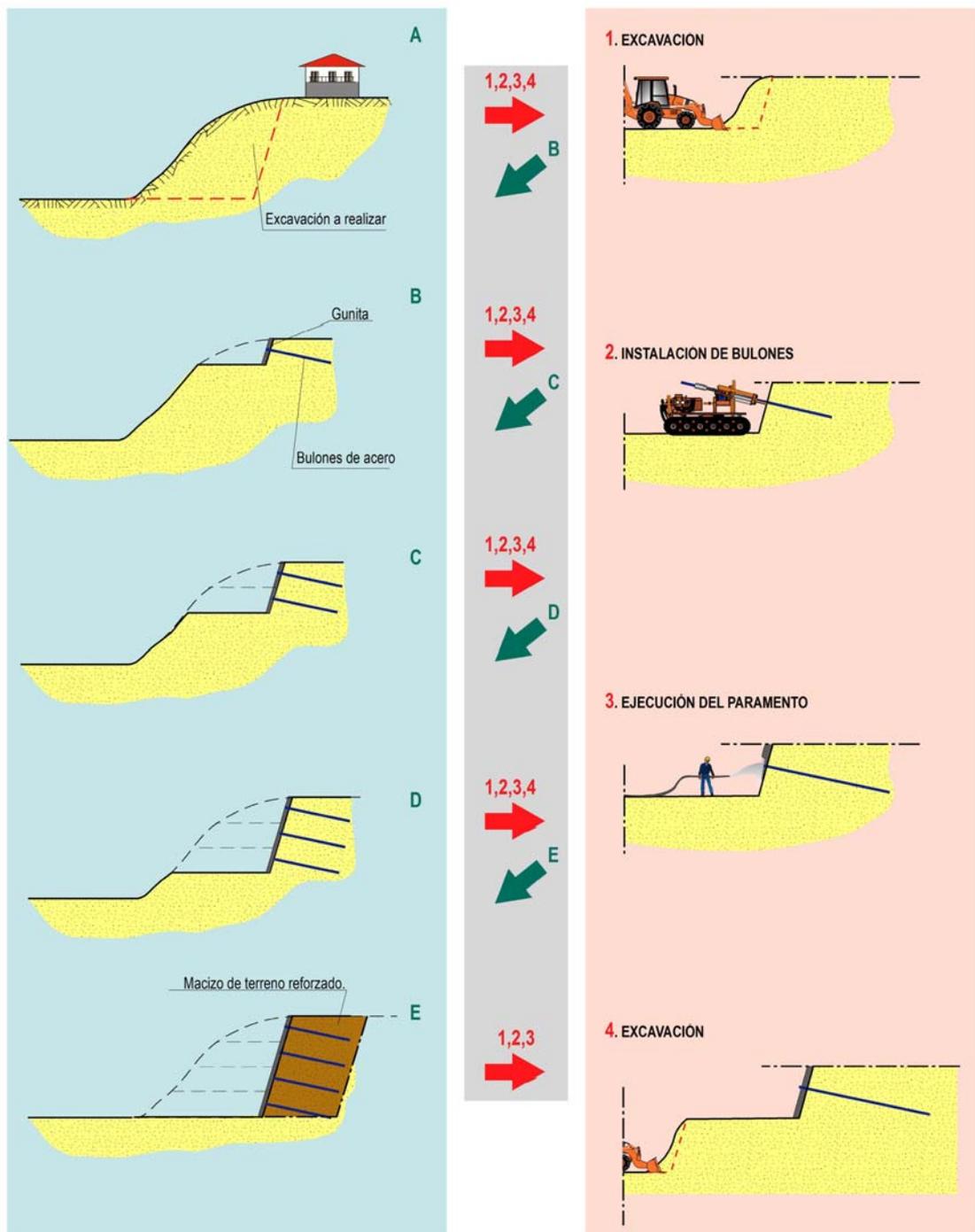


Figura 3.2: Fases de ejecución de un talud clavado

- Construcción de accesos (caminos) o, en casos especiales, instalación de elementos auxiliares para dicho acceso (andamios, grúas, etc.)
- Canalización de las aguas de escorrentía superficial y establecimiento de sistemas para su control durante el resto de las obras.
- Ejecución de sistemas de drenaje profundo, si resultan necesarios, para evitar la filtración de agua subálvea hacia la superficie del talud a excavar.
- Instalación de bulones de prueba y ejecución de pruebas de tesado (arrancamiento, fluencia, etc.) para verificar el diseño.
- Instalación de la instrumentación geotécnica prevista.

3.2.2.- Excavación

La excavación de cada escalón o berma suele constar de dos partes: la excavación en sí de la bancada correspondiente y el reperfilado posterior de la cara “vista” del talud.

Habitualmente la altura de las bancadas de excavación es discreta, del orden de 1 a 2 m, lo que evidentemente depende de las características del suelo y de su capacidad para mantenerse estable durante un período comprendido entre 24 y 48 horas, tiempo habitualmente necesario para la conclusión de una fase completa.

A la estabilidad de cada bancada contribuye en gran medida el grado de confinamiento proporcionado por el conjunto paramento-clavos ya ejecutado, que facilita el desarrollo de efectos arco o de “abovedamientos” en el terreno alrededor de la excavación. La figura 3.3 muestra este efecto. En ella se representan gráficamente las magnitudes y orientaciones de las tensiones principales deducidas en el terreno para una determinada bancada.

En lo que respecta a la longitud de la bancada, de nuevo depende de las condiciones del terreno para mantenerse estable. Un criterio razonable puede ser limitar dicha

longitud a partir del área de talud que puede ser bulonado y gunitado en una jornada de trabajo.

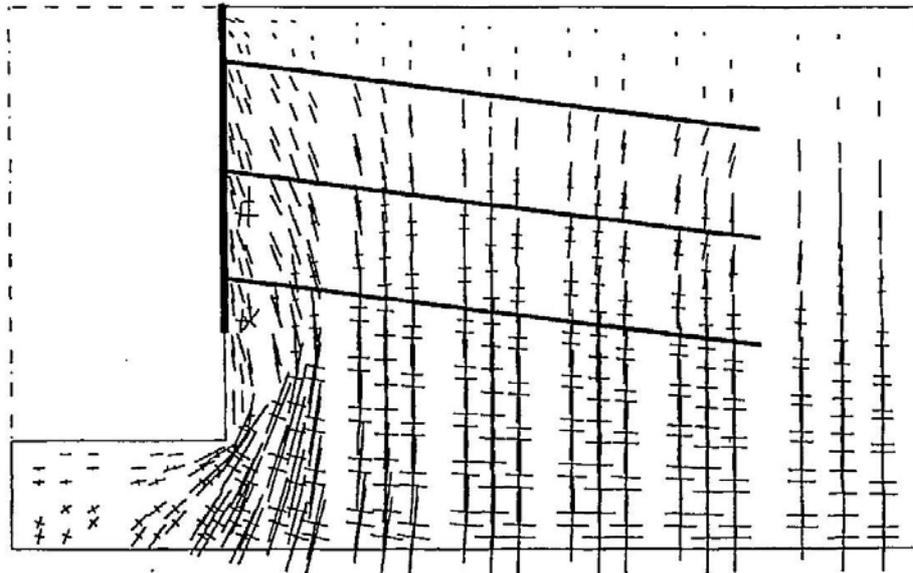


Figura 3.3: Modelo de elementos finitos que muestra la distribución de tensiones principales y los efectos de abovedamiento del terreno en torno a una bancada de excavación. (tomado de “Additif 2002 aux Recommandations Clouterre”).

En todo caso, es evidente que deben investigarse las condiciones de estabilidad del terreno con el fin de determinar las dimensiones factibles de excavación. Para ello puede acudir a la ejecución de zanjas previas de prueba, y a la observación y control exhaustivo de las dos primeras bancadas de excavación, las más desfavorables habitualmente, ya que afectan al terreno más superficial, más alterado y menos resistente, contando además con un efecto de abovedamiento muy reducido o incluso nulo.

En caso necesario se puede acudir a la ejecución de alguna berma intermedia para mejorar las condiciones estabilidad (figura 3.4), a la aplicación de una primera capa de gunita, etc. En cuanto a la longitud de bancada, si las condiciones resultan muy desfavorables puede acudir a la excavación por bataches.

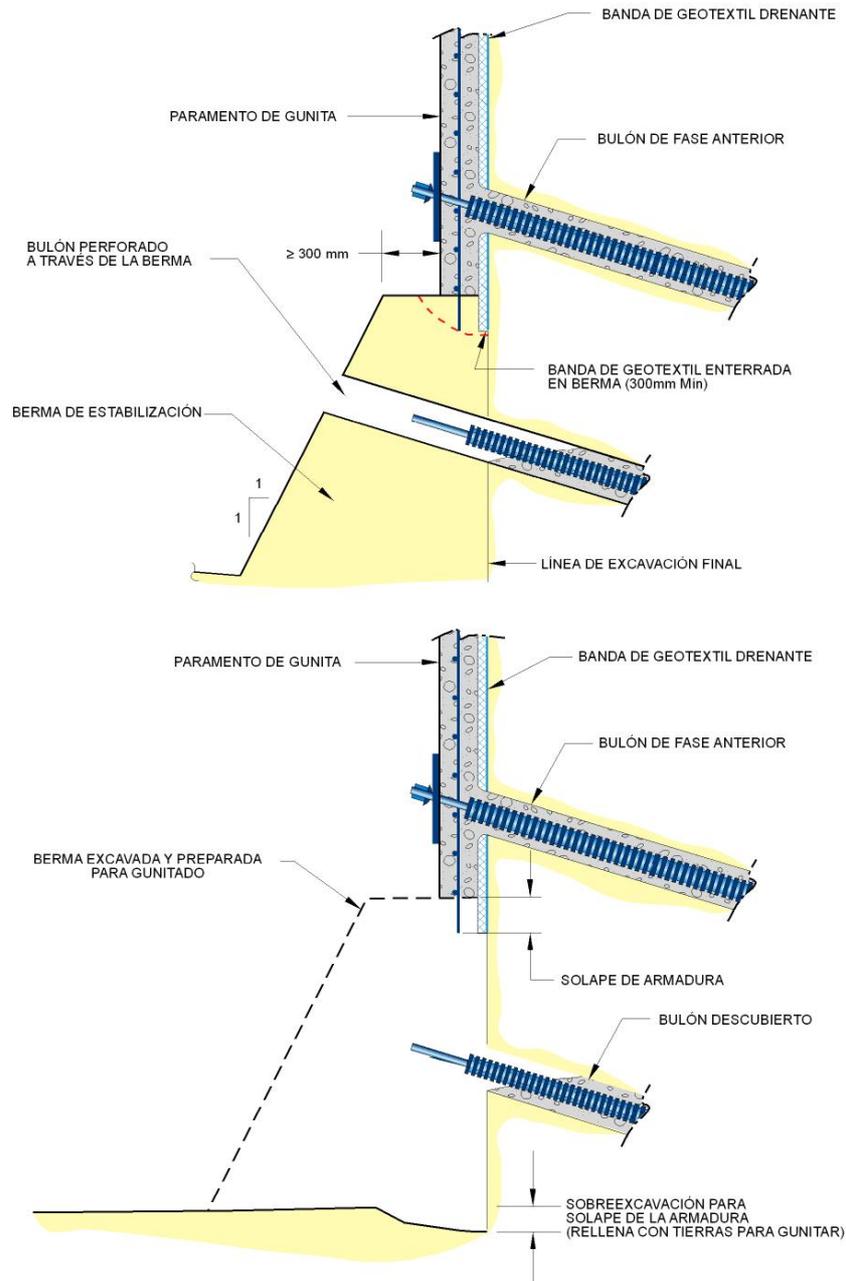


Figura 3.4: Berma de seguridad local con bulonado previo para aumentar la seguridad de una fase de excavación (tomado de FHA, 1998).

Por lo que se refiere a la anchura de la plataforma frente al talud, es recomendable prever unos 10 m, con el fin de disponer de espacio suficiente para la maquinaria de perforación de bulones, de gunitado etc. No obstante en condiciones especiales se

pueden emplear máquinas más pequeñas y ligeras, que permiten trabajar en anchos reducidos, del orden de 4 a 5 m tan sólo.

Finalmente, a medida que progresa la excavación se ha de mantener una observación exhaustiva del talud, especialmente en lo que se refiere a eventuales filtraciones de agua no previstas.

3.2.3.- Instalación de “clavos”.

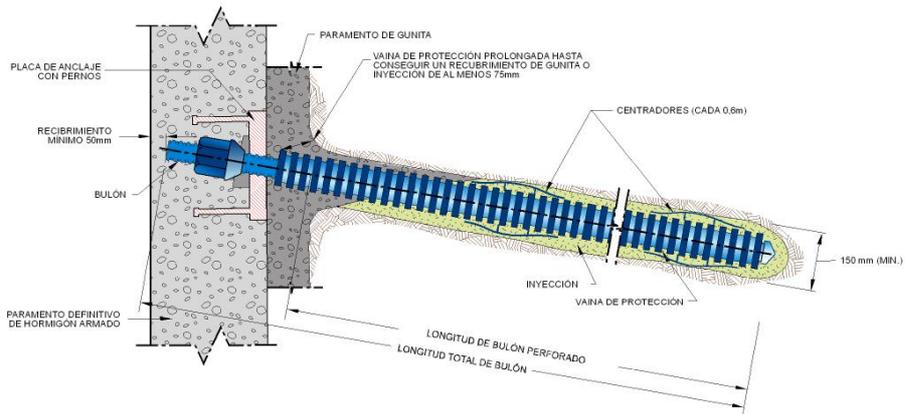
Los clavos pueden instalarse mediante diferentes métodos. El más habitual consiste sin duda en la ejecución de bulones perforados e inyectados. Existen no obstante otros procedimientos de instalación directa en los que los clavos son introducidos en el terreno a percusión, vibración, o por medios balísticos (disparo con aire comprimido)

Centrando la descripción en los bulones perforados, los más comunes en nuestro país, pueden a su vez distinguirse dos grupos. El más clásico consiste en la ejecución previa de una perforación, de 100 a 200 mm de diámetro, en cuyo interior se introduce el bulón de acero corrugado, habitualmente de 25 a 40 mm de diámetro, que posteriormente se inyecta ya sea por gravedad o a presión⁴.

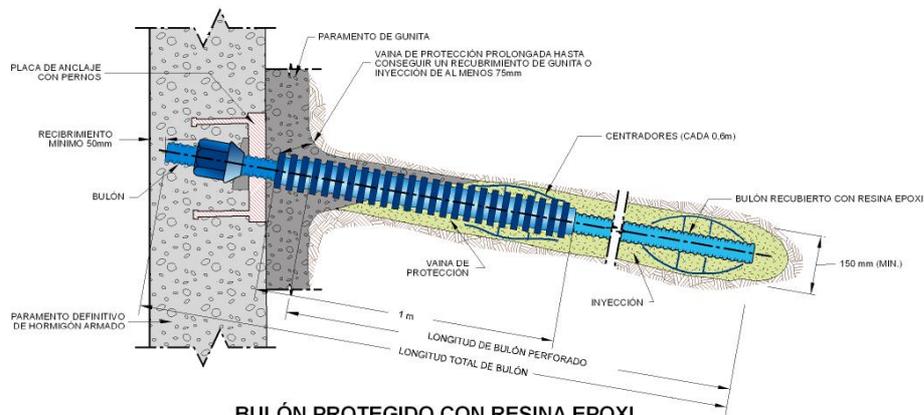
La barra de acero que constituye el clavo o bulón se dota de centradores para situarla en el eje de la perforación realizada, de forma que la lechada de inyección la rodee completamente, consiguiendo así una adecuada transferencia de carga clavo-inyección-terreno, así como protección frente a la corrosión.

En el caso de bulones permanentes, la protección frente a la corrosión puede mejorarse empleando bulones recubiertos con resinas epoxy, o bien encapsulado el bulón en una vaina corrugada, también inyectada, al igual que en los anclajes permanentes (figura 3.5).

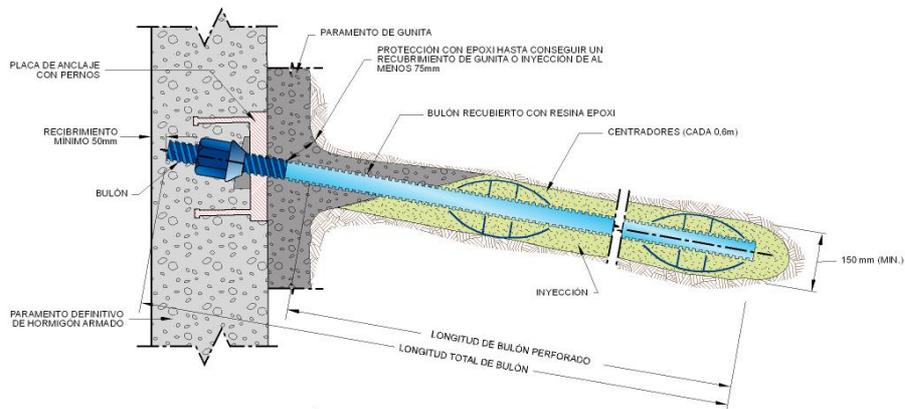
⁴ No se describirán aquí las técnicas de perforación o de inyección de bulones, que pueden encontrarse en la literatura especializada.



BULÓN PROTEGIDO CON VAINA CONTINUA



BULÓN PROTEGIDO CON RESINA EPOXI MÁS VAINA JUNTO AL PARAMENTO



BULÓN PROTEGIDO CON RESINA EPOXI

Figura 3.5: Tipos de protección contra la corrosión (FHA, 1998)

Con relación a la secuencia de ejecución, es recomendable que los bulones se inyecten en la misma jornada de su perforación.

El segundo grupo de bulones correspondería a los llamados "autopercorantes", de los que asimismo existen diversas posibilidades. Este sistema consiste básicamente en emplear el mismo bulón como útil de perforación. Para ello se le dota de una boca de perforación de un solo uso (se deja perdida) y se emplea el mismo bulón como varillaje.

En la figura 3.6 se muestra un ejemplo de este tipo de bulón, en el que "barrido" de la perforación se realiza con una lechada de cemento inyectada por el interior del bulón, de manera que sirve como medida de estabilización y como inyección en sí.

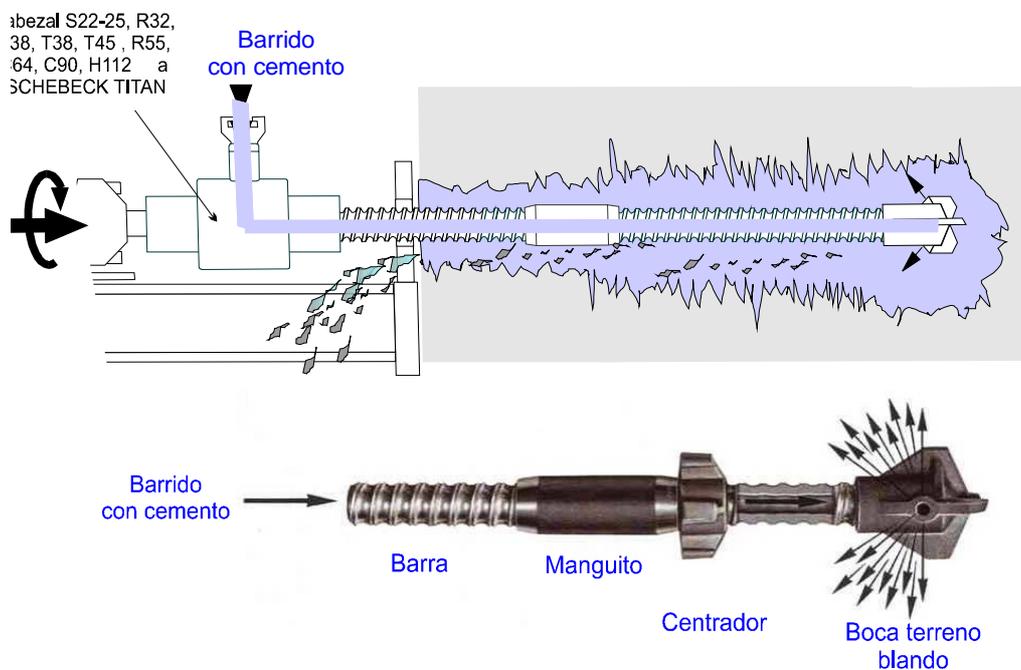


Figura 3.6: Bulón autopercorante tipo Titán (tomado de Ischbeck).

En lo que respecta a la inclinación de los bulones, obviamente si la inyección se realiza por gravedad o con baja presión, ésta ha de ser descendente. Una cifra

razonable y habitual sería del orden de 15°. No obstante, en ocasiones es preciso aumentar dicha inclinación, por ejemplo en las filas más superficiales de bulones, con el fin de evitar construcciones o servicios, o en las más profundas, cercanas al pie del desmonte, por condicionantes derivados del emplazamiento de la maquinaria de perforación.

En cualquier caso y como se verá más adelante, en general no resulta interesante acudir a inclinaciones muy alejadas de la horizontal, dado que con ellas se reduce la contribución a tracción de los bulones. En todo caso no suele ser recomendable acudir a inclinaciones inferiores a 5° con el fin de evitar problemas en la inyección.

Con relación a la distribución de los clavos en el talud, lo más habitual es acudir a una malla cuadrada, con los bulones espaciados de forma uniforme (de 1,5 a 2 m) tanto en horizontal como en vertical (figura 1.2). Esta distribución permite un replanteo cómodo, proporcionando además un amplio espacio entre clavos para la instalación de elementos de drenaje en la cara del talud (bandas de geotextil u otros geocompuestos). Asimismo, la malla regular cuadrada o rectangular puede resultar más adecuada en el caso de utilizar paramentos definitivos prefabricados.

En algunas circunstancias, no obstante, puede ser más conveniente disponer los bulones en malla triangular equilátera, especialmente si las condiciones estabilidad del talud son precarias, lo que permite mejorar el “efecto arco” entre clavos.

Una última observación cualitativa de interés (FHA, 1998) es que la 1ª fila de bulones ha de colocarse suficientemente cercana a la coronación del talud, a 1m o menos de ésta, centrada en vertical con la primera capa de mallazo y gunita. De esta manera se reduce el riesgo de inestabilidad del primer voladizo de excavación y la posibilidad de vuelco de la primera bancada de suelo reforzado.

Si son precisos voladizos mayores por encima de la 1ª fila de bulones, estos siempre se pueden conseguir mediante un paramento conveniente (de hormigón armado por ejemplo) instalado con posterioridad a la excavación definitiva del talud.

3.2.4.- Instalación de un sistema de drenaje en la superficie del talud.

Como se ha indicado anteriormente, en el claveteado de suelos resulta esencial asegurar el control de las aguas superficiales y subálveas durante la vida de la obra, cuyo efecto puede resultar muy nocivo (incluso catastrófico). Por ello, es también esencial prever e instalar medidas de drenaje muy cuidadas, que evidentemente dependerán de las condiciones particulares de cada emplazamiento. A modo de simple ejemplo, en la figura 3.7 se indican algunos de procedimientos de drenaje superficial posibles.

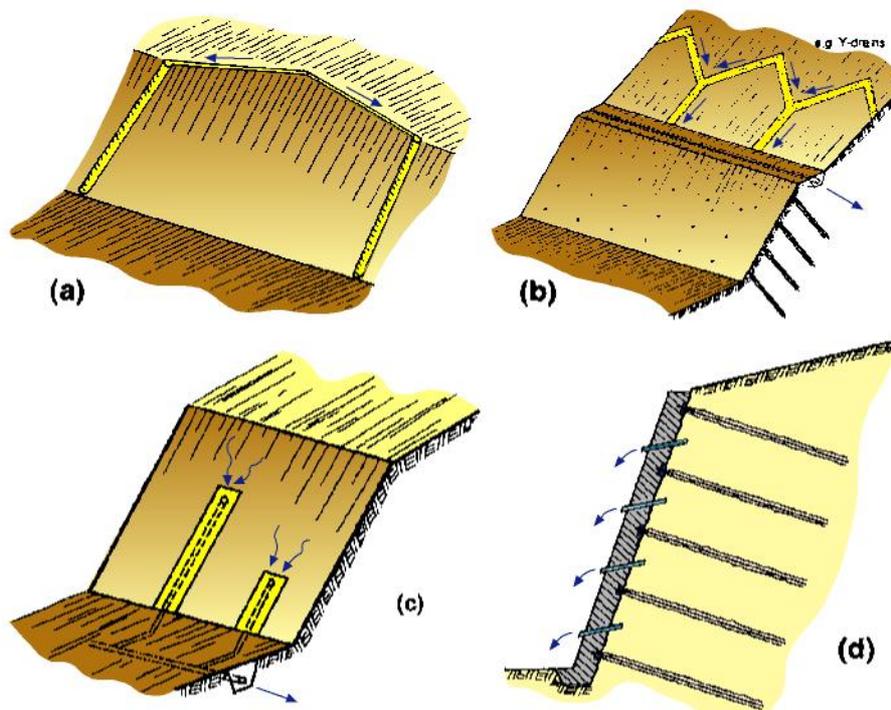


Figura 3.7: Sistemas de drenaje superficial en taludes clavados. (a) y (b): zanjas y bajantes; (c) bandas de geocompuestos para drenaje superficial del frente del talud; (d) mechinales. (Tomado de FHA, 1998).

De entre los ejemplos de la figura anterior es interesante destacar el correspondiente a la colocación de bandas de geotextil drenante en la cara del talud, ampliamente recomendado y utilizado en Estados Unidos y en el Reino Unido (FHA, 1998; BSI,

2002). No obstante, habida cuenta que este sistema puede afectar negativamente a la fijación de la piel o paramento de gunita, en general se recomienda que su extensión se limite al 15% del área de la superficie del talud de excavación.

Por otra parte y como es lógico, las aguas captadas por las bandas drenantes han de ser adecuadamente evacuadas sin permitir su infiltración tras el paramento o en la zona del pie del talud. Un detalle tipo del sistema de evacuación propugnado por el Manual de la FHA, 1998, se recoge en la figura 3.8.

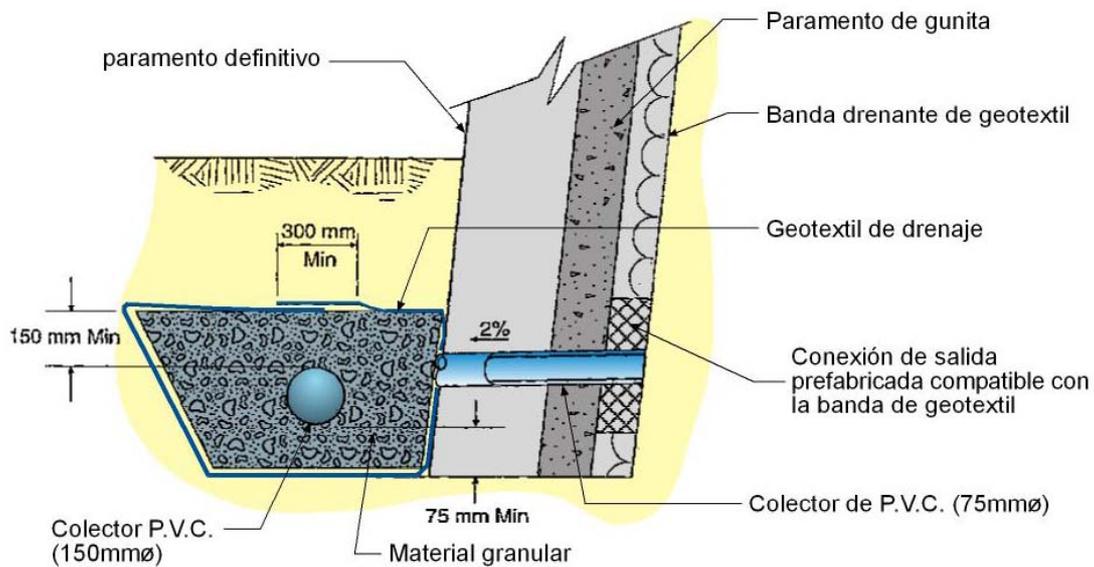


Figura 3.8: Detalle de drenaje para bandas en la cara del talud. (Tomado de FHA, 1998).

Con relación a los mechinales, siempre recomendables habida cuenta de la impermeabilidad de los paramentos de gunita, es conveniente que su diámetro interno sea superior a 25 mm, para permitir su inspección y limpieza. También resulta frecuente envolverlos con un geotextil con el fin de evitar su colmatación.

Por lo que se refiere al drenaje interno del talud, especialmente indicado en el caso de existir capas o niveles permeables a favor de los cuales pueda circular el agua

subálvea, el procedimiento de drenaje más habitual consiste en la ejecución de drenes subhorizontales (figura 3.9).

Desde el punto de vista de su ejecución y distribución, la inclinación ascendente de los drenes debe ser como mínimo del orden del 5% al 10%, con una densidad mínima de 1 dren por cada 25 m² de talud (cada 10 m² según FHA, 1998). El diámetro interno de la tubería de drenaje ha de ser de al menos 40 mm.

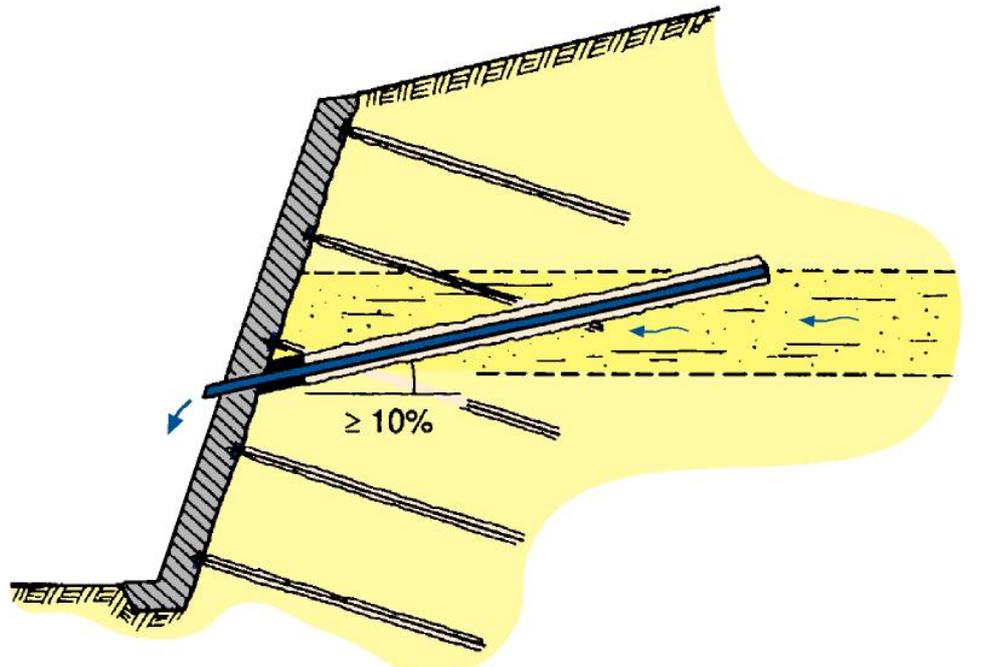


Figura 3.9: Sistemas de drenaje interno en taludes clavados. Drenes subhorizontales. (Tomado de FHA, 1998).

Para mejorar su efectividad y vida útil, es recomendable instalar un elemento que cumpla condiciones de filtro con el suelo circundante, de manera que éste no sea arrastrado hacia el interior y colmate la tubería ranurada de PVC que suele constituir el dren en sí. Para ello puede emplearse de nuevo un geotextil que envuelva dicha tubería.

En caso de no emplear elemento filtro, se debe prever para la fase de conservación la posibilidad de tener que reponer (volver a perforar) los drenes perdidos, lo que puede

resultar complicado si las alturas de desmonte son importantes, si se ha de ocupar temporalmente una vía de circulación para acceder con la maquinaria necesaria, etc.

Por otra parte, si se incluye elemento filtro, se ha de prestar una especial atención al sellado de su zona exterior (con lechada o mortero), en la zona de entronque con la superficie del talud de suelo y el paramento. El objetivo de este sellado es asegurar que el agua es conducida y expulsada por el interior del tubo, ya que en caso contrario, si el agua circulase por el elemento filtro, podría introducirse por detrás del paramento y erosionar el suelo de su trasdós.

3.2.5.- Ejecución del paramento o piel

El tipo de paramento más habitual en el claveteado de suelos es el constituido por un recubrimiento de gunita de unos 10 a 15 cm de espesor, reforzado con un mallazo de acero. Sobre la gunita se instalan las placas de reparto de los bulones, habitualmente cuadradas de 200 a 250 mm de lado y unos 20 mm de espesor. Finalmente se colocan las tuercas de los bulones y se aprietan ligeramente, haciendo penetrar un poco las placas en la gunita aún fresca.

La secuencia de ejecución puede variar en función de las condiciones de estabilidad del terreno o incluso de la simple costumbre. Así, aunque en la descripción anterior se ha supuesto que en primer lugar se perforan los bulones y que posteriormente se colocan el mallazo y la gunita, se puede invertir el proceso, lo que puede resultar especialmente conveniente cuando las condiciones estabilidad son desfavorables. En estas circunstancias se ejecuta en primer lugar el paramento, perforando posteriormente los clavos. En cualquier caso, dependiendo del tipo de suelo y del problema específico a resolver, existe un amplio abanico de posibilidades para ejecutar el paramento.

Así, como señala la BSI (2002), a veces es posible no ejecutar paramento alguno en terrenos duros tipo roca en los que la estabilidad del terreno entre bulones se encuentre garantizada y las sollicitaciones en la cabeza del clavo sean absorbibles por

el mismo. En otras ocasiones se puede acudir a paramentos muy flexibles (un simple mallazo o un geocompuesto recubiertos con vegetación)⁵.

En el extremo contrario, en situaciones desfavorables frente a suelos de baja resistencia puede resultar conveniente adosar al paramento de gunita un segundo paramento de hormigón armado que mejore las condiciones de trabajo del mismo y la transmisión de esfuerzos de la cabeza de los clavos. De hecho, para obras de carácter permanente no es infrecuente dotar al talud clavado de un paramento adicional con hormigón in situ o con elementos prefabricados, aunque sólo sea por motivos estéticos (figuras 3.10 y 3.11).



Figura 3.10: “Forro” de cubrición del paramento de gunita en el desmonte claveteado de la figura 2.2. (Cortesía de SITE).

⁵ El primer caso correspondería a un desmonte bulonado en roca, con mecanismos de inestabilidad gobernados por la orientación y resistencia de las discontinuidades. En el segundo, el problema a tratar sería más bien de erosión, y no tanto de estabilidad global. Ambas situaciones no corresponderían de forma estricta a un “suelo claveteado”.

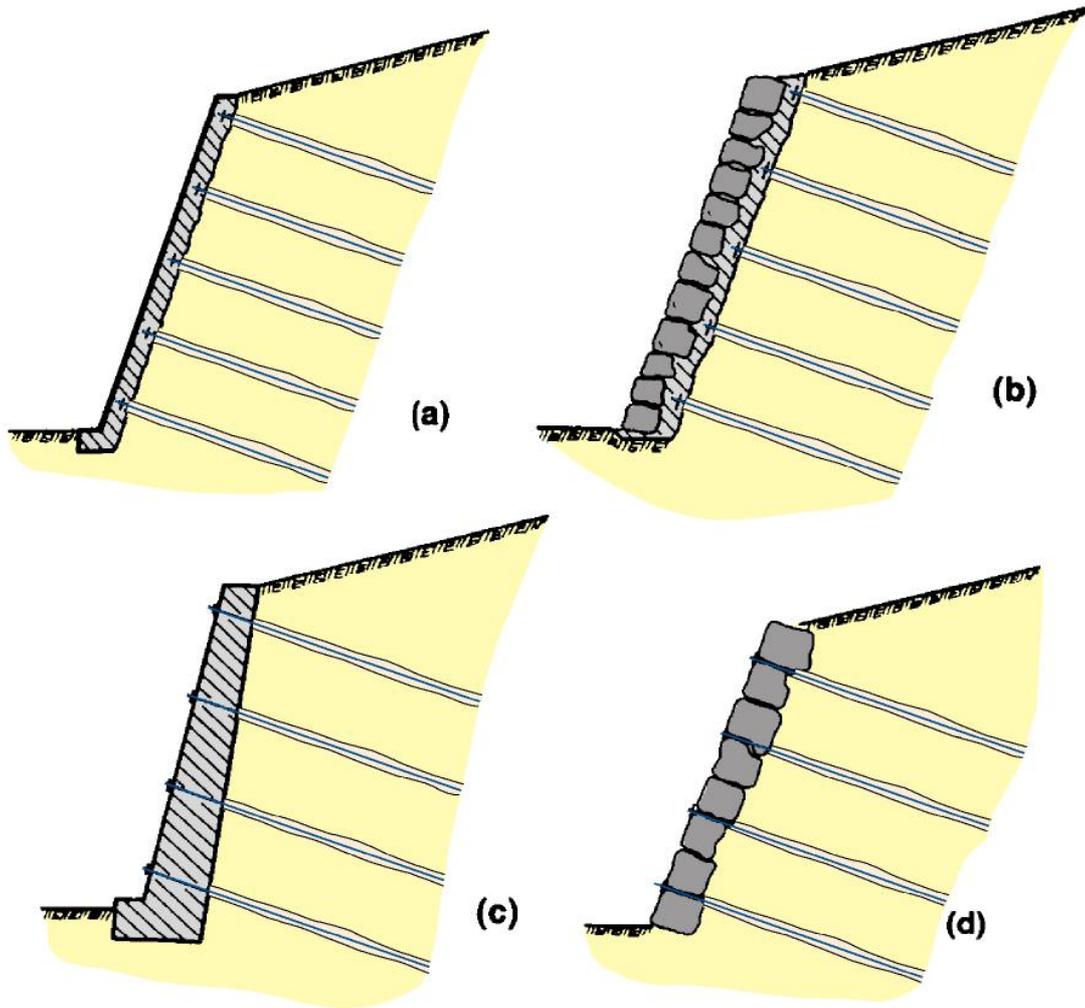


Figura 3.11: Paramentos. (tomado de BSI, 2002). (a): Desmonte claveteado con paramento convencional de gunita. (b): Igual a (a), con “forro” estético (de mampostería en la figura). (c) y (d): Soluciones habituales para refuerzo y estabilización de estructuras de contención existentes.

A modo de ejemplo, la práctica habitual recogida por el departamento de transportes de Estados Unidos (FHA, 1998) para taludes clavados permanentes consiste precisamente en adosar a la gunita un segundo paramento de hormigón armado cuando la excavación ha finalizado.

Los motivos apuntados para ello son tanto estéticos como de durabilidad estructural a largo plazo. Este segundo paramento se conecta a las cabezas de los bulones mediante unos pernos soldados directamente a sus placas de anclaje (figuras 3.12 y 3.13).

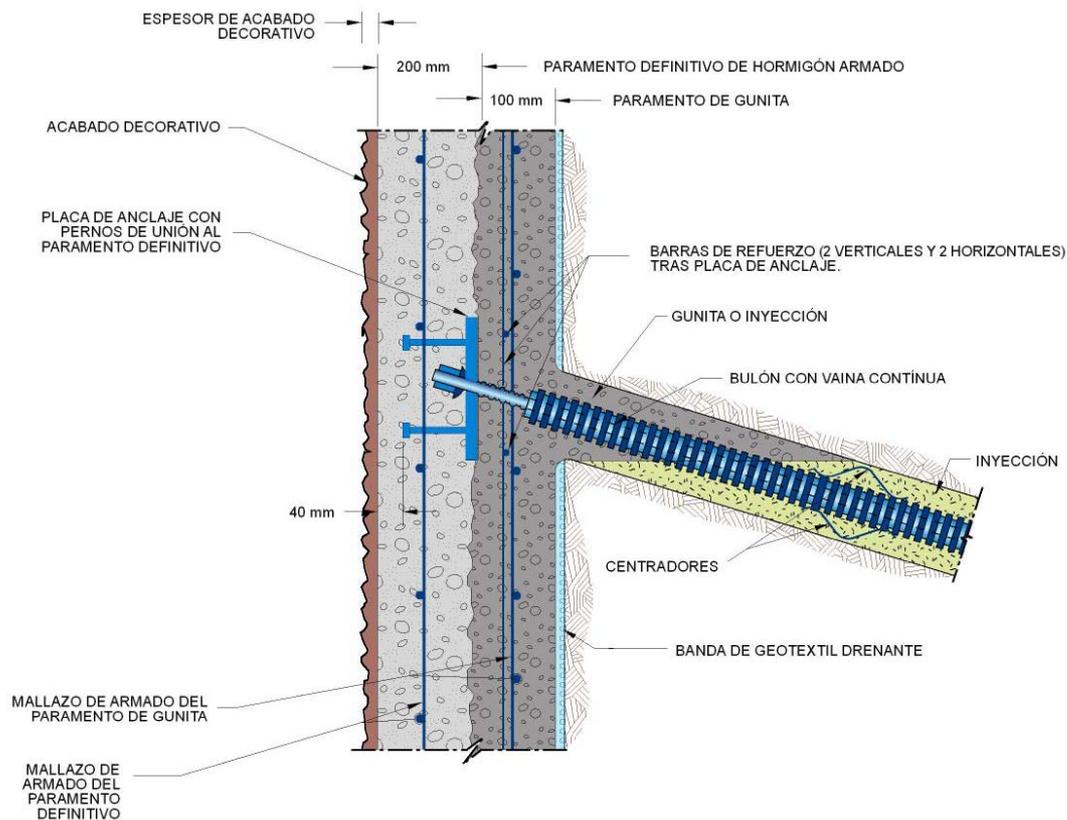


Figura 3.12: Piel provisional de gunita y mallazo más un paramento permanente de hormigón armado. Detalle de la conexión entre bulones y paramento definitivo. (Tomado de FHA, 1998).



Figura 3.13: Vista frontal de un muro clavado. Se observan los pernos de sujeción del paramento definitivo de hormigón armado sobresaliendo de la superficie gunitada.

4.- PRINCIPIOS DE FUNCIONAMIENTO. OBSERVACIONES EXPERIMENTALES.

4.1.- Introducción.

El principal mecanismo de funcionamiento de un talud clavado resulta simple e intuitivo. A medida que se excava un desmonte desaparece el confinamiento lateral proporcionado por el suelo retirado, lo que da lugar a una relajación de la masa de terreno remanente, que tiende a deformarse (extenderse) lateralmente en una cierta zona de influencia. En ausencia de los bulones, la estabilidad final del talud excavado dependerá de las características resistentes del terreno.

Resulta fácil comprender que la presencia de clavos en el proceso de excavación supone una restricción o limitación a la relajación lateral del terreno. Así, las partículas de suelo que circundan los bulones intentarán arrastrarlos consigo en su movimiento de relajación, pero si éstos son suficientemente rígidos y se encuentran convenientemente sujetos (anclados) en el interior del talud, en terreno estable, se opondrán al movimiento y entrarán en carga, reduciendo así el movimiento y ayudando a la estabilidad global del talud.

Dependiendo de la orientación de los clavos con relación a las direcciones preferenciales de deformación en el terreno, dicha entrada en carga se traducirá en tracciones, momentos y esfuerzos cortantes sobre los mismos.

En particular, si los clavos de refuerzo se instalan de tal manera que las deformaciones de extensión (relajación) en el terreno induzcan deformaciones, también de extensión (tracción), en los bulones, su efectividad resultará óptima⁶.

Un efecto adicional se produce en la zona del paramento. Aunque ya no se trate de un problema de estabilidad global, no cabe duda que el suelo situado entre los clavos, tras la piel, también ha de ser contenido, de forma que el paramento recibe unos empujes que han de ser contrarrestados por los bulones. Es por ello por lo que las cabezas de los clavos se conectan estructuralmente al paramento.

4.2.- Analogías y diferencias entre la tierra armada y el claveteado de suelos.

Tradicionalmente, los conceptos básicos de funcionamiento de los taludes claveteados se han apoyado en los ya desarrollados para las obras de tierra armada, más antiguos y conocidos. Esta analogía resulta bastante razonable en numerosos aspectos: el

⁶ Téngase en cuenta que los bulones se conciben para trabajar fundamentalmente a tracción. Esta observación cobra especial importancia en el caso de reforzar el talud con bulones flexibles, en los que la contribución a flexión o cortante resulta despreciable.

desarrollo de tracciones en los elementos de refuerzo descrito en el apartado anterior, los esfuerzos sobre el paramento, etc. Sin embargo, es también evidente que existen diferencias sustanciales entre ambos, siendo de destacar principalmente dos.

La primera deriva de las condiciones geotécnicas del terreno. La tierra armada se construye con suelos de calidad, normalmente granulares, de aportación. Su proceso constructivo se encuentra además muy normalizado, con estrictos controles de recepción de materiales (propiedades geomecánicas básicas del suelo a emplear) y de puesta en obra (espesor de tongada, energía de compactación, etc. o, lo que es lo mismo, resistencia y rigidez del suelo colocado). Del mismo modo, las condiciones de drenaje del macizo de tierra armada puede asegurarse con relativa sencillez dado que, además de construirse con materiales drenantes, siempre se pueden instalar sistemas adicionales en la base o en el trasdós del mismo. Lo mismo cabe decir de las condiciones de apoyo o cimentación del macizo, susceptible de ser tratadas o mejoradas.

En contraposición, en un talud claveteado el suelo a reforzar es siempre el existente in situ, de manera que habitualmente será heterogéneo en cuanto a su naturaleza y propiedades de resistencia y rigidez, podrá contener capas permeables más o menos irregulares que posiblemente será necesario “buscar” e interceptar, etc.

La segunda diferencia deriva directamente de la forma de ejecución. La tierra armada es en definitiva un relleno, construido “de abajo hacia arriba”, mientras que un talud clavado es un desmonte, excavado de “arriba hacia abajo”. Esto da lugar a que tanto las deformaciones como la entrada en carga de los refuerzos en uno y otro caso se vayan produciendo de forma distinta (figuras 4.1 y 4.2).

Así, en la tierra armada el extendido y compactación de cada nueva tongada produce tensiones y movimientos horizontales en el suelo subyacente. Por lo tanto, al tratarse de una construcción “ascendente”, es precisamente en los niveles inferiores del terreno donde se acumulan los mayores desplazamientos y tensiones horizontales, y en donde se originan las mayores tracciones en el los flejes de refuerzo (figura 4.2).

Se ha de señalar no obstante que dichos máximos no se producen precisamente en el pie, ya que se encuentra confinado lateralmente por el terreno de la base, sino ligeramente por encima de éste.

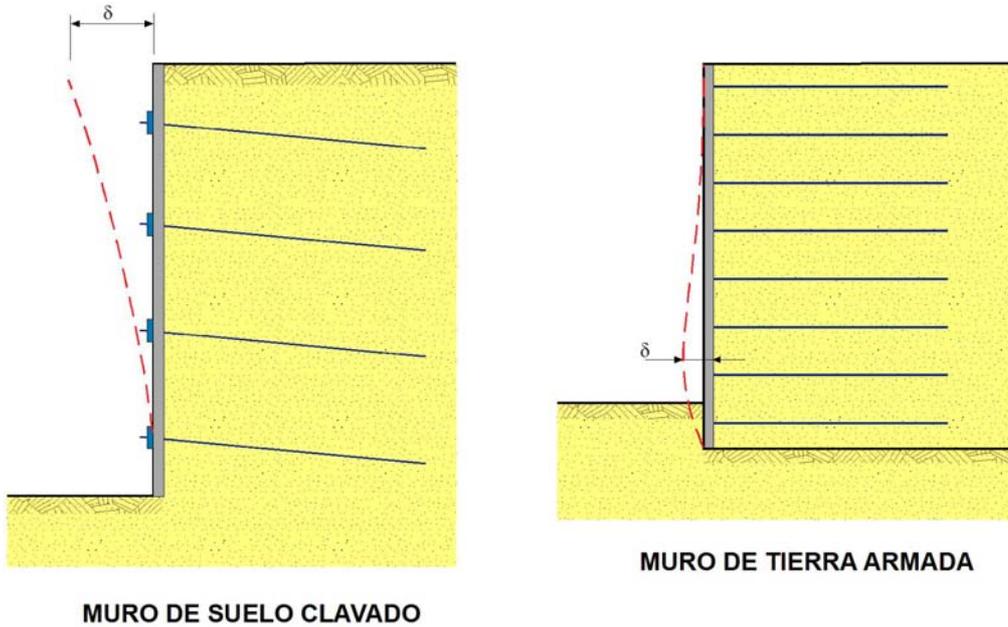


Figura 4.1. Diferencias en el modo de deformación de taludes clavados y tierras armadas (tomado de Clouterre, 1991).

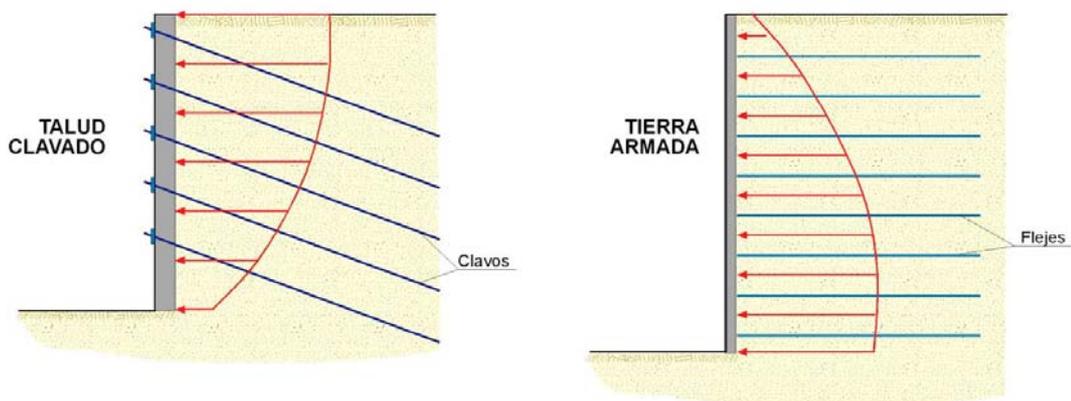


Figura 4.2. Diferencias en la distribución de tensiones y esfuerzos de taludes clavados y tierras armadas (tomado de Clouterre, 1991).

En un talud claveteado el efecto es el contrario. Al ejecutarse de arriba hacia abajo, son los niveles más elevados del terreno los que se deforman primero, y los que han de ir acumulando los desplazamientos adicionales originados por cada nueva bancada de excavación. Del mismo modo, los clavos entran en carga de forma progresiva, a medida que avanza la excavación y el suelo tiende a aumentar sus deformaciones de extensión. De forma intuitiva, los clavos situados en las zonas inferiores tenderán a cargarse menos, dado que el terreno que los engloba también habrá sufrido menores deformaciones.

De hecho, ya que son las sucesivas excavaciones las que dan lugar a las deformaciones del terreno y a la entrada en carga de los clavos, en principio la fila inferior de bulones no recibiría carga. Esto no es enteramente cierto, ya que en realidad en la situación de talud terminado aún se producen deformaciones de fluencia “a largo plazo”, que incrementan las sollicitaciones en todos los bulones, incluidos los inferiores.

4.3.- Esfuerzos de tracción en los clavos.

4.3.1.- Consideraciones iniciales. Orientación de los clavos.

Con el fin de llevar a cabo un primer análisis sencillo (y limitado) del funcionamiento de un talud clavado, en la figura 4.3 se muestra de forma esquemática un talud reforzado con un par de alineaciones de bulones horizontales. En la misma figura se ha representado además una superficie cualquiera de inestabilidad potencial, a la que el conjunto suelo-bulones habrá de “hacer frente”.

Como puede apreciarse, en la figura se han marcado dos zonas situadas en la intersección de los clavos con la superficie de deslizamiento potencial. Se asemejan claramente a sendas pruebas de corte directo, a las que se han añadido los bulones formando un cierto ángulo θ con respecto a la perpendicular al plano de corte.

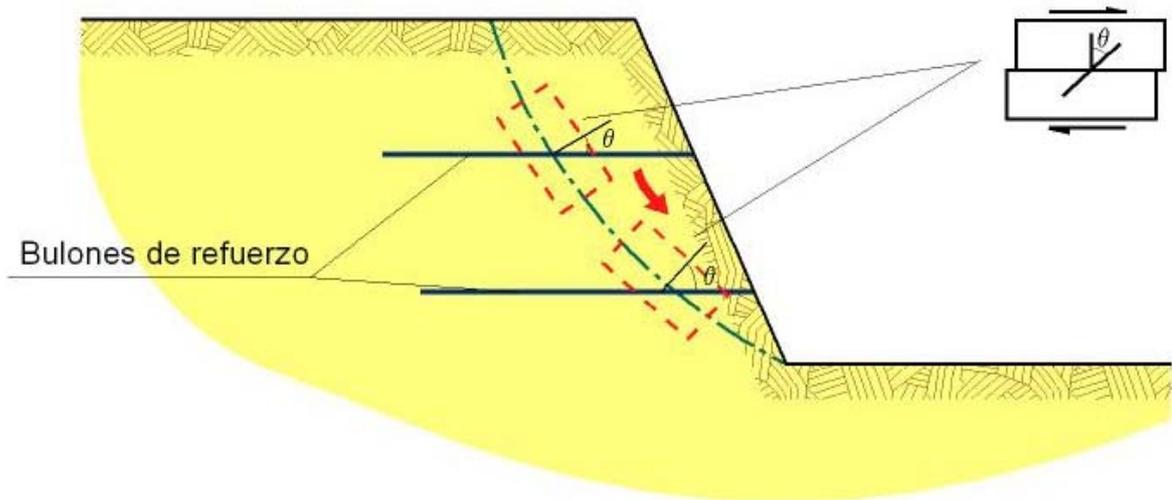


Figura 4.3: Esquema conceptual de las solicitaciones de corte en el entorno de los bulones (tomada de Milligan, G.W.E., 1994).

Dejando por el momento los clavos, en la figura 4.4 se muestra esquemáticamente el mecanismo de corte directo planteado. Las deformaciones se suponen concentradas en una franja de suelo de espesor (h), sometida a una presión normal (σ_v) y a una tensión tangencial (τ). Se muestran los corrimientos (u) y (v), y las expresiones de las deformaciones correspondientes. Como puede apreciarse, se ha supuesto una cierta dilatación del terreno sometido a corte (la deformación normal (ϵ_y) es negativa o de elongación).

La figura 4.5 muestra el círculo de Mohr de deformaciones correspondiente a la situación anterior. Se han representado las direcciones principales de deformación, (ϵ_1) de compresión y (ϵ_3) de extensión, así como las líneas de extensión nula. El conjunto de estas direcciones, representadas en el elipsoide de deformaciones contiguo, muestra claramente las orientaciones en las que el suelo se encuentra sometido a extensión o a compresión.

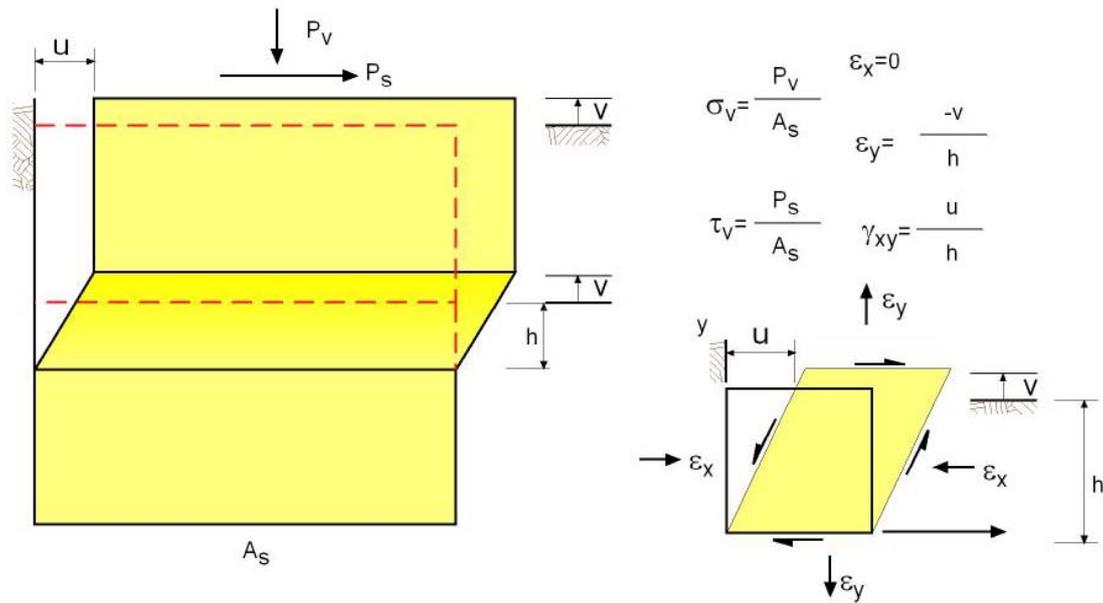


Figura 4.4: Deformaciones de una franja de suelo sometida a corte, con dilatación positiva (tomada de Milligan, G.W.E., 1994).

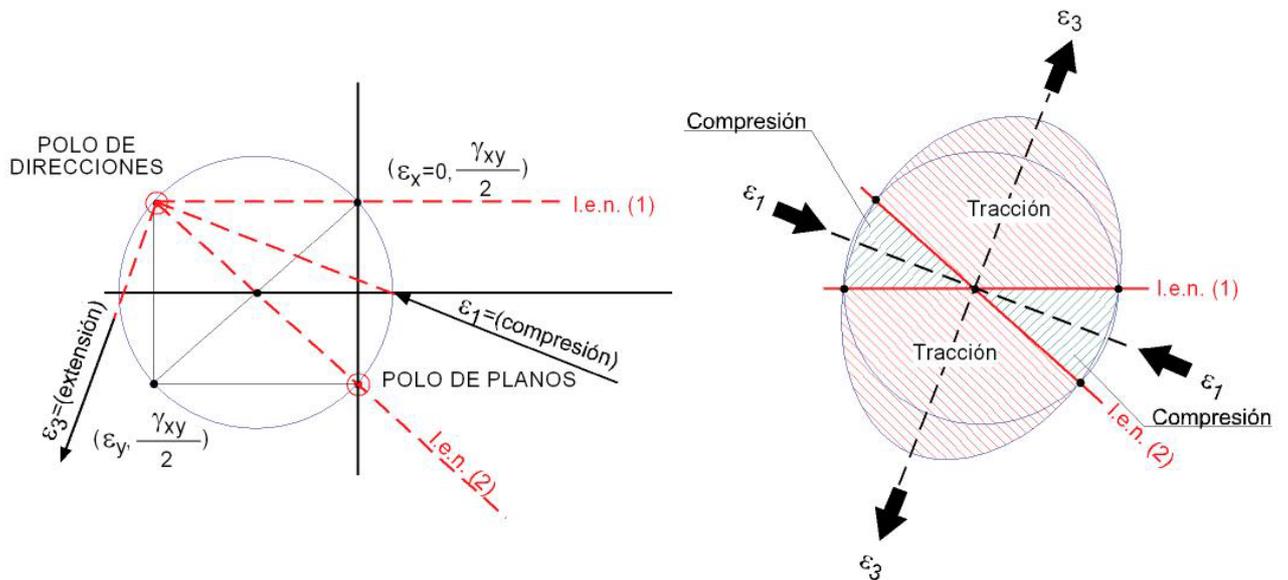


Figura 4.5. Ensayo de corte directo. Círculo de Mohr y elipsoide de deformaciones mostrando las orientaciones de extensión y compresión en un elemento de suelo (tomada de Milligan, G.W.E., 1994).

En las circunstancias anteriores resulta bastante evidente que si se desea contar con un elemento de refuerzo como los bulones, concebidos para funcionar principalmente a tracción, éstos habrán de alinearse en la medida de lo posible con las direcciones de máxima extensión del suelo mostradas en la figura⁷.

Las implicaciones de esta idea se reflejan en la figura 4.6, que muestra resultados de ensayos de corte directo efectuados sobre una arena, sin reforzar y reforzada. En el eje de ordenadas se representa la tensión tangencial movilizada, normalizada con respecto a la presión normal al plano de corte aplicada en el ensayo (σ_v). En el eje de abscisas se representa el desplazamiento de la caja de corte. En el ensayo sobre suelo reforzado la orientación del refuerzo fue próxima a la óptima, esto es, se ajustó a la dirección de las máximas deformaciones de extensión en el terreno (ϵ_3 en la figura 4.5).

Como se deduce de la figura, la resistencia al corte máxima del suelo con refuerzo resulta netamente superior a la del suelo sin reforzar. De hecho, para niveles de deformaciones en los que el suelo sin refuerzo ha sobrepasado su resistencia de pico (punto B) y comienza su descenso en resistencia, la tensión movilizada en el terreno reforzado puede aún continuar en ascenso (hasta F). Adicionalmente, también se observa que incluso con niveles de deformación importantes, sobrepasada la resistencia de pico en ambos casos, la ganancia en resistencia se mantiene (distancia vertical entre las líneas CD y FGH).

⁷ Si se compara la orientación de los bulones del esquema básico del “ensayo de corte” de la figura 4.3 con la orientación de las máximas tracciones de la figura 4.5, puede comprobarse que ambas se aproximan mucho, lo que viene a indicar que, para la superficie de inestabilidad supuesta, los bulones horizontales trazados en la figura 4.3 se ajustan bastante bien a este concepto.

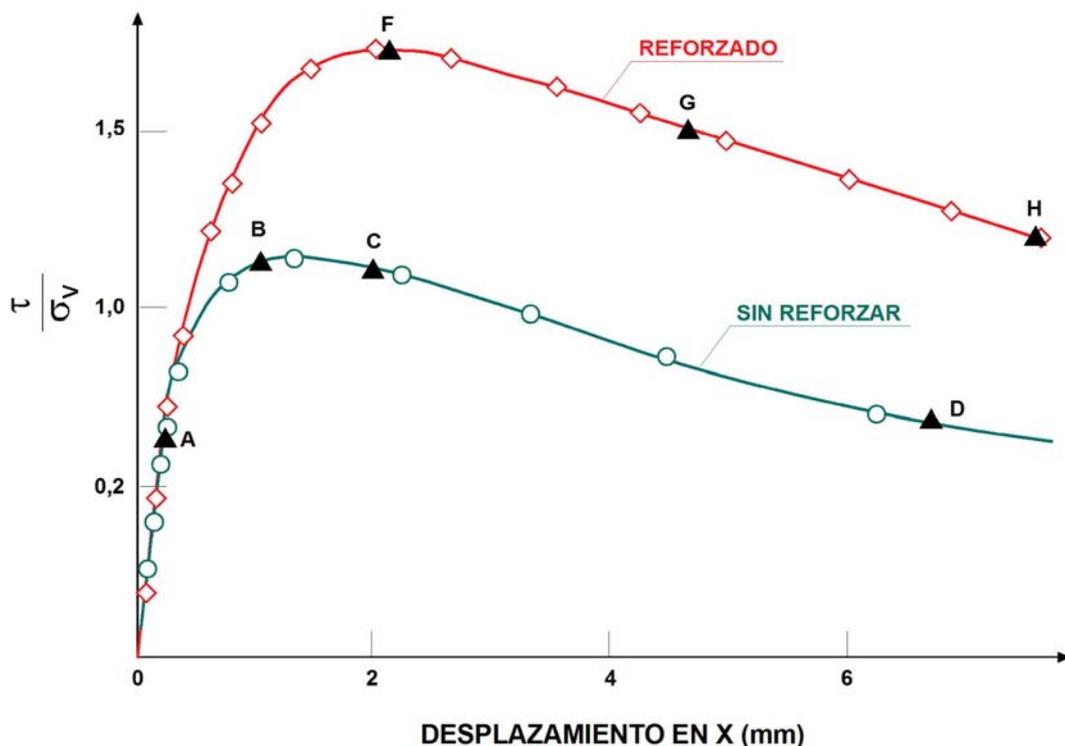


Figura 4.6. Ensayo de corte directo en arena sin reforzar y reforzada. (Jewell, R.A. 1980; tomada de Milligan, G.W.E., 1994).

En definitiva, las deformaciones de extensión en el suelo se pueden emplear para inducir tracciones en el elemento de refuerzo (debidamente orientado), dando lugar así a un confinamiento adicional en el terreno y a una elevación de la resistencia al corte disponible.

Otra forma de visualizar cómo la tracción generada en el refuerzo (P_R) contribuye a la resistencia consiste en descomponerla en 2 direcciones, en paralelo y en perpendicular a la superficie de corte (figura 4.7). Como resulta evidente, ambas componentes aumentan la resistencia. La primera ($P_R \cdot \text{sen}\theta$), paralela a la superficie de corte, disminuyendo las acciones desestabilizadoras, y la segunda ($P_R \cdot \text{cos}\theta$), perpendicular a la superficie de corte, aumentando la resistencia friccional disponible.

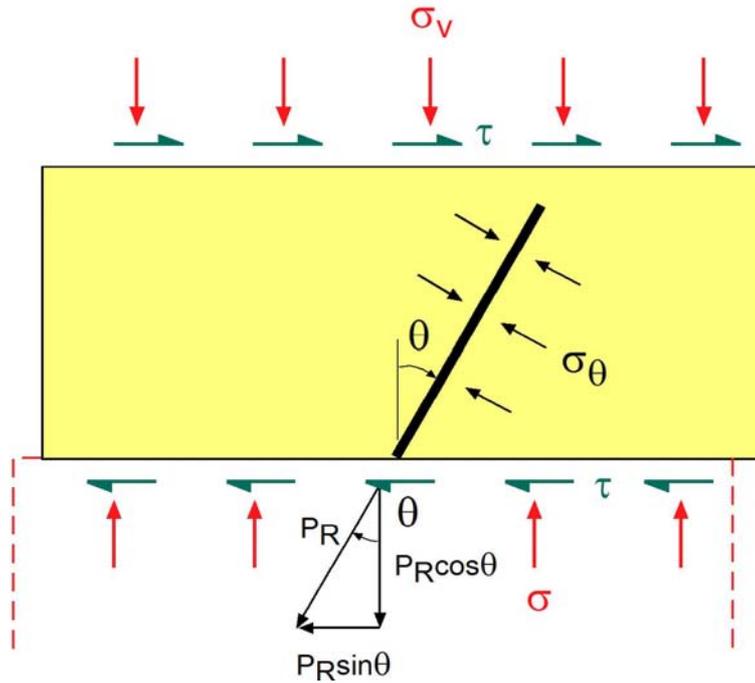


Figura 4.7. Descomposición de las fuerzas de tracción generadas en el refuerzo. .

Finalmente, en lo que respecta a la relación descrita entre la magnitud de las tracciones generadas en los clavos y su orientación, la figura 4.8 muestra precisamente los resultados de varios ensayos de corte directo efectuados con diversas inclinaciones del refuerzo. En abscisas se representa la inclinación en cada caso, mientras que en ordenadas se muestra el incremento de tensión tangencial movilizada con relación a la máxima tensión tangencial disponible en el suelo sin reforzar, siempre referidas a la presión normal a la superficie de corte durante los ensayos (σ_v).

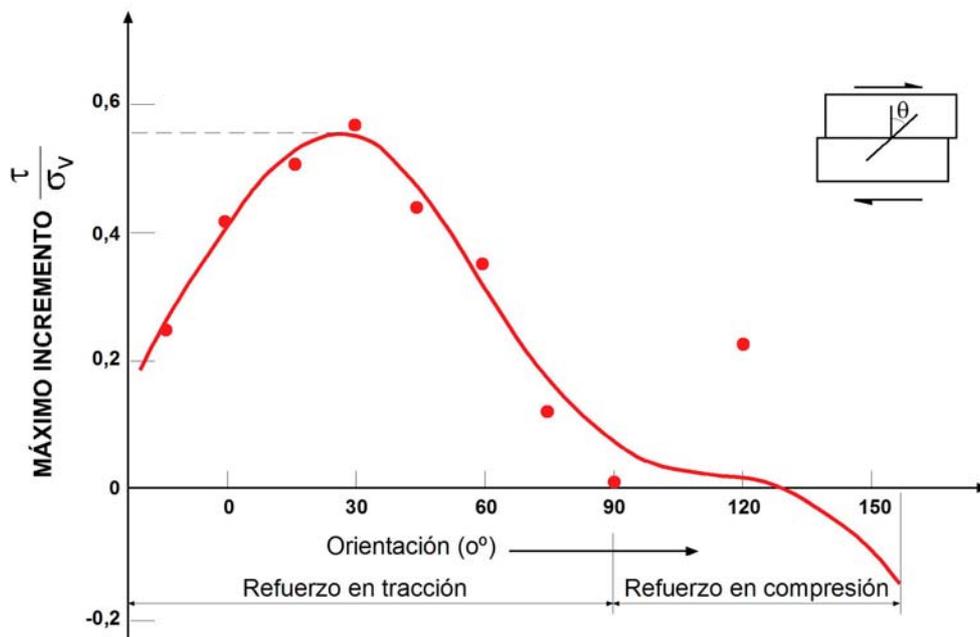


Figura 4.8. Ensayo de corte directo. Círculo de Mohr y elipsoide (Jewell, 1980; tomada de Milligan, G.W.E., 1994).

Como puede comprobarse, el efecto beneficioso del refuerzo alcanza un máximo para valores del ángulo θ del orden de 30° (la dirección de las máximas deformaciones de extensión en el ensayo), alcanzando en cualquier caso un aumento muy considerable de la resistencia en el rango comprendido entre 10 y 50° aproximadamente.

La consecuencia práctica de esta observación es inmediata toda vez que, como es sabido, en los taludes de cierta inclinación excavados en terrenos con rozamiento, como suele ser el caso del claveteado, las superficies de deslizamiento más desfavorables suelen pasar por el pie del talud y desarrollarse relativamente próximas a la cara del talud (figura 4.3). Por lo tanto, la ejecución de bulones de refuerzo con escasa inclinación respecto a la horizontal se ajusta bien a las orientación óptimas desde el punto de vista del aprovechamiento de su capacidad de carga a tracción.

4.3.2.- Evolución de las solicitaciones de tracción.

Un aspecto interesante, observado en obras reales instrumentadas, es que la carga máxima de tracción en los clavos se alcanza aproximadamente en las tres fases de excavación que siguen a su instalación. La figura 4.9 muestra precisamente este efecto. En ordenadas se representa la evolución de la carga en cabeza T_0 de un clavo situado en el tercer nivel de excavación de un talud de ensayo del proyecto Clouterre, (Muro de experimentación nº 1). En abscisas se representa una escala de tiempo, si bien en el documento de referencia no se detallan las unidades.

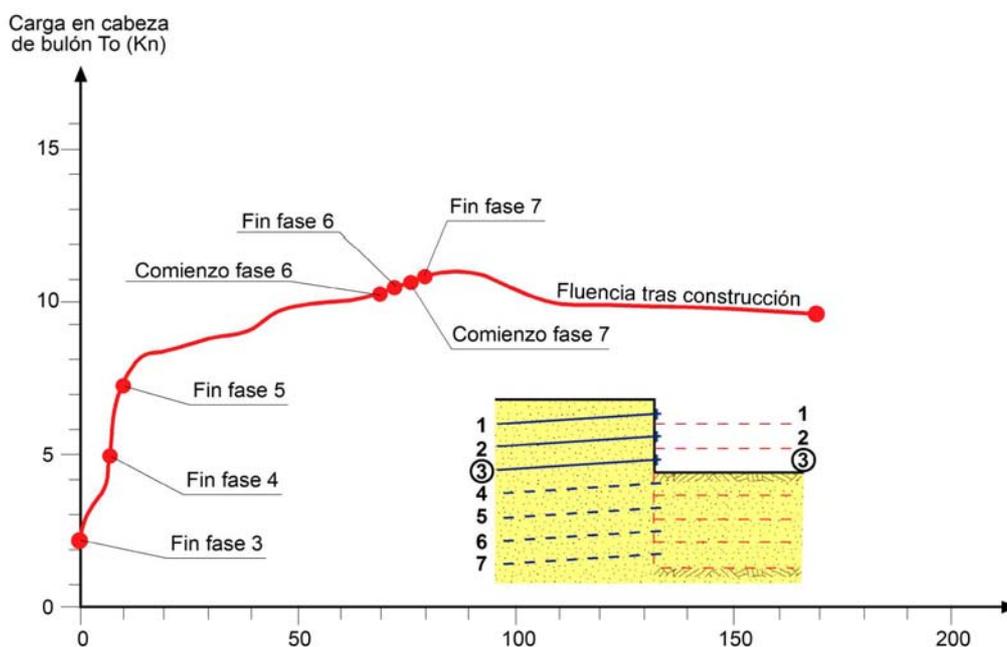


Figura 4.9. Evolución de la carga de tracción en cabeza de un bulón del nivel 3 de excavación (tomado de Clouterre, 1991).

En la figura se comprueba que es precisamente en las tres fases subsiguientes, las denominadas 4, 5 y 6, en las que se produce el aumento de las tracciones en el clavo. Posteriormente apenas varían, salvo en el caso de que las deformaciones de fluencia a talud terminado sean relevantes.

4.3.3.- Localización de tracciones máximas. Zonificación del macizo de suelo reforzado.

Otro aspecto de indudable interés deriva del reparto de tracciones observado en el interior de un suelo claveteado, cualitativamente similar al de las obras de tierra armada.

Como muestra de forma esquemática la figura 4.10.a, las tracciones máximas en los clavos ($T_{\text{máx}}$) se producen en el interior del terreno reforzado, en un punto intermedio cuya distancia al paramento depende principalmente de la geometría del talud, de la inclinación de los bulones y de su situación (cota) en el propio talud. En la figura 4.10.b se muestra un ejemplo de mediciones reales del proyecto Clouterre.

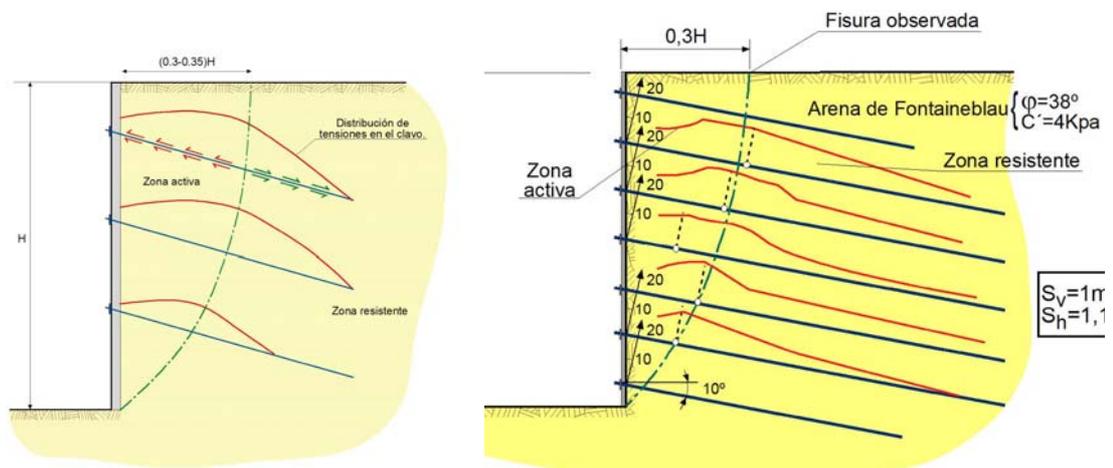


Figura 4.10: (a): Distribución esquemática de esfuerzos de tracción en los bulones. Zonificación de un talud clavado. (b): Tracciones observadas en un talud claveteado (Muro nº 1. Clouterre, 1991).

Las observaciones realizadas indican que, para paramentos subverticales y coronaciones horizontales del talud, la línea que une los puntos de $T_{\text{máx}}$ de los bulones

adopta una forma curva⁸, alejada del orden de 0,3H a 0,35H del borde en la coronación, siendo H la altura total del talud. Si se tiene en cuenta, como se verá más adelante, que las longitudes de los clavos suele oscilar entre 0,6H y 0,8H, en la zona alta del talud las tracciones máximas se producen por tanto cerca del punto medio de los bulones, o entre éste y el paramento. En las zonas bajas del talud los puntos de $T_{m\acute{a}x}$ se acercan más a la piel.

En la figura se observa asimismo que la tracción de los bulones en el paramento (T_0) representa tan sólo una fracción de $T_{m\acute{a}x}$.

Habitualmente se considera que la línea que une los puntos de $T_{m\acute{a}x}$ divide la masa de suelo en dos zonas. En la primera, situada del lado del paramento y llamada “zona activa”, las deformaciones del terreno inducen tensiones tangenciales en los bulones dirigidas hacia el exterior, que tienden a “extraerlos” (ver figura 4.10.a). En la segunda, situada hacia el interior del terreno y llamada “zona resistente”, las tensiones tangenciales sobre los clavos se dirigen hacia el interior, reflejando la oposición de los bulones a ser arrancados.

En estas condiciones la línea de $T_{m\acute{a}x}$ puede considerarse como una superficie de deslizamiento potencial, aunque no representa necesariamente la superficie más desfavorable desde el punto de vista de un análisis de equilibrio límite.

En definitiva y a la vista de la descripción realizada, los bulones de refuerzo cumplen la misión de sujetar la zona activa, impidiendo que deslice. Para conseguirlo se deben garantizar dos aspectos.

- En primer lugar la resistencia última a tracción de los clavos deberá ser suficiente para soportar las tracciones máximas con un adecuado coeficiente de seguridad.

⁸ Frecuentemente bastante verticalizada desde la coronación hasta aproximadamente 1/3 de la altura del talud, contada desde la base.

- En segundo lugar, la entrega de los bulones en el terreno de la zona resistente habrá de ser suficiente como para evitar su arrancamiento, de nuevo con un factor de seguridad adecuado.

4.3.4.- Distribución y órdenes de magnitud de las tracciones máximas.

A modo de resumen de las principales observaciones realizadas, en los párrafos anteriores se ha indicado que las tracciones en los clavos de refuerzo se desarrollan a medida que progresa la ejecución del desmonte y se acumulan las deformaciones. Se ha indicado asimismo que dicho desarrollo tiene lugar principalmente durante las dos o tres etapas de excavación posteriores a la de instalación de cada clavo. Todo ello da lugar a que los bulones de refuerzo de la parte inferior del talud se encuentren menos cargados que los de la parte superior. Finalmente se ha mostrado que las tracciones máximas en los clavos se sitúan a lo largo de una determinada línea en el interior del macizo de suelo, línea que separa dos zonas denominadas activa y pasiva.

En lo que respecta a los órdenes de magnitud de las tracciones máximas desarrolladas en los clavos, se cuenta también con bastante información procedente de la auscultación de obras.

Para la representación y análisis de los datos disponibles resulta conveniente considerar un coeficiente K adimensional definido de la siguiente forma:

$$K = \frac{T_{\max} \cdot \cos \theta}{\gamma \cdot z \cdot S_V \cdot S_H}, \text{ siendo:}$$

- γ el peso específico aparente del suelo.
- z la profundidad medida desde la coronación del muro.
- T_{\max} la tracción máxima de los clavos situados a profundidad z .

- θ el ángulo de inclinación de los clavos con respecto a la horizontal (positivo en el sentido de las agujas del reloj, esto es, con la perforación descendente).

En la expresión anterior γz representa la presión vertical debida a la sobrecarga de tierras al nivel del clavo, (σ_v) , y $\frac{T_{\max} \cdot \cos \theta}{S_V \cdot S_H}$ la presión horizontal media derivada de dividir la tracción horizontal máxima ($T_{\max} \cdot \cos \theta$) por su área tributaria ($S_V \cdot S_H$).

En consecuencia, el coeficiente K antes definido viene a ser el “coeficiente de empuje horizontal equivalente” del terreno situado en la zona de tracción máxima del clavo. Obviamente, conocidas las características resistentes del terreno, el coeficiente K así definido puede compararse fácilmente con otros coeficientes de empuje habituales, como el de empuje activo (K_a), el de empuje al reposo (K_0), etc, lo que permite comprender e interpretar mejor los resultados de las mediciones.

Utilizando ese sencillo concepto, en el gráfico de la figura 4.11 se muestran las tracciones máximas medidas en los bulones de uno de los muros experimentales del proyecto Clouterre, 1991. En el eje de ordenadas se representa la profundidad contada desde la coronación del talud clavado, y en el de abscisas la tracción máxima medida, expresada de forma adimensional.

La expresión adimensional de la tracción máxima de la figura no es idéntica a la definida anteriormente, pero sí muy similar. En este caso se ha empleado en el denominador la altura total o máxima del muro clavado, H, y no la profundidad z, pero la relación entre ambas es sencilla:

$$\frac{T_{\max} \cdot \cos \theta}{\gamma \cdot H \cdot S_V \cdot S_H} = \frac{T_{\max} \cdot \cos \theta}{\gamma \cdot z \cdot S_V \cdot S_H} \cdot \frac{z}{H} = K \cdot \frac{z}{H}$$

Finalmente, además de las medidas realizadas, en el mismo gráfico se muestran dos líneas rectas adicionales, que representan las distribuciones de tensiones teóricas correspondientes a las situaciones de empujes activo y reposo.

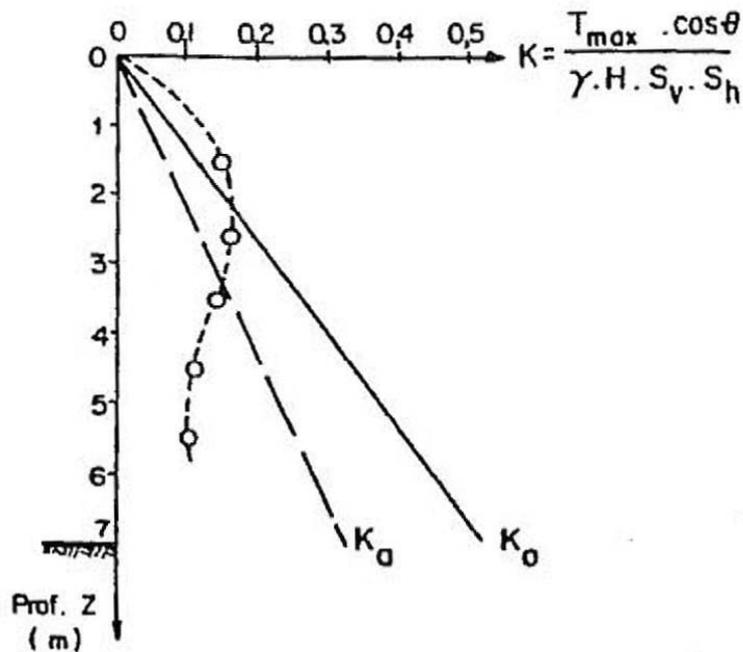


Figura 4.11: Tracciones máximas medidas en el muro experimental nº 1. (Clouterre, 1991).

Como puede comprobarse, los resultados obtenidos indican que en la zona superior del talud las tensiones horizontales del terreno, en el entorno de los puntos de tracción máxima de los clavos, se aproximan o incluso superan el estado de empuje al reposo ($K \geq K_0$). Este efecto vendría a significar que la inclusión de los bulones limita considerablemente las deformaciones del terreno.

En la zona inferior del talud, sin embargo, el estado tensional resulta incluso inferior al de empuje activo ($K < K_a$). La explicación a esta observación procede del desarrollo de un cierto efecto arco entre la parte superior del terreno en las proximidades del paramento y la base del talud, hacía en el interior de la masa de suelo, lo que daría lugar a una reducción en las presiones verticales actuantes con respecto a las teóricas (γz).

Un segundo ejemplo de distribución de las tracciones máximas en los clavos, que aglutina los resultados de un gran número de obras, se recoge en la figura 4.12.

En este caso en el eje de ordenadas se representa la profundidad medida desde la coronación del talud en forma adimensional (z/H), y en el eje de abscisas la tracción máxima en los clavos ($T_{\max} = t_N$ en la figura), de forma también adimensional, mediante la expresión:

$$\frac{t_N}{K_a \cdot \gamma \cdot H \cdot S_V \cdot S_H}$$

La relación entre dicha expresión y el coeficiente de empuje K antes definido puede obtenerse de la siguiente forma:

$$\frac{t_N}{K_a \cdot \gamma \cdot H \cdot S_V \cdot S_H} = \frac{T_{\max} \cdot \cos \theta}{\gamma \cdot z \cdot S_V \cdot S_H} \cdot \frac{1}{K_a} \cdot \frac{z}{H} \cdot \frac{1}{\cos \theta} = \frac{K}{K_a} \cdot \frac{z}{H} \cdot \frac{1}{\cos \theta}$$

Finalmente, en la figura se ha trazado una línea recta que correspondería al estado activo ($K=K_a$) en la hipótesis de que los clavos fuesen horizontales ($\cos\theta=1$).

Como puede comprobarse, de nuevo en los dos tercios superiores del muro clavado las tensiones horizontales del terreno en el entorno de los puntos de tracción máxima superan netamente el estado activo, si bien la dispersión resulta francamente importante. Así, la fuerza de tracción adimensional definida en el gráfico en esta zona oscila entre 0,4 y 1, con un valor medio del orden de 0,7.

En el tercio inferior, las tensiones horizontales actuantes en los clavos se sitúan claramente por debajo del estado de empuje activo, tendiendo a 0 al pie del talud.

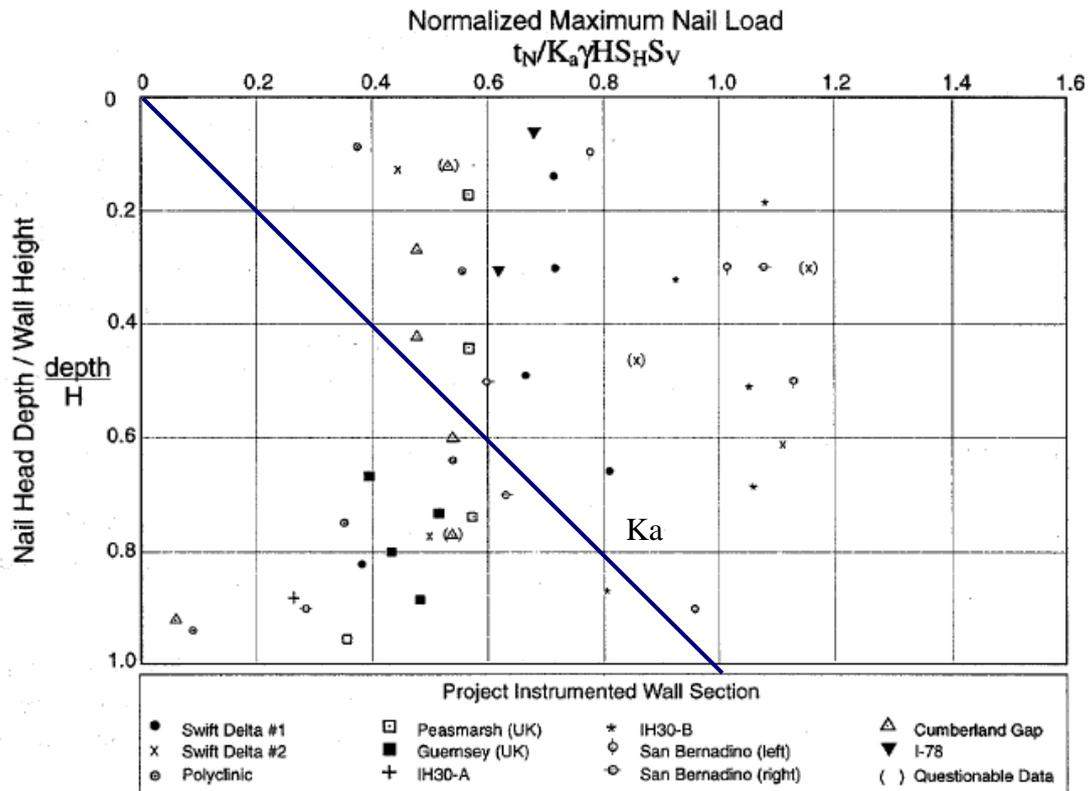


Figura 4.12: Tracciones máximas medidas (tomado de FHA, 1998).

4.3.5.- Distribución y órdenes de magnitud de las tracciones en el paramento (T_0).

Los datos experimentales disponibles sugieren que las tracciones de los clavos junto a la piel o paramento (T_0) resultan sustancialmente inferiores a las tracciones máximas (T_{max}). La relación T_0/T_{max} depende de numerosas variables, tales como el tipo y características del suelo, la profundidad, la rigidez del paramento, la rigidez de los clavos, el espaciamiento entre clavos, etc. De entre ellas, intuitivamente la de mayor influencia sería precisamente la última, el espaciamiento entre clavos.

Las "Recommandations Clouterre, 1991" aconsejan adoptar las siguientes expresiones empíricas:

- $\frac{T_0}{T_{\max}} = 0,5 + \frac{S - 0,5}{5}$, para $1 \leq S \leq 3$ m
- $\frac{T_0}{T_{\max}} = 0,6$, para $S \leq 1$ m
- $\frac{T_0}{T_{\max}} = 1$ para $S \geq 3$ m

donde:

- S es el máximo espaciamiento entre clavos $S = \max \{S_V, S_H\}$

- T_{\max} es la tracción máxima correspondiente al muro clavado en fase definitiva. Su magnitud se define en el documento citado como el mínimo entre la resistencia admisible al arrancamiento y la resistencia admisible a tracción: $T_{\max} = \min \{T_{\text{arr}}^{\text{adm}}; T_{\text{trac}}^{\text{adm}}\}$ (ver apartados siguientes).

Más información puede extraerse del manual de la FHA, 1998, que de nuevo contiene una amplia muestra de medidas realizadas. Se han recogido en la figura 4.13, con los mismos criterios de normalización de la figura 4.12, si bien en esta ocasión t_N corresponde a la tracción en el paramento T_0 .

Observando la figura se puede apreciar que la forma de la distribución de tensiones en el paramento es similar a la del gráfico de tracciones máximas, aunque sus valores resultan netamente más reducidos. Así, en la mitad o los dos tercios superiores del talud los valores normalizados oscilan entre 0,3 y 0,7, con una media en el rango de 0,4 a 0,45, esto es, del orden del 60% de las tracciones máximas. Esta observación se encuentra en buena correspondencia con las recomendaciones Clouterre antes descritas para espaciamientos es del orden de 1 a 1,5 m, habituales en la práctica estadounidense.

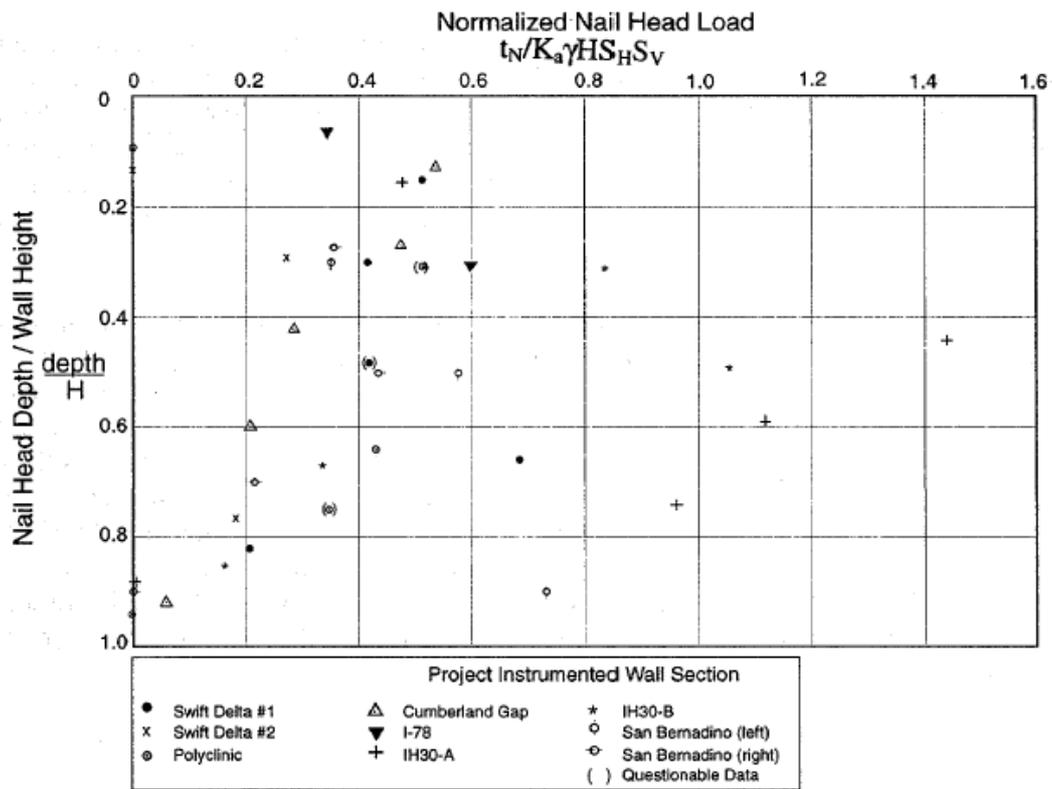


Figura 4.13: Tracción de los bulones junto al paramento (tomado de FHA, 1998).

A la vista de estos resultados, el manual de la FHA, 1998 recomienda adoptar, para taludes clavados con espaciamientos habituales de 1 a 2 m y paramento flexible de gunita, una tracción de servicio en el paramento de al menos⁹:

$$T_0 = 0.5 \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H \cdot S_H \cdot S_V$$

⁹ Este valor de la tracción de servicio se encontrará obviamente condicionado por otros factores que habrán de ser comprobados, como la resistencia a flexión, la resistencia del paramento frente al punzonamiento, la resistencia última a tracción de los clavos, etc.

4.4.- Contribución de los clavos a flexión y cortante.

Desde el punto de vista del diseño, la consideración de esfuerzos cortantes y de flexión en los clavos ha estado sujeta una cierta controversia. En este sentido, los procedimientos de cálculo propugnados en las “Recommandations Clouterre, 1991” incorporan ambos tipos de contribución, mientras que otras metodologías empleadas habitualmente en EEUU y otras partes de Europa tan sólo consideran los esfuerzos de tracción.

Analizando este aspecto con algo de detalle, no cabe duda de que la contribución a flexión y cortante de las inclusiones de refuerzo dependerán en primer lugar de sus características mecánicas. Así, en el caso de inclusiones muy flexibles, como las geomallas o los flejes de los macizos de suelo reforzado (tierra armada), los esfuerzos de flexión o cortante serán despreciables a efectos prácticos.

En el caso de los redondos de acero corrugado utilizados habitualmente en los taludes clavados, su rigidez resulta superior, quizás ya no despreciable, y por lo tanto ante un movimiento o deslizamiento del talud, tenderán a doblarse y a movilizar esfuerzos distintos a los de tracción pura (flexión y cortante). Sobre el suelo que los circunda se producirá asimismo una presión lateral que se opondrá al movimiento transversal del clavo.

En definitiva, en estas circunstancias y desde un punto de vista estricto de diseño sería lógico considerar, además de la resistencia al arrancamiento de los clavos embutidos en el terreno, las correspondientes resistencias últimas a flexión y cortante, así como la resistencia lateral del terreno frente al “empuje horizontal” de las inclusiones. La incorporación de todas estas componentes o criterios de rotura en cálculo da lugar al denominado “análisis multicriterio”, desarrollado por Blondeau, F. et al (1984)¹⁰ y propugnado en las “Recommandations Clouterre, 1991”.

¹⁰ Una excelente descripción en castellano de todas las variables implicadas en este tipo de análisis y la forma de obtenerlas puede consultarse en Puebla, J. (1986).

A pesar de las observaciones anteriores la experiencia indica que, en realidad, cuando la orientación de los clavos es cercana a la horizontal (lo más frecuente por la optimización de su trabajo a tracción), su contribución a flexión y cortante resulta muy escasa, al menos bajo cargas de servicio, lo que permitiría llevar a cabo un diseño basado exclusivamente en los esfuerzos de tracción de los clavos. Esta es el precisamente la hipótesis seguida en el manual de la FHA, 1998.

Esta afirmación se ve refrendada por los datos experimentales disponibles e incluso por análisis teóricos. A modo de ejemplo, en la figura 4.14 se muestran los resultados de algunos ensayos en modelo reducido para situaciones de servicio. La nomenclatura seguida es similar a la de la figura 4.11, siendo este caso $T_{c_{max}}$ el máximo esfuerzo cortante medido en cada clavo y T_{max} su máximo esfuerzo de tracción.

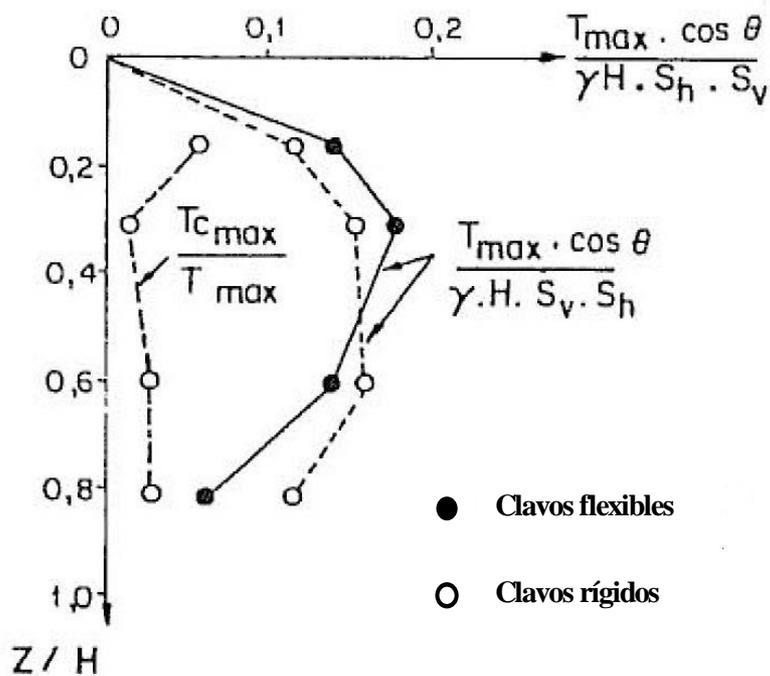


Figura 4.14: Comparación de esfuerzos de tracción y cortante en un talud claveteado (modelo reducido). Tomado de Clouterre, 1991.

Ahondando en este aspecto, las mismas “Recommandations Clouterre, 1991” indican que para movilizar la resistencia a flexión y cortante de los clavos son necesarias deformaciones muy importantes, a tal punto que los modelos de experimentación a escala real parecen sugerir que la resistencia a flexión de las inclusiones sólo se moviliza realmente en las proximidades de la rotura (deslizamiento).

En esta situación, las flexiones producidas tienden a reorientar los clavos a favor de la superficie de rotura, con lo que también se reorientan sus tracciones, produciendo un efecto favorable desde el punto de vista de la seguridad y la sujeción final del talud, impidiendo en gran medida una rotura catastrófica (figura 4.15).

Estas mismas observaciones se recogen en el documento de actualización “Additif 2002 aux Recommandations Clouterre 1991”, en el que se indica que, para las ligeras inclinaciones habituales en los clavos, no resulta necesario tener en cuenta la resistencia a flexión de éstos.

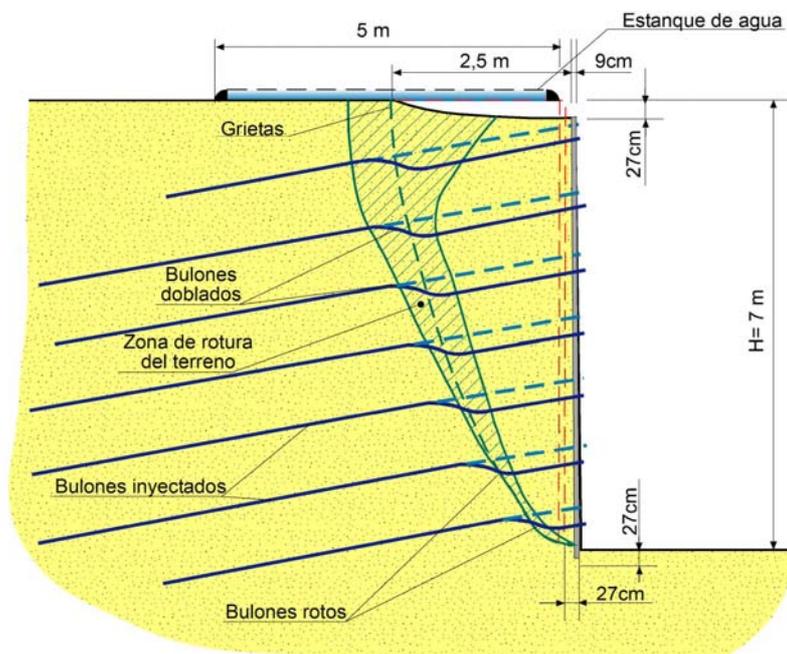


Figura 4.18: Rotura del muro de ensayo nº 1. Se observa la flexión y reorientación de los clavos a lo largo de la superficie de deslizamiento. (Clouterre, 1991).

5.- PROYECTO DE TALUDES CLAVADOS.

5.1.- Diseño inicial.

Como en otros campos de la ingeniería, el proyecto de un talud clavado se desarrolla en etapas, por aproximaciones sucesivas. Una vez estudiadas las necesidades y peculiaridades de las obras a realizar, así como las características del terreno (capítulo 2), se estará en disposición de decidir sobre la viabilidad de este tipo de solución geotécnica. Para ello habrá que considerar entre otras cosas la topografía, las restricciones de espacio, la proximidad de estructuras, etc. A partir de estas consideraciones se podrán estimar a su vez la inclinación del paramento del talud y la altura del mismo.

El siguiente paso será seleccionar una distribución de bulones razonable, que posteriormente habrá de ser comprobada por medio de los pertinentes cálculos, adaptando progresivamente el diseño inicial si resulta necesario o conveniente hasta alcanzar una solución definitiva, suficientemente satisfactoria.

Para la realización de este diseño tentativo inicial ya se han esbozado algunas ideas a lo largo de los capítulos anteriores. Así, en lo que respecta al tipo de bulón, para el procedimiento más habitual de clavos perforados e inyectados, lo normal es emplear barras corrugadas convencionales, con diámetros comprendidos entre 25 y 40 mm (de 20 a 60 mm según Clouterre, 1991). Obviamente el diámetro de las barras tenderá a ser mayor cuanto mayor sea el espaciamiento previsto.

En cuanto a dicho espaciamiento, salvo en situaciones en las que preocupe especialmente la estabilidad de las bancadas de excavación, se optará por una malla cuadrada de bulones, con espaciamientos en horizontal y vertical del orden de 1 a 2 m

Dentro de este intervalo se seleccionaran menores espaciamientos cuanto peores sean las características resistentes del terreno, mayores sean la altura del talud o la pendiente de la ladera en coronación, menor resistencia a tracción tengan los bulones, etc.

Con el fin de optimizar su funcionamiento a tracción, la inclinación de los bulones tenderá a ser pequeña, del orden de 5 a 15°, salvo en los casos en los que sea preciso salvar alguna estructura con las filas superiores. En cuanto a su disposición, la primera fila de bulones se intentará situar a menos de 1 m de la coronación del talud con el fin de reducir el voladizo superior, y se centrará en la primera bancada de excavación.

Con respecto a las longitudes de los bulones, éstas suelen oscilar entre el 80 y el 120% de la altura máxima del talud ($0,8H$ a $1,2H$), dependiendo del tipo de terreno, del tipo de bulón, de la estimación de su resistencia al arrancamiento, de la inclinación adoptada para el talud, de la pendiente natural del terreno en su coronación, de la proximidad de estructuras sensibles a los asentos, etc.

Al menos a efectos de prediseño, lo más habitual será que todos los bulones se prevean con la misma longitud, independientemente de su situación en el talud (figura 5.1.a). Para alturas de muro importantes, en tanteos sucesivos se podrá finalmente optar por una distribución no uniforme de longitudes, colocando los de mayor longitud en la zona superior, donde se producen las mayores tracciones y se acumulan las mayores deformaciones (figura 5.1.b).

En todo caso la disposición contraria, esto es, con los bulones más largos situados hacia el pie del talud, resultará siempre poco aconsejable, toda vez que, a igualdad de circunstancias (a igualdad del coeficiente de seguridad), suele dar lugar a mayores deformaciones (figura 5.1.c).

Desde un punto de vista práctico, el proceso de prediseño anterior se encuentra sistematizado, en mayor o menor medida, mediante ábacos y gráficos, tanto en las *Recommandations Clouterre*, 1991 como en el manual de la FHA (1991). Evidentemente estas aproximaciones iniciales no incluyen todos los factores que pueden influir en un proyecto definitivo (estructuras cercanas, por ejemplo), pero no cabe duda que pueden representar una ayuda importante en las primeras fases del proyecto.

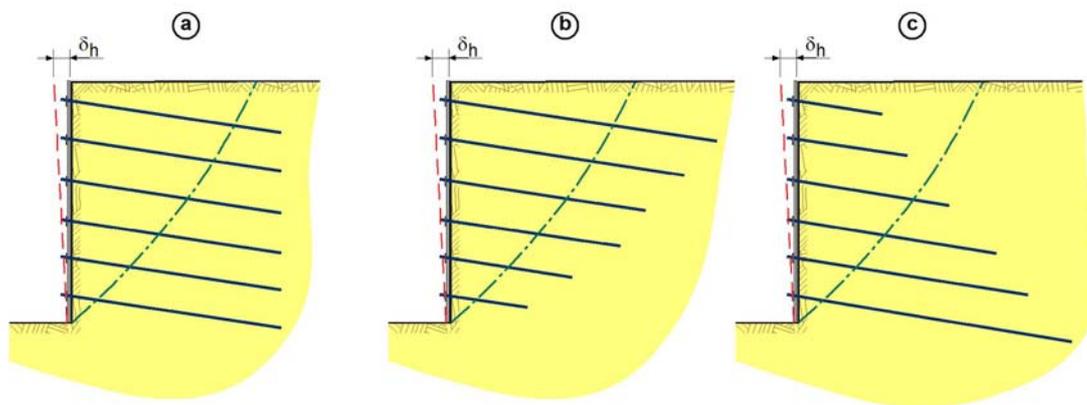


Figura 5.1: Distribución de clavos (tomado de Clouterre, 1991)

Finalmente, dependiendo de la metodología a seguir habrá que prediseñar también un paramento (procedimiento de la FHA, 1998).

Una vez se cuente con un primer diseño geométrico del talud se podrá proceder a la realización de las comprobaciones pertinentes (estabilidad y hundimiento principalmente) y a su afinamiento o modificación si resultan precisos.

5.2.- Resistencias admisibles a considerar en diseño.

Evidentemente, entre los factores principales a considerar en el proyecto y cálculo de un talud clavado se encontrarán las resistencias disponibles o admisibles de los diferentes elementos y materiales implicados (clavo, interfaz clavo-terreno, terreno y paramento):

5.2.1.- Resistencia admisible a tracción en los clavos.

Es la más inmediata y sencilla de obtener, ya que depende exclusivamente del material que constituye los clavos. Dado que habitualmente se emplean barras corrugadas, serán el tipo de acero y el diámetro de las barras los que definirán su

resistencia última a tracción (T_{trac}^{ult}) y, mediante la aplicación de un factor de seguridad adecuado, la resistencia admisible a considerar.

$$T_{trac}^{adm} = \frac{T_{trac}^{ult}}{F_{trac}}$$

5.2.2.- Resistencia admisible al arrancamiento en los clavos.

Con el fin de asegurar el correcto funcionamiento a tracción de los clavos, éstos deberán prolongarse suficientemente en el terreno, de manera que se cuente con una “longitud adherente” o “longitud de bulbo” suficiente. Como en el caso de los anclajes, la tracción o resistencia última de arrancamiento de los clavos vendrá dada por una expresión del tipo:

$$T_{arr}^{ult} = \pi \cdot D \cdot L_a \cdot q_s, \text{ siendo:}$$

- D: El diámetro representativo del cilindro de contacto suelo-inclusión. Depende obviamente del sistema de ejecución y, para el caso más frecuente de bulones perforados e inyectados, será función a su vez del tipo de inyección (IGU, IRS, clavos autoperforantes, etc).
- L_a : longitud de anclaje disponible (longitud de adherencia suelo-inclusión).
- q_s : tensión tangencial límite o última del contacto suelo-clavo, también llamada en ocasiones tensión última de transferencia, que lógicamente depende muy directamente del tipo de inclusión, del terreno y de la forma de instalación.

Mediante la aplicación de un factor de seguridad apropiado¹¹ se podrá obtener la resistencia o tracción admisible al arrancamiento a emplear en diseño:

¹¹ Dicho factor resulta variable en función de la referencia empleada y del tipo de comprobación (estado límite último o de servicio).

$$T_{arr}^{adm} = \frac{T_{arr}^{ult}}{F_{arr}}$$

Ahora bien, en función del método de cálculo empleado, es bastante frecuente que dicha resistencia admisible se exprese por metro lineal de bulbo de anclaje, esto es:

$$Q = \frac{1}{F_{arr}} \cdot \pi \cdot D \cdot q_s$$

En consecuencia, la tracción total admisible en un determinado clavo con una longitud de bulbo disponible L_a vendrá dada por la expresión:

$$T_{arr}^{adm} = \frac{T_{arr}^{ult}}{F_{arr}} = Q \cdot L_a$$

Desde un punto de vista práctico, lo más recomendable es que la determinación de (q_s) se realice acudiendo a ensayos específicos de arrancamiento e idoneidad¹². No obstante, a efectos de prediseño puede también estimarse a partir de correlaciones contenidas en la bibliografía (Bustamante, M (1986); BS 8081 (1989); HP-8 (96); D.G.C. (2001), etc).

Una observación de interés es que en suelos con dilatancia positiva (suelos granulares algo densos), las tensiones tangenciales originadas entre el clavo y el suelo circundante tienden a aumentar el volumen de éste último. Sin embargo, el resto de la masa de terreno se opone a su dilatación, con lo que esta tendencia se transforma en un incremento de las tensiones normales ($\Delta\sigma$) que actúan sobre la interfaz. Por tanto, la tensión actuante en la interfaz clavo-suelo puede resultar superior a la que cabría

¹² Además de la pura resistencia al arrancamiento, dependiendo de la vida útil prevista para el talud clavado y el tipo de terreno, habrá que considerar la fluencia del bulbo mediante los pertinentes ensayos de fluencia.

deducir a partir de simple la sobrecarga de tierras al nivel del clavo (σ_0) y, en consecuencia, la resistencia al arrancamiento también lo será (figura 5.2).

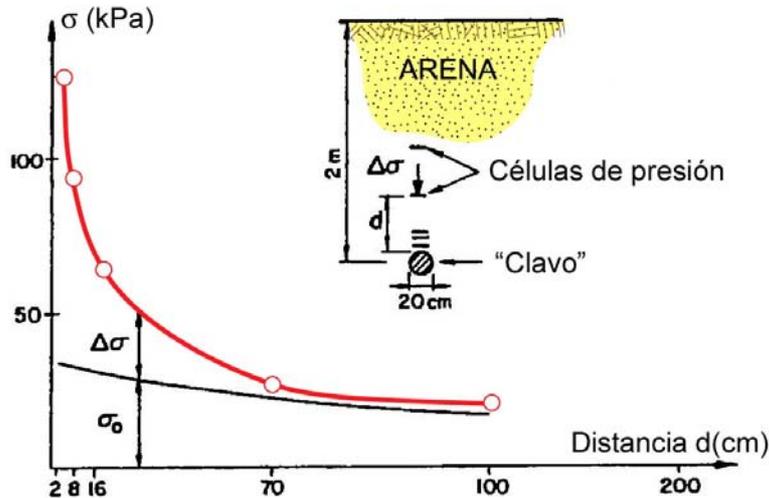


Figura 5.2: Aumento de las presiones normales de confinamiento en los clavos por efecto de la dilatación (tomado de Clouterre, 1991).

Una segunda observación de interés es que, a igualdad del resto de factores (tipo de clavo, terreno, forma de instalación, etc), la tensión tangencial última (q_s) puede ser relativamente independiente de la profundidad, o lo que es lo mismo, de la presión de confinamiento del clavo.

Este efecto se debe muy probablemente a que, a medida que aumenta la tensión efectiva inicial (σ_0), disminuye el efecto de dilatación ($\Delta\sigma$), con lo que ambas componentes se va compensando de alguna manera en profundidad (figura 5.3).

Otro aspecto a destacar es que las observaciones acumuladas indican que la resistencia última al arrancamiento (q_s) se moviliza con desplazamientos relativos clavo-suelo muy pequeños, del orden de tan sólo 1 ó 2 mm, lo que evidentemente resulta un aspecto muy relevante desde el punto de vista del diseño.

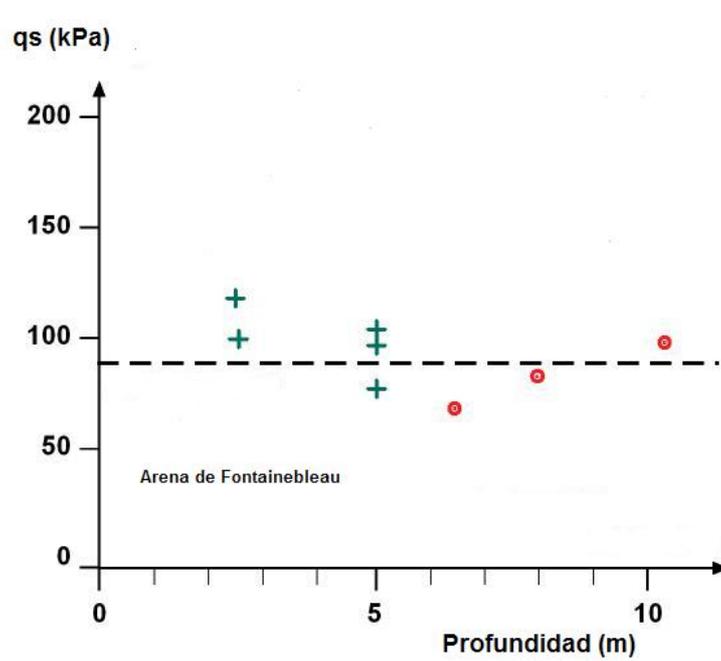


Figura 5.3: Variación de la fricción unitaria q_s con la profundidad (tomado de Clouterre, 1991).

Finalmente y también con indudable interés, se observa que en un suelo con un cierto porcentaje de finos, el grado de saturación puede reducir de forma drástica la resistencia al arrancamiento. De hecho y como es sabido, en un suelo eminentemente fino (limo y arcilla), la resistencia al arrancamiento puede quedar reducida a una fracción de la resistencia al corte sin drenaje del suelo.

Para ilustrar este efecto, en la figura 5.4 se muestran dos ensayos de arrancamiento llevados a cabo sobre los flejes de una tierra armada constituida por una grava muy arcillosa (34% de finos). El primero corresponde al arrancamiento de un fleje de armadura en condiciones más o menos ideales (con el terreno a la humedad óptima del ensayo Proctor Normal). El segundo ensayo corresponde al mismo material una vez alcanzado un 100% de saturación.

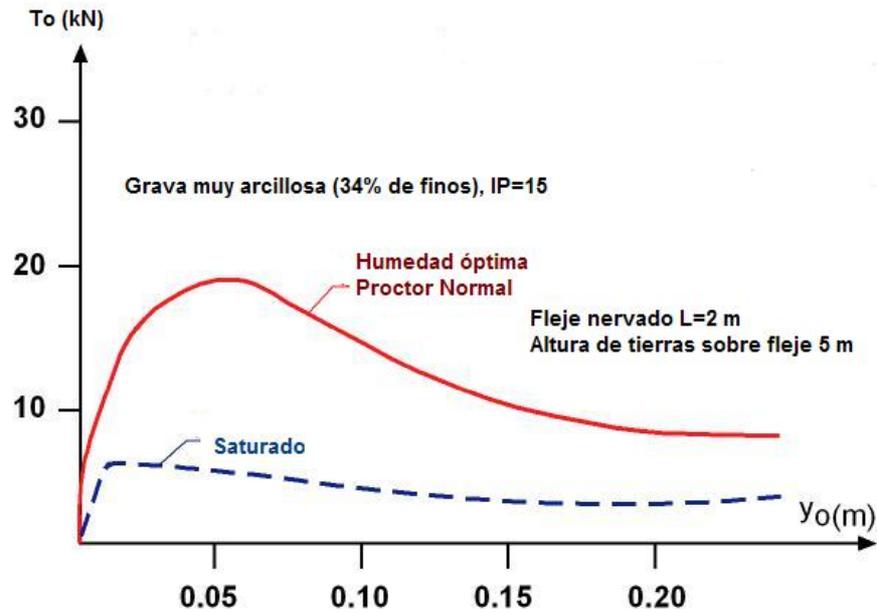


Figura 5.4: Ensayos de tracción de flejes de tierra armada en una grava arcillosa. Influencia del grado de saturación (tomado de Clouterre, 1991).

Como puede comprobarse, la resistencia al arrancamiento del terreno saturado puede resultar al menos 2 veces inferior a la del suelo sin saturar, produciéndose además la rotura con un nivel de deformaciones 3 veces menor.

Estos resultados avalan evidentemente los comentarios realizados en apartados anteriores en cuanto a la necesidad de asegurar que el talud de suelo claveteado se encuentre convenientemente drenado en todo momento.

5.2.3.- Resistencia al corte admisible del terreno.

Como en tantos otros problemas de la Mecánica del Suelo, el criterio de rotura adoptado para el terreno en el claveteado de taludes suele ser el de Mohr-Coulomb:

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan \phi', \text{ donde:}$$

- τ_f = resistencia al corte límite del terreno
- σ' = tensión efectiva normal al plano de rotura
- c' = cohesión efectiva
- ϕ' = ángulo de rozamiento interno efectivo

Y la determinación de la resistencia admisible se establece seleccionando un factor de seguridad en la forma tradicional:

$$\tau_m = \frac{c'}{F_{\text{terr}}} + \sigma' \cdot \frac{\tan\phi'}{F_{\text{terr}}}$$

5.2.4.- Resistencia admisible y esfuerzos en el paramento.

Como se ha señalado en apartados anteriores, el paramento de un talud claveteado sirve de elemento de contención del suelo situado en su trasdós, que obviamente ejerce sobre él unos ciertos empujes que han de tenerse en cuenta en el diseño.

Como también se ha descrito, la distribución de dichos empujes no se ajusta a la de un muro de contención convencional (empujes activos), siendo en general su magnitud sustancialmente menor.

Estas diferencias se deben al confinamiento proporcionado por el conjunto paramento-clavos, que facilita el desarrollo de efectos arco en el suelo cercano. Este “abovedamiento” del terreno entre clavos da lugar a una reducción de la presión vertical real con relación a la teórica (la sobrecarga de tierras $\sigma_v = \gamma h$), y a una concentración de las presiones horizontales resultantes en el entorno de la conexión paramento-clavos.

Evidentemente el “grado de abovedamiento” anterior, y por lo tanto la magnitud de los empujes y esfuerzos sobre el paramento y las tracciones en la cabeza de los clavos, dependerá principalmente del grado de confinamiento, que intuitivamente serán función del espaciamiento entre clavos y de la rigidez del propio paramento.

Desde el punto de vista del diseño, en 4.3.5 se han apuntado dos criterios empíricos (Clouterre, 1991 y FHA, 1998) que permiten estimar la fuerza de tracción de los clavos junto al paramento (T_0). A partir de ellos se pueden estimar los esfuerzos en el mismo y realizar las pertinentes comprobaciones estructurales (hormigón armado). A continuación se describen en algo más de detalle ambos métodos.

5.2.4.1.- Clouterre, 1991.

En el caso de las Recommendations Clouterre, 1991 (figura 5.5), el valor de T_0 señalado en 4.3.5 se emplea directamente para realizar las pertinentes comprobaciones estructurales en el paramento (flexión y punzonamiento), suponiendo para ello un reparto uniforme de tensiones horizontales.

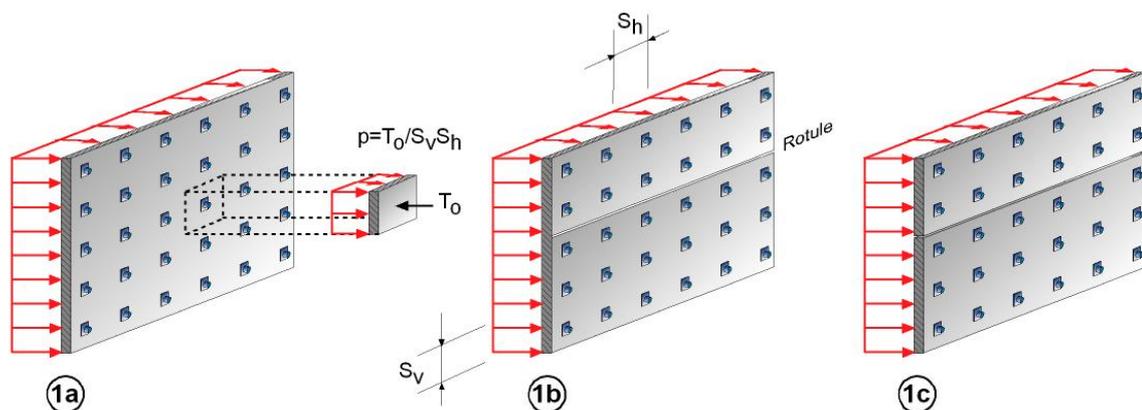


Figura 5.5: Distribución de tensiones e hipótesis de cálculo del paramento (tomado de Clouterre, 1991).

Las diversas hipótesis o modos de cálculo a considerar se diferencian de la siguiente forma:

- Caso 1.a: Obras de duración inferior a 18 meses, en las que las armaduras del paramento cumplen con los criterios de solapo entre las sucesivas bancadas de excavación. El paramento se modeliza como una placa continua.

- Caso 1.b: Obras de duración superior a 18 meses. En este caso se supone que las uniones horizontales entre bancadas sucesivas de excavación constituyen una zona de debilidad, a pesar de que en la construcción se hayan seguido los criterios de solapo. Dichas uniones se modelizan como rótulas.
- Caso 1.c: Paramentos ejecutados sin cumplir las condiciones de solapo de armadura entre bancadas. El paramento se modeliza como una serie de franjas horizontales independientes, correspondientes a cada bancada de excavación.

5.2.4.2.- FHA, 1998.

El manual de la FHA, 1998 considera dos comprobaciones estructurales a realizar, a partir de las cuáles se determina la tracción nominal en cabeza de clavo (T_0) a emplear en diseño. Los pasos a seguir son los siguientes:

1. Se parte del hecho de que, por los motivos antes expuestos, las tensiones sobre el paramento se concentran alrededor de los clavos, dando lugar a una distribución no uniforme como la mostrada en la figura 5.6.
2. A continuación, sobre la base de experiencias previas, se adopta un dimensionamiento tentativo del paramento, esto es, se estima un espesor de gunita y un mallazo de acero, que se supone centrado en la gunita. Habitualmente dicho mallazo se refuerza localmente con dos parejas de redondos bajo las placas de los bulones, tanto en vertical como en horizontal (ver figura 3.12).
3. Estructuralmente se considera que el paramento se comporta como una placa que recibe las tensiones del terreno y se encuentra apoyada en los clavos. Sobre la base de algunas hipótesis empíricas relativas a la distribución de tensiones (más bien respecto a la concentración de éstas en el entorno de los clavos), se calculan las resistencias a flexión y a punzonamiento de la placa, y a partir de ellas se obtienen sendos valores para las reacciones en los clavos, denominadas

“resistencias nominales en cabeza” a flexión y punzonamiento respectivamente, que se designan como T_{FN} .¹³

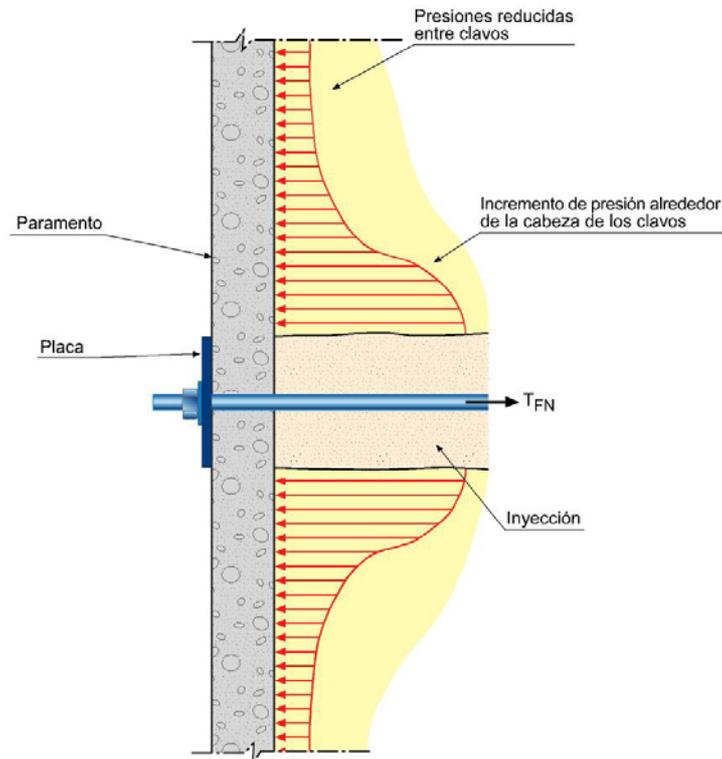


Figura 5.6: Distribución cualitativa de tensiones sobre el paramento (tomado de FHA, 1998).

- Las resistencias nominales se minoran mediante coeficientes de seguridad normalizados que dependen de la situación de cálculo y de la combinación de cargas considerada, obteniéndose las cargas (tracciones) admisibles de los clavos a flexión y punzonamiento. Se elige la menor de ellas como tracción admisible en cabeza de clavo (T_F) y se comprueba que es superior a la tracción de servicio estimada (T_0):

¹³ Cuando se prevé ejecutar un paramento definitivo de hormigón armado se sigue el mismo proceso, teniendo en cuenta para el cálculo al punzonamiento la presencia de los pernos de conexión en su caso.

- En el caso de suelos homogéneos y salvo que se disponga de mejor información, la tracción de servicio en cabeza de clavo se ajusta a la expresión deducida en 4.3.5.

$$T_0=0.5 \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H \cdot S_H \cdot S_V,$$

- En presencia de varias capas de suelo, la tracción de servicio en cabeza de clavo se puede estimar a partir de la expresión: $T_0= P_A \cdot S_H \cdot S_V/H$, donde P_A es la resultante del empuje activo por metro lineal de talud clavado, obtenida mediante la formulación de Coulomb despreciando la cohesión.
5. Si la tracción admisible obtenida (T_F) resulta inferior a la estimada (T_0) se debe modificar el diseño del paramento y repetir los pasos 2 a 5 hasta conseguir que $T_F > T_0$.

5.3.- Comprobación de la estabilidad global.

5.3.1.- Introducción. Métodos de cálculo.

El estudio del comportamiento y la seguridad de un talud en suelos constituye un problema complejo, cuya resolución requeriría en la mayor parte de las ocasiones el empleo de técnicas de elementos finitos, las únicas que, asociadas con un modelo constitutivo apropiado del terreno (relaciones tensión-deformación-resistencia), permiten con generalidad cumplir la condiciones de equilibrio y de compatibilidad. Si este tipo de análisis resulta ya de por sí complicado, no cabe duda que la consideración de los clavos de refuerzo en el sistema añade un problema adicional de interacción, cuya complejidad intrínseca (ya no meramente de cálculo) se ha esbozado en capítulos anteriores.

En el estado actual del conocimiento, la realidad es que este tipo de análisis en deformaciones se encuentra por el momento bastante limitado y, como en el caso del

cálculo de los taludes tradicionales, los métodos más empleados para el claveteado de suelos son los denominados de equilibrio límite, cuyas hipótesis principales son:

1. Se considera que el talud es indefinido, o lo que es lo mismo, el problema se estudia en condiciones bidimensionales o de deformación plana, si bien existen algunos procedimientos, no habituales, que consideran la tridimensionalidad.
2. Se supone un mecanismo de rotura a favor de determinadas superficies de deslizamiento (planas o curvas).
3. Las masas de suelo contenidas por dichas superficies se consideran bloques rígidos únicos o se subdividen en bloques más pequeños, también rígidos, dependiendo de la forma de rotura supuesta o del procedimiento de cálculo (por ejemplo en los cálculos de rebanadas tipo Bishop, Janbu, etc).
4. Se supone que cada bloque en los que se ha subdividido la masa de suelo se encuentra en equilibrio estricto bajo el efecto de las fuerzas exteriores, entre las que se cuentan en su caso los esfuerzos de tracción movilizados en los clavos. Se resuelven las ecuaciones de equilibrio estático (fuerzas y momentos) del sistema y se determina la resistencia tangencial necesaria (τ_m) en el terreno a lo largo de la superficie de deslizamiento supuesta para conseguir dicho equilibrio. Es decir, se determina el factor de seguridad F_{terr} , que se supone constante a lo largo de toda la superficie de deslizamiento considerada.

Ahora bien, la suposición inicial de un determinado mecanismo de rotura o superficie de deslizamiento da lugar a un determinado factor de seguridad asociado. Resulta pues necesario repetir el análisis con más superficies hasta obtener la más desfavorable. Ésta lógicamente se corresponderá con el mínimo factor de seguridad, cuyo valor finalmente se adopta como coeficiente de seguridad del talud.

Una de las diferencias existentes entre los diversos métodos utilizados para el cálculo de la estabilidad de taludes clavados deriva precisamente de la selección del tipo de superficie de deslizamiento (figura 5.7). Así, el denominado procedimiento alemán

(Stocker et al, 1979) asume superficies de rotura bilineales que compartimentan el talud en dos bloques. Superficies análogas son las empleadas en el procedimiento propuesto por el Departamento de Transportes de California (CALTRANS), recogido en el programa de cálculo SNAIL. En ambos casos sólo se considera la contribución de los clavos trabajando a tracción.

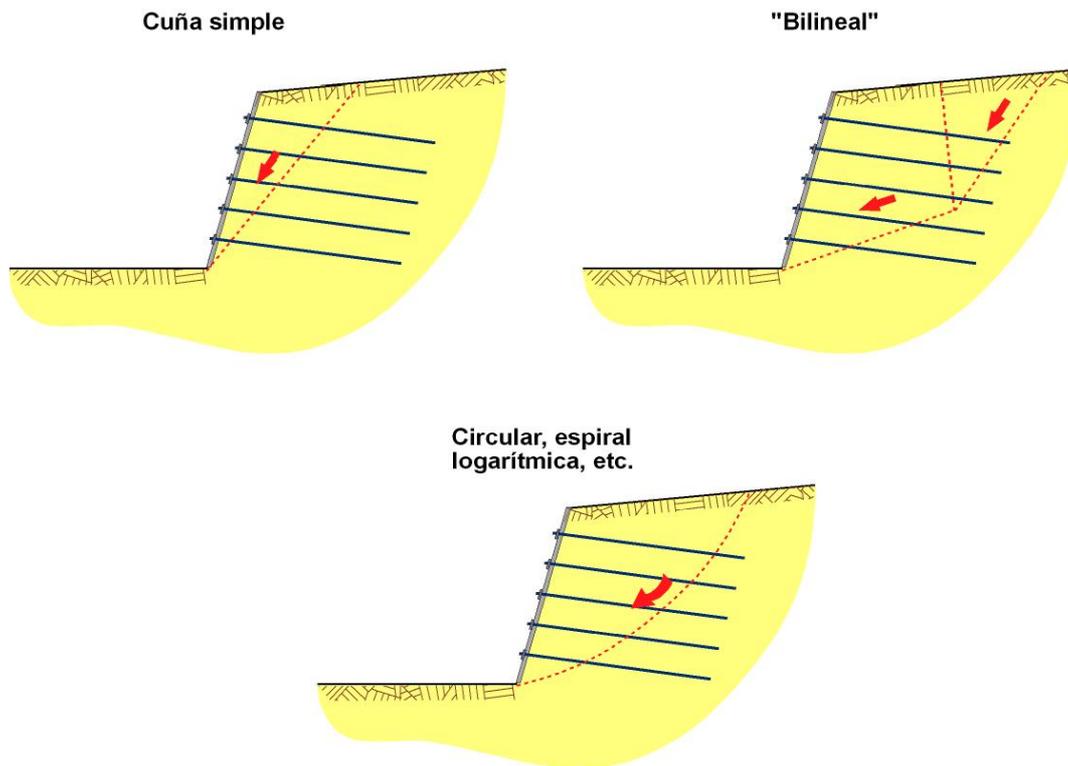


Figura 5.7: Superficies de deslizamiento supuestas en procedimientos de equilibrio límite.

En lo que respecta a los procedimientos empleados en Francia, el propuesto por Juran (1990) emplea espirales logarítmicas que pasan por el pie del talud, y considera tanto las tracciones como los esfuerzos cortantes generados en los clavos en su intersección con las superficies de rotura.

Finalmente y sin ánimo de exhaustividad, el procedimiento propugnado por las Recomendations Clouterre, 1991 utiliza métodos de rebanadas tipo Bishop con

superficies de rotura circulares (programa TALREN). En este caso se acude a un análisis multicriterio de los clavos que permite incorporar su contribución a flexión y cortante¹⁴.

5.3.2.- Modos de rotura básicos.

Independientemente de la forma adoptada para las superficies de deslizamiento, se pueden distinguir tres posibles modos o mecanismos de rotura en un talud clavado (figura 5.8).

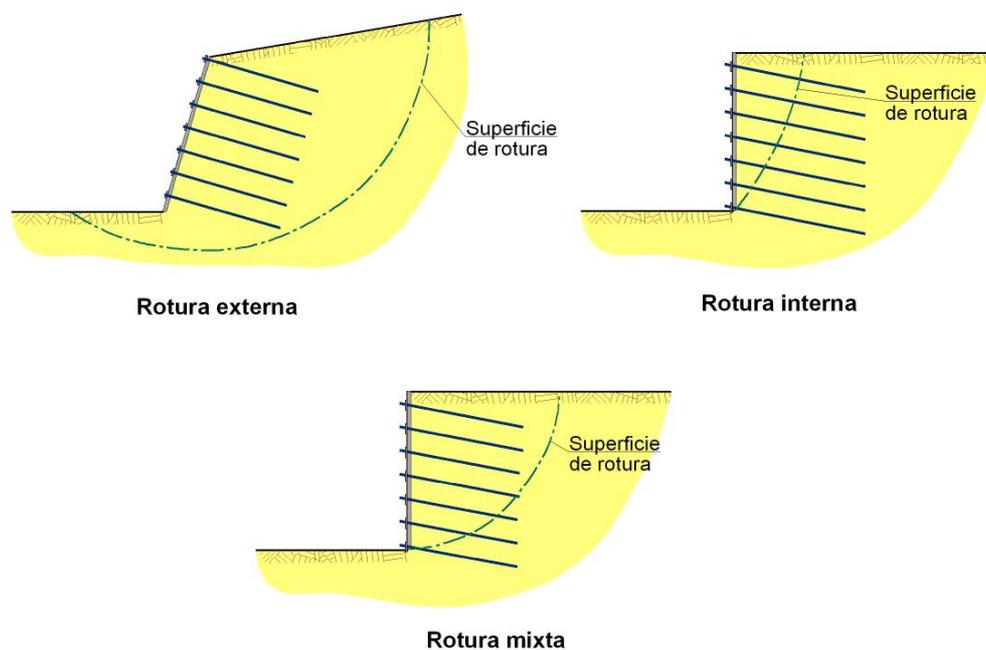


Figura 5.8: Modos de rotura principales.

¹⁴ Como se ha indicado anteriormente, en el documento complementario del año 2002 (Additif aux Recommendations Clouterre) se considera suficientemente válido y conservador considerar solamente la contribución a tracción de los clavos cuando su inclinación es pequeña.

El primero de ellos se denomina **rotura externa**, y corresponde a un mecanismo de rotura en el que la superficie de deslizamiento supuesta no llega a interceptar a los clavos, que por tanto no contribuyen a la estabilidad.

El segundo modo corresponde a una **rotura interna**, en el que la superficie de deslizamiento supuesta intercepta a todos los clavos de refuerzo. La estabilidad en este escenario dependerá por tanto de la resistencia de los clavos (tracción y arrancamiento, dependiendo ésta última de la longitud de anclaje disponible en cada bulón) y de la resistencia del paramento.

Finalmente, el tercer modo corresponde a una **rotura mixta**, en la que la superficie de deslizamiento potencial supuesta corta algunos de los clavos, y que por tanto representa una situación intermedia entre las anteriores.

5.3.3.- Diagrama de tracciones disponibles en los clavos.

A partir de las consideraciones realizadas se puede esbozar un “diagrama de tracciones disponibles” para cada uno de los clavos de un determinado talud, tal y como se representa en la figura 5.9. Dicho diagrama no es más que la representación gráfica de la tracción admisible (disponible) en cada bulón en función de dónde es interceptado por una superficie de deslizamiento cualquiera.

Así, si la superficie de deslizamiento tanteada corta al bulón en la zona C (punto (Y)), alejado una distancia (**y**) del extremo del clavo), la longitud de anclaje disponible será $L_a = y$, y la tracción disponible a efectos de cálculo $T = Q \cdot y$.

Como puede comprobarse, en esta zona el factor limitativo será la resistencia admisible al arrancamiento.

Evidentemente dicha resistencia al arrancamiento no podrá aumentar indefinidamente con la longitud de anclaje, ya que se encontrará limitada por la resistencia admisible a tracción del propio bulón. Esta es la situación que regirá en la zona B.

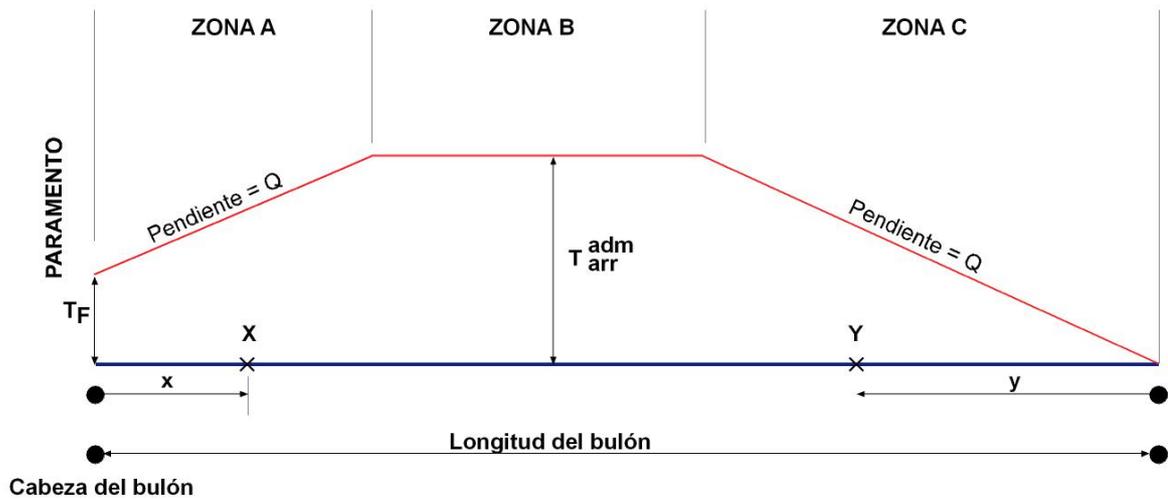


Figura 5.9: Diagrama de resistencia disponible (tomado de FHA, 1998).

Finalmente, cuando las superficies de deslizamiento tanteadas corten al bulón en la zona A, la tracción disponible en cada punto variará, como en la zona C, en función de la resistencia admisible al arrancamiento por unidad de longitud (pendiente Q). En este caso, no obstante, los límites extremos serán la resistencia admisible a tracción del bulón (frontera con la zona B) y la resistencia admisible adoptada en su conexión con el paramento (T_F).

Ilustrando la descripción anterior, en la figura 5.10 se representan los diagramas de resistencia disponible de todos los bulones de un talud clavado. Se muestran asimismo sus puntos de corte con una determinada superficie de deslizamiento bilineal y las fuerzas de tracción a incorporar en el cálculo de estabilidad para dicha superficie.

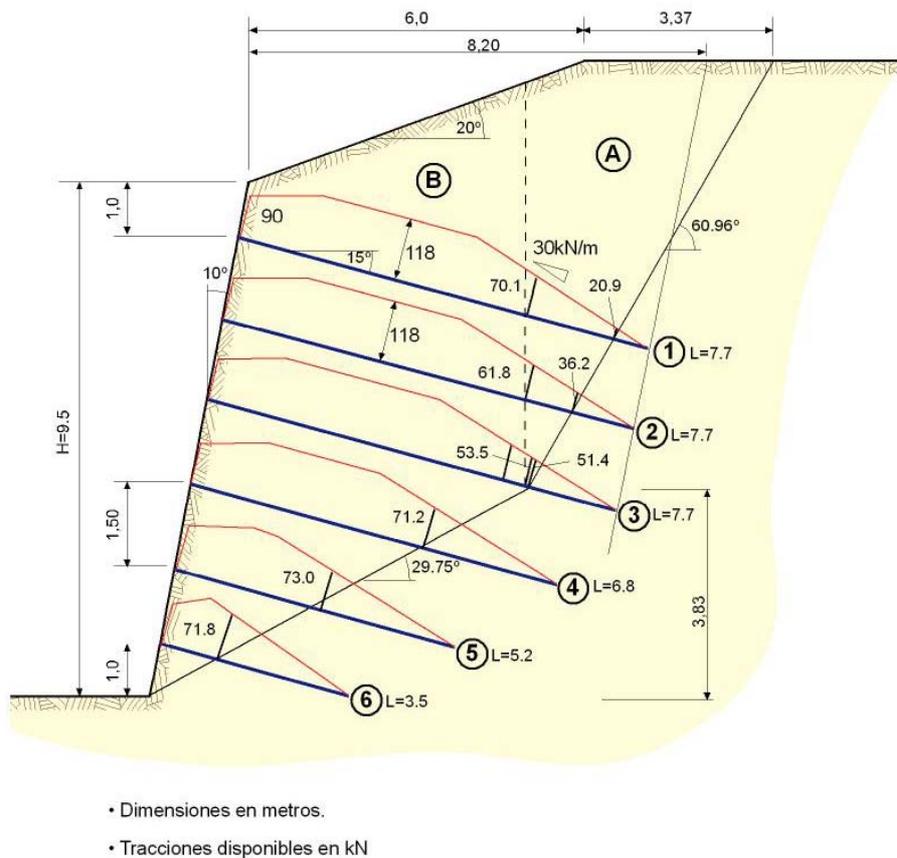


Figura 5.10: Diagramas de resistencia disponible en los clavos (tomado de FHA, 1998).

5.3.4.- Cálculo de la estabilidad al deslizamiento.

Una vez definidos los diagramas de resistencia disponible en las inclusiones (y evidentemente la geometría, las condiciones y las características del terreno), se estará en disposición de llevar a cabo el cálculo del factor de seguridad del talud clavado frente al deslizamiento. Para ello, independientemente de la forma de las superficies de deslizamiento seleccionadas, se habrán de tantear todas las posibles y se hallará la más desfavorable junto con su coeficiente de seguridad, que será el asignado finalmente al talud.

Se ha de hacer notar que en este tipo de análisis de equilibrio límite no se consideran las deformaciones, y por lo tanto la carga que absorben los clavos no es un resultado del cálculo. De hecho, como se ha descrito en 5.3.3 y se ha mostrado en la figuras 5.9 y 5.10, la contribución (tracción) de cálculo de cada clavo es en realidad un dato de partida, que depende exclusivamente de su longitud y de dónde se produzca la intersección entre éste y las sucesivas superficies de deslizamiento.

Este hecho podría dar lugar a la sobreestimación del efecto estabilizador de algunas inclusiones, especialmente de las situadas en la zona inferior del talud. Así, como se ha descrito en 4.3.4, son los clavos situados en la zona superior del talud los que mayores tracciones reciben y más contribuyen a la estabilidad del conjunto o a la limitación de las deformaciones. Los inferiores, sin embargo, se traccionan en mucha menor medida y su contribución general es menos relevante.

No obstante, basta imaginar superficies de deslizamiento que pasen por el pie del talud para comprender que la longitud de anclaje “dibujada” más allá de dichas superficies en los bulones inferiores, y por lo tanto sus tracciones de cálculo, podrían llegar a ser muy considerables, especialmente si se acude como es habitual a clavos de igual longitud en toda la altura del talud. En estas circunstancias, gran parte del factor de seguridad obtenido en un cálculo de equilibrio límite provendría precisamente de la contribución supuesta en las inclusiones inferiores, lo que no resultaría realista y podría dar lugar a la aceptación de menores longitudes de bulón en la zona superior, allí donde son más importantes.

Para hacer frente esta situación, algunos procedimientos de cálculo (FHA, 1998) reducen la longitud de cálculo de los bulones de la mitad inferior del talud, independientemente de que finalmente se ejecuten más largos. En la figura 5.11 se muestra el criterio de definición de las longitudes de cálculo, que como puede apreciarse es función de:

- la relación L/H , siendo L la máxima longitud de clavo, que en general será la seleccionada en el prediseño para todos las inclusiones del talud.

- un coeficiente adimensional $\frac{Q_D}{L/H}$, donde $Q_D = \frac{Q}{\gamma \cdot S_H \cdot S_V}$

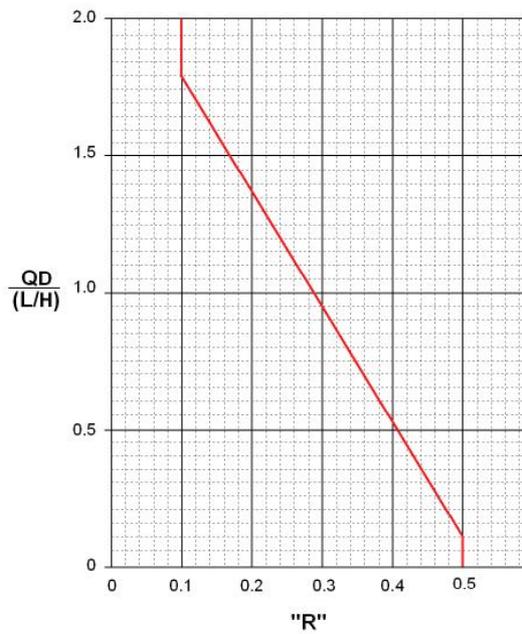
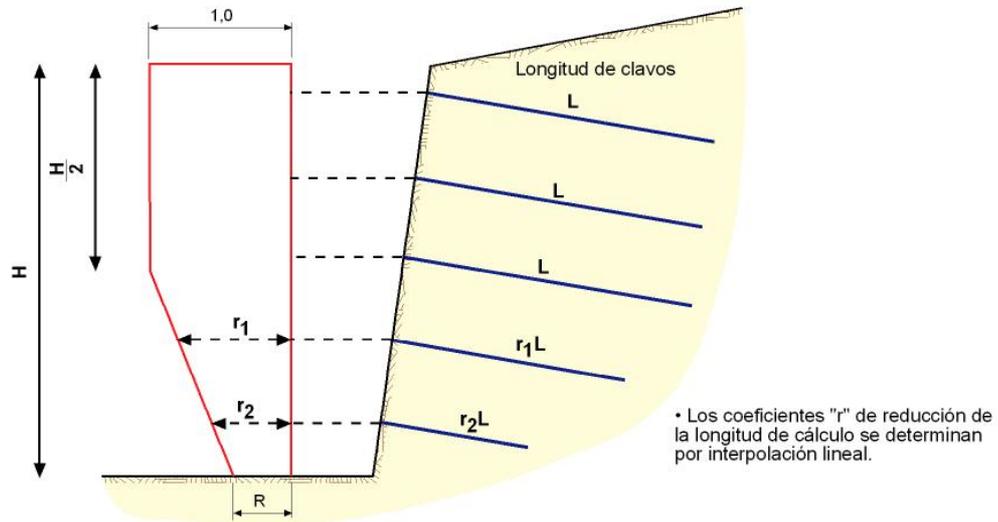


Figura 5.11: Distribución de las longitudes de cálculo de las inclusiones (tomado de FHA, 1998).

Por último, además de la situación definitiva “a talud terminado”, será necesario analizar la estabilidad de las fases provisionales de excavación. Este aspecto puede ser de especial importancia en el caso de existir estructuras cercanas.

5.4.- Otras comprobaciones de la seguridad.

Como se ha señalado anteriormente los cálculos de estabilidad al deslizamiento han de cubrir todos los modos de rotura posibles, tanteando superficies de deslizamiento que afloren en el paramento, que pasen por el pie del talud o que penetren por debajo de éste y afloren más allá de dicho pie¹⁵. Estas últimas podrán tener una especial relevancia en el caso de que el terreno de apoyo del talud clavado esté constituido por suelos finos (limos y arcillas) con nivel freático elevado.

Independientemente de dichas comprobaciones de estabilidad, también resultará necesario llevar a cabo una comprobación de la seguridad frente al hundimiento, como si de una cimentación directa se tratara. Para ello se considera que el conjunto suelo-clavos constituye un muro de gravedad sobre cuyo trasdós actúan los empujes activos del terreno (figura 5.12).

Asimismo habrá que comprobar estructuralmente el voladizo del paramento situado por encima de la primera alineación de clavos, zona en la que no se desarrollan efectos arco y que por lo tanto estará sometida a los empujes correspondientes al terreno de su trasdós.

Finalmente, el diseño contemplará las medidas de drenaje y demás detalles constructivos necesarios descritos en capítulos anteriores.

¹⁵ En la terminología habitual de estabilidad de taludes y suponiendo superficies circulares, serían círculos de talud, de pie y profundos respectivamente.

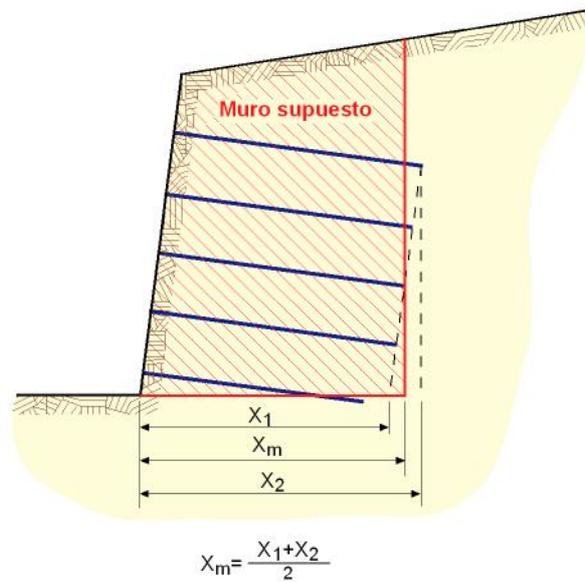


Figura 5.12: Idealización del macizo de suelo clavado como muro de gravedad (tomado de FHA, 1998).

6.- CONSIDERACIONES FINALES.

Los taludes clavados constituyen hoy en día una práctica bastante habitual para la solución de desmontes con limitaciones de espacio. En estas líneas tan sólo se ha pretendido realizar una descripción de las peculiaridades de la forma de trabajo de sus elementos fundamentales, basada en la observación del comportamiento de obras reales. Un segundo objetivo ha sido recoger criterios y factores de interés a tener en cuenta en la mera selección de esta solución, o en el prediseño y ejecución de la misma.

Se ha estimado que son éstos los aspectos de mayor interés desde el punto de vista de estas jornadas, dado que son los que pueden ayudar a comprender el funcionamiento, posibilidades de utilización y limitaciones de este tipo de obras.

No se ha ahondado en procedimientos específicos de cálculo por varios motivos. En primer lugar, por la lógica limitación de espacio asociada a los amplios objetivos de estas jornadas, que han de cubrir otros muchos conceptos y técnicas relativos a los taludes y desmontes.

Un segundo motivo ha sido de orden práctico. Así, como se ha indicado en apartados anteriores, existe un buen número de procedimientos de cálculo distintos, al menos en lo que se refiere a la selección de la forma de las superficies de deslizamiento, la consideración de los esfuerzos a considerar en los bulones o la forma de acometer el diseño del paramento. Habría sido en exceso prolijo haberlos descrito todos en suficiente detalle como para permitir su empleo directo y, evidentemente, una descripción parcial tan sólo habría oscurecido su comprensión y habría quizás omitido detalles importantes.

En otro orden de cosas, los métodos de cálculo más desarrollados y completos se encuentran asociados a determinados programas de cálculo (SNAIL, TALREN, etc.). Aunque no dejan de ser programas de estabilidad al deslizamiento en equilibrio límite, cada uno de ellos incorpora directamente factores o variables específicos de interés que, aunque no estrictamente necesarios si se dispone de otro tipo de programa de equilibrio límite, es evidente que pueden simplificar el proceso. La utilización de uno u otro dependerá de la facilidad de acceso a ellos.

Por otra parte, en algunas cuestiones específicas cada método emplea normativa procedente de su país de origen, por ejemplo en cuanto a la formulación de las comprobaciones estructurales a realizar en el paramento, quizás no coincidentes con la EHE.

Lo mismo cabe decir con respecto a la selección o la forma de incluir en cálculo los coeficientes de seguridad (globales o parciales, análisis en estados límite últimos o de servicio, etc). Este es precisamente el motivo por el que en los apartados descriptivos anteriores no se han definido o recomendado coeficientes de seguridad específicos para cada variable ya que, dada la carga empírica que conllevan, la elección de un

método de cálculo específico debería llevar asociada la aceptación de sus coeficientes de seguridad.

En cualquier caso, para el lector interesado en profundizar en los detalles de cálculo, se ha de apuntar que los procedimientos recogidos tanto en las *Recommandations Clouterre*, 1991, como en el manual de la FHA, 1998, incluyen tablas y ábacos de uso sencillo y ágil que facilitan sobremanera el prediseño de taludes claveteados.

Finalmente, de nuevo por la limitación de tiempo y espacio, tampoco se ha incluido un apartado específico de auscultación. No obstante se ha de señalar que, dada la importante carga empírica de los procedimientos de diseño actuales, siempre será del mayor interés prever una instrumentación adecuada, sobre todo en obras de cierto carácter singular como los claveteados de gran altura, las ampliaciones de calzada bajo estribos existentes, las excavaciones próximas a otro tipo de estructuras, etc.

Obviamente los principales aspectos a controlar serán los movimientos del talud (mediante seguimiento topográfico, inclinómetros y extensómetros), las cargas en bulones (por medio de células de carga en cabeza y extensómetros) o el control del nivel freático (comprobación de la efectividad del drenaje, en su caso).

7.- BIBLIOGRAFÍA.

- "ADDITIF 2002 AUX RECOMMANDATIONS CLOUTERRE 1991". Presses de L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Paris, 2002.
- BLONDEAU, F., CHRISTIANSEN, M., GUILLOUX, A. & SCHLOSSER, F. (1984): "TALREN, Méthode de calcul des ouvrages en terre renforcée". Renforcement en place des sols et des roches. Paris, Presses de l'ENPC.
- BS 8081 (1989): "Ground Anchorages". British Standard Code of practice
- BUSTAMANTE, M., "Un método para el cálculo de los anclajes y de los micropilotes inyectados", Boletín de la SEMSC, nº 81-82, Madrid, 1986.
- BRITISH STANDARDS (2002): "prEN 14490 Execution of Special Geotechnical Works. Soil Nailing" (Borrador para comentarios).
- DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS (MINISTERIO DE FOMENTO), 1998: "Manual para el Proyecto y Ejecución de Estructuras de suelo reforzado.
- DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS (MINISTERIO DE FOMENTO), 2001: "Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras".
- (FHA) FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (1998): "Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls". U.S. Department of Transportation. Publication No. FHWA-SA-96-069R.
- HP 8-96 (1996): "Recomendaciones para el Proyecto, Construcción y Control de Anclajes al Terreno". ATEP. ICCET. CICCOP.
- JEWELL, R.A. (1980): "Some Effects of Reinforcement on the Mechanical Behaviour of Soils". PhD Thesis. Cambridge.

- MILLIGAN, G.W.E. (1994): "Mechanics of Reinforced Soil. Action and Interaction". Course on Reinforced Soil: Mechanics and Design. Department for Continuing Education. University of Oxford.
- ORTUÑO, L. (2004): "Claveteado del terreno". Curso sobre taludes naturales y desmontes en obras lineales". Sevilla. INTEVIA.
- PUEBLA, J. (1986): "Cálculo de Estabilidad de Taludes Clavados". Curso sobre Métodos de Mejora del Terreno y Refuerzo de Suelos". Fundación Agustín de Bethencourt. Madrid.
- "RECOMMANDATIONS CLOUTERRE 1991". Presses de L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Paris, 1991.
- UNTERREINER, P., BENHAMIDA, B. & SCHLOSSER, F. (1997): "Finite Element Modelling of the Construction of a Full-Scale Experimental Soil-Nailed Wall. French National Research Project CLOUTERRE". Ground Improvement, 1, 1-8.