



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA
Escuela Técnica Superior de Ingenieros
de Caminos Canales y Puertos

Tesis Doctoral

**ESTUDIO Y ANALISIS DE LAS MEMBRANAS
FLEXIBLES COMO ELEMENTO DE SOPORTE PARA
LA ESTABILIZACION DE TALUDES Y LADERAS DE
SUELOS Y/O MATERIALES SUELTOS**

Autor

DANIEL CASTRO FRESNO

Director

FRANCISCO BALLESTER MUÑOZ

Santander, 2.000

En el momento de concluir esta Tesis Doctoral quiero expresar mi agradecimiento más sincero a todas aquellas personas e instituciones que de una u otra forma han colaborado en su desarrollo. Ha sido mucho tiempo de intenso trabajo y enumerarlos a todos sería prácticamente imposible.

Esta tesis no hubiera sido posible sin la ayuda del Director y tutor de la misma, D. Francisco Ballester Muñoz, quien generosamente ha puesto a mi disposición todos los recursos necesarios para realizar esta investigación, aparte de sus oportunos consejos. También debo agradecer de forma muy especial no sólo la enorme colaboración de D. Juan Antonio Torres Vila, sino también su amistad, quien con su gran experiencia supo en todo momento darme la ayuda y orientación oportuna.

Deseo hacer llegar mi agradecimiento a las instituciones y representantes de las mismas que han apoyado este trabajo:

D. Germán Gutiérrez y el resto del personal del Laboratorio de Estructuras de la ETSICCP (LABEST), de la Universidad de Cantabria, por su intensa colaboración en los temas correspondientes a los ensayos de laboratorio.

D. Cesar Sagasetta y el resto del personal de la División de Ingeniería del Terreno, de la Universidad de Cantabria, por su gran ayuda en el desarrollo del modelo geotécnico.

D. Juan Antonio Polanco, por la realización de los ensayos de Laboratorio de la División de Ciencia e Ingeniería de los Materiales (LADICIM).

D. Jesús Santamaría Arias, Director de los Servicios de Geotecnia del Ministerio de Fomento, por su apoyo a esta investigación y sus oportunas consideraciones.

A las empresas GEOBRUGG Ibérica S.A. y M.T.C. por su participación en el proyecto FEDER que apoyó esta tarea.

A la empresa FATZER AG, por el suministro de materiales y equipos de ensayo.

También agradecer a todos los que de una u otra forma me han ayudado, aconsejado o asesorado:

D. Miguel Angel Torres Vila, D. Juan Castanedo, D. Fernando Merino, D. Jesús M. Llano, D. Miguel Pérez, D. Roberto Martínez, Dña. Almudena da Costa, D. Roberto J. Luis, Dña. Dolores Peralta, Dña. Rosario González.

Finalmente agradecer el apoyo y comprensión de mi familia y amigos, sin los cuales no hubiese sido posible conseguir esta ambiciosa meta.

PRESENTACIÓN

La finalidad de este proyecto ha sido el estudio y análisis de las membranas flexibles como elemento de soporte para la estabilización de taludes y laderas de suelos y/o materiales sueltos. Los taludes recién contruidos, como regla general, presentan un aspecto adecuado y una superficie regular y estable, pero por la acción de diversos agentes estos se erosionen rápidamente. Una de las posibles técnicas a utilizar para la estabilización y control de la erosión en taludes es el empleo de mallas arriostradas al terreno mediante anclajes. Esta técnica facilita la revegetación, favoreciendo la integración paisajística y un bajo impacto medioambiental.

Los resultados obtenidos en este proyecto han sido el desarrollo de dos modelos físico-matemáticos para el diseño de dos sistemas flexibles antierosión y de estabilización superficial de desmontes con membranas y anclajes. En el primer modelo la membrana se encuentra arriostrada puntualmente a la ladera mediante anclajes dispuestos en líneas horizontales y al tresbolillo “Modelo Puntual”. En el segundo sistema, la malla transmite esfuerzos a elementos de arriostre longitudinales y estos a la cabeza de los anclajes “Modelo Bidireccional”. Para la validación de los modelos físico-matemáticos, se diseñaron tres instalaciones de ensayo para las membranas flexibles, las cuales han sido objeto de patente.

Entre las conclusiones obtenidas, cabe destacar que para este tipo de sistemas esta indicado el uso de membranas flexibles anisótropas, es decir, con una dirección principal de carga. Estos sistemas no solo evitan la erosión del talud, sino que recogen presiones ejercidas por este y las transmiten a la parte estable del anclaje. Estas presiones, para el caso de la membrana arriostrada puntualmente dependen del tipo de placa de sujeción colocada en la cabeza de los anclajes. Para reducir las deformaciones iniciales, se recomienda pretensar los sistemas después de la instalación.

1 ASPECTOS GENERALES DE LA INESTABILIDAD DE TALUDES Y LADERAS DE SUELOS Y MATERIALES SUELTOS

En este capítulo se han desarrollado los diferentes factores que afectan a la estabilidad de los taludes, describiéndolos de forma somera.

También se han estudiado los riesgos que acarrea la inestabilidad de los taludes y laderas, así como la importancia de los coeficientes de seguridad, analizando la estabilidad global tanto a corto como a largo plazo.

Por último, se analizaron las diferentes tipologías de inestabilidades y se llevó a cabo una caracterización geotécnica y una identificación de las distintas etapas en el movimiento de masas de suelo.

2 ASPECTOS GENERALES DE LA INESTABILIDAD GLOBAL DE TALUDES Y LADERAS DE SUELOS Y MATERIALES SUELTOS

Uno de los principales problemas que provoca inestabilidades en los taludes es la erosión, por lo que en este capítulo se han estudiado los distintos tipos de erosión, los factores erosivos y la velocidad de erosión y velocidad de implantación de una medida de control de la erosión..

Por otro lado se han analizado los factores a considerar en la elección de las técnicas de control de la erosión y estabilización superficial de taludes y laderas de suelos y materiales sueltos.

Finalmente se recogen las técnicas más empleadas en el control de la erosión y estabilización superficial de taludes y laderas.

3 SISTEMAS FLEXIBLES DE ESTABILIZACION SUPERFICIAL DE TALUDES Y DESMONTES DE SUELOS Y MATERIALES SUELTOS.

3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo de la tesis, en primer lugar, se han descrito los sistemas antierosión que han dado buenos resultados en la prevención del fenómeno de la erosión superficial y la revegetación de la superficie de desmontes y laderas.

Estos sistemas son:

- Geoceldas
- Krismer
- Gunita
- Sistema BBA
- Sistema BBM
- Pentifix® Soil Passive

3.2 DESCRIPCIÓN

Se define como un sistema de sostenimiento flexible¹ del terreno a un conjunto de elementos formado principalmente por una membrana de material de elevada resistencia a tracción, la cual es capaz de recibir o aplicar empujes al terreno de forma continua y transmitir esos esfuerzos a la cabeza del conjunto de anclajes y de aquí a la parte estable del macizo, para cualquier condición y tipo de terreno. El sistema se complementa con un geosintético (geomalla) colocado entre el terreno y la membrana, que tiene como función controlar la erosión superficial por deslave del terreno.

3.3 ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO

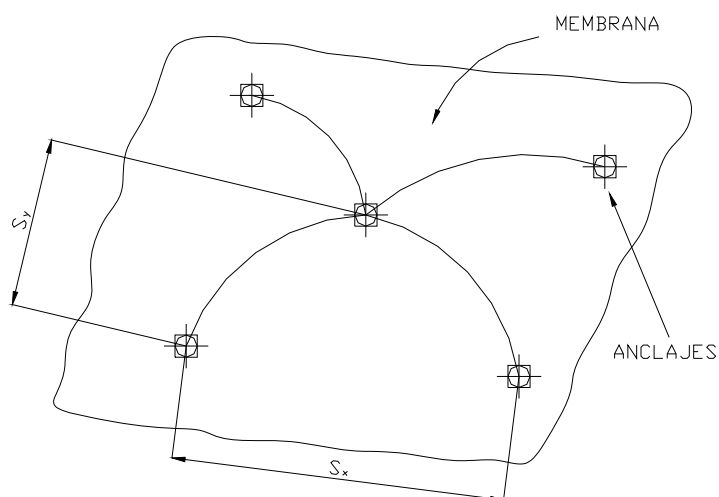
Debido a las presiones ejercidas por el terreno sobre la membrana, ésta se deformará con una cierta curvatura, y generará una tensión de tracción en la membrana. Dependiendo de la magnitud de la tensión de tracción a la que esté sometida la membrana y de la curvatura de la misma, se producirá una presión continua estabilizadora sobre el terreno.

Dependiendo del tipo de membrana que se emplee, "isótropa" o "anisótropa", las tensiones de tracción se transmitirán en dos direcciones ortogonales con magnitudes semejantes o en una dirección principal más cargada y otra secundaria menos cargada

El arriostramiento de la membrana superficial se realiza mediante un conjunto de anclajes que atraviesan la zona inestable y se anclan en la zona estable del terreno. Dependiendo de la forma en que se transmitan las tracciones generadas en la membrana a los puntos de anclaje y del tipo de membrana, (isótropa o anisótropa), el modelo físico de funcionamiento del sistema será diferente.

3.4 MODELOS FÍSICOS DE FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA.

3.4.1 MODELO PUNTUAL



En este caso, el arriostramiento de la membrana se produce únicamente por la conexión de ésta a la cabeza de los anclajes. Las tensiones de tracción generadas en la membrana se transmitirán directamente a la cabeza de los anclajes y se concentrarán en este punto (Figura I).

Figura I. Esquema modelo puntual.

La presión ejercida por la membrana en estas condiciones de empleo no es uniforme en toda la superficie, dependerá de la curvatura de la misma en cada punto y la forma de la curvatura de la superficie dependerá también del tipo de membrana empleado.

Los anclajes se dispondrán alineados horizontalmente separados a una distancia “ S_x ”. Los anclajes de dos líneas continuas se dispondrán a tresbolillo con una separación entre filas “ S_y ” (Figura I).

La capacidad máxima de trabajo en este caso está muy limitada porque dependerá solamente de la conexión puntual entre el anclaje y la membrana, pudiendo modificarse variando la densidad de los puntos de anclaje

En estas condiciones de instalación de la membrana, el valor soporte estará condicionado por la relación entre la capacidad de carga de la membrana en la conexión con la cabeza del anclaje y la superficie que tributa sobre cada anclaje. Así, el valor de soporte unitario del sistema será:

$$p = \frac{Q}{S_x \times S_y} \quad (kN/m^2)$$

Teniendo en cuenta que, dada la limitada capacidad de la conexión en comparación con la posibilidad de transmisión de carga de la membrana, las tensiones a las que estará sometida la misma son muy bajas, el factor determinante en el cálculo de este sistema no es la deformación de la malla, sino la conexión con los anclajes.

3.4.2 *MODELO UNIDIRECCIONAL “MODELO Y”*

El modelo físico de funcionamiento unidireccional se presenta sólo en el caso del empleo de membranas anisótropas, colocadas con la dirección de mayor rigidez en el sentido vertical.

En este caso, la membrana no se arriestra directamente a los anclajes, sino que se coloca un elemento de soporte continuo, perpendicular a la dirección de máxima rigidez, al cual se le transfieren las tracciones generadas en la membrana (Figura II).

Los anclajes se dispondrán sobre los cables de refuerzo separados a una distancia “ S_x ”, de forma tal que en una línea de refuerzo, respecto a otra, queden situados a tresbolillo preferentemente (Figura II).

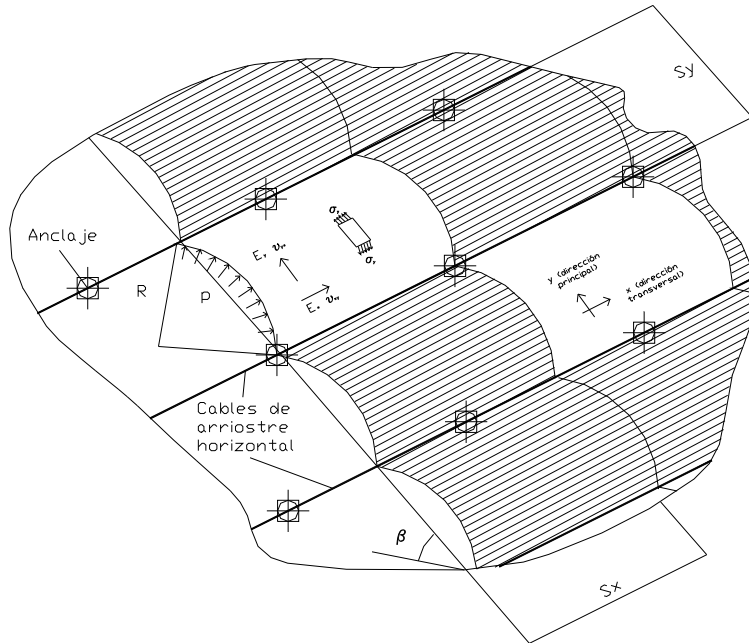


Figura II. Esquema del modelo Unidireccional

Si el elemento de arriostramiento horizontal fuese lo suficientemente rígido, la deformada de la lámina se correspondería perfectamente con un sector cilíndrico, aunque en la realidad no es así; podemos considerar el sistema como un conjunto continuo de láminas cilíndricas de ancho finito.

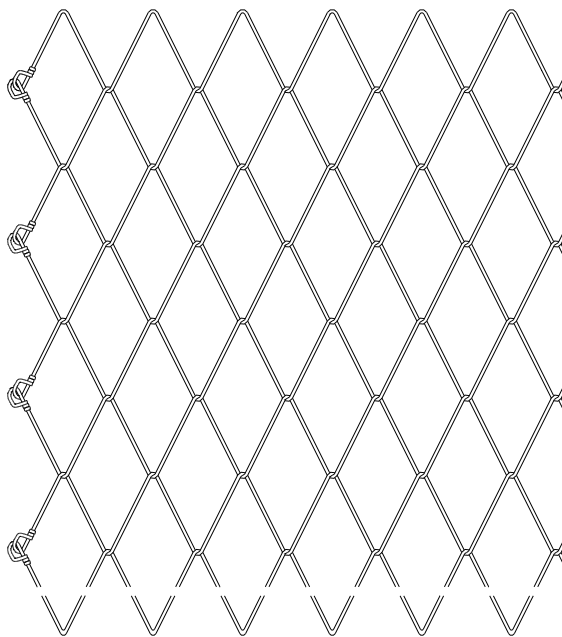
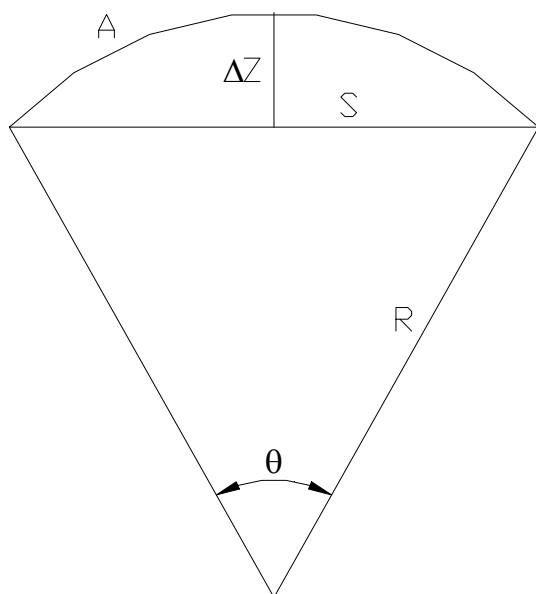


Figura III. Malla TECCO Mesh G-65

De todas las membranas analizadas, se consideró que la malla de alambre TECCO Mesh G-65 es una de las que mejor puede funcionar como elemento de soporte en el modelo unidireccional (Figura III).

Está constituida por alambres de acero de alto límite elástico dispuestos en forma romboidal. La geometría de la malla impone unas características anisotrópicas a este material.

La malla se considera como un material continuo², aunque en realidad no lo es. Dado que la malla carece de resistencia a flexión, no se considera su espesor y los parámetros de la misma se emplearán siempre por unidades de longitud y no de superficie, en lo que a su sección se refiere.



Teniendo en cuenta las características geométricas de la deformada (Figura IV), que la deformación transversal de la malla es nula y compatibilizando con los parámetros mecánicos de la membrana se obtiene la siguiente expresión que representa el desplazamiento vertical en función de la presión que aplica la malla sobre el talud.

$$\Delta Z = \left[\frac{S^2 \left(\frac{24 p S}{E_{yc}} \right)^{2/3}}{\left(64 - \left(\frac{96 p S}{E_{yc}} \right)^{2/3} \right)} \right]^{1/2}$$

Figura IV. Deformada de la malla.

4 MODELACION GEOTECNICA PARA LA DETERMINACIÓN DEL EMPUJE DEL TERRENO.

4.1 INTRODUCCION

En este capítulo se proponen dos metodologías para el cálculo de las presiones ejercidas sobre el talud. La primera metodología está basada en la consideración del talud como indefinido. La segunda metodología consiste en un análisis local de la estabilidad de dos cuñas adyacentes.

Para la contención de movimientos superficiales cercanos a la cara del desmonte o talud natural se considerará que las membranas, como elemento de contención, soportan los empujes de una zona del terreno alterado de espesor “h”.

Este espesor “h” depende de la inclinación del talud y de la superficie potencial de deslizamiento. La zona más interior del cuerpo del talud, por detrás de la capa de espesor “h”, se considera estable.

5 ENSAYOS PARA LA CARACTERIZACION MECANICA DE LAS MEMBRANAS (TECCO® Mesh G-65).

5.1 PUNZONAMIENTO CON PLACA DE REPARTO SOBRE MUESTRAS DE MALLA TECCO G-65

Este ensayo tiene como objetivo la determinación de la capacidad de carga de la conexión entre la membrana y el anclaje con un determinado tipo de elemento de interconexión para condiciones de anclajes aislados (Modelo puntual). En las condiciones del modelo puntual, la capacidad de carga del sistema, para diferentes tipos de interconexión, dependerá del número de alambres de la malla que queden afectados por la superficie del elemento de unión. Por lo tanto, mediante el ensayo de punzonamiento se puede evaluar dicha capacidad

Los ensayos de punzonamiento se realizaron en un marco de acero de 900 x 900 mm, en el que se arriostraba la malla en todo su perímetro.

Los resultados obtenidos para la malla TECCO G-65 ($\phi = 3$ y 4 mm), con placas romboidales tipo "Spike Plate" y placas hexagonales se muestran en la Tabla 1.

Malla TECCO G-65	Desplaz. vertical Pto. Central (mm)	Carga, q (kN)
Placa Romboidal. (Malla $\phi = 3$ mm)	202,48	67,34
Placa Hexagonal. (Malla $\phi = 3$ mm)	213,29	42,11
Placa Romboidal. (Malla ($\phi = 4$ mm)	191,21	107,41

Tabla 1. Resultados de los ensayos de punzonamiento sobre mallas tipo TECCO G-65

Por lo tanto, el soporte unitario de la malla TECCO G-65, instalada en las condiciones del modelo puntual, y con una cuadrícula de 3 x 3 m será igual a 4,4 y 7,0 kN/m² para mallas TECCO G-65 con alambres de diámetros de 3 y 4 mm respectivamente.

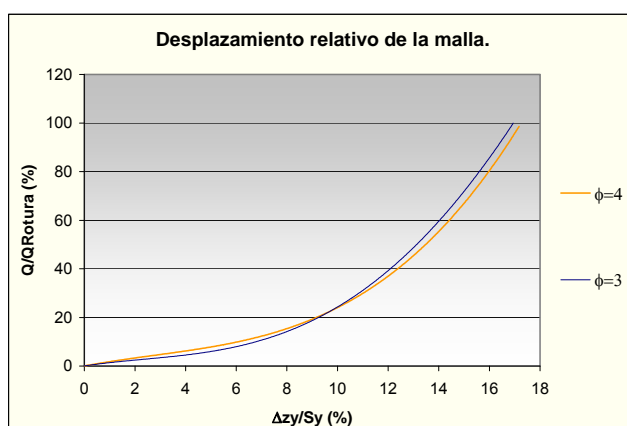
5.2 ENSAYOS DE TRACCIÓN DIRECTA SOBRE MUESTRAS DE MALLA TECCO G-65

Este ensayo tiene como objetivo la determinación de las características mecánicas, en condiciones de carga a tracción directa, de las mallas TECCO G-65 con diámetros de alambre de 3 y 4 milímetros. Los ensayos a tracción directa longitudinal se realizaron en la dirección principal de carga de la malla “y” (diagonal mayor del rombo) .

En las condiciones del modelo unidireccional (Modelo “y”), la membrana puede deformarse solamente en la dirección principal “y”. Para simular estas condiciones en el ensayo de laboratorio las muestras se ensayaron a tracción directa longitudinal (Dirección “y”) con arriostramiento lateral de la muestra. El dispositivo de ensayo está formado por dos sujeciones transversales a la dirección de carga, una fija y otra móvil, en la cual se aplicará la tracción en el plano de la membrana. Lateralmente la malla se arriostra de forma tal, que tenga impedido el desplazamiento en el sentido transversal de la carga, pero no en el sentido de aplicación. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 2.

Diámetro del Alambre (mm)	$\phi = 3$	$\phi = 4$
Carga de Rotura, σ_v (kN/m)	151,46	257,65
Def. Unitaria en Rotura, ε_v (mm/m)	83,80	58,12
Módulo de Elasticidad Longitudinal E_{yc} (kN/m)	1.898	6.245
Coefficiente de Poisson μ_{vx}	0,217	0,213

Tabla 2. Resultados de los ensayos de tracción directa sobre la malla TECCO G-65



Los resultados de los ensayos con carga distribuida para los diferentes modelos y mallas tipo TECCO® G-65 mostraron la existencia de una relación general para todas las mallas TECCO entre el desplazamiento relativo en el centro de la malla y la carga total relativa aplicada (Figura V).

Figura V. Desplazamiento relativo de la malla

La ecuación que caracteriza esta relación refleja el comportamiento bajo carga distribuida de la malla para cualquier diámetro de alambre, siempre que se mantengan sus características mecánicas y geométricas es la siguiente:

$$QR = 0,0205 \Delta R^3 - 0,0754 \Delta R^2 + 1,151 \Delta R$$

Donde:

QR Carga relativa aplicada en % del soporte total en rotura

DR Desplazamiento relativo de la malla

6 VALIDACION DEL MODELO UNIDIRECCIONAL

Para la validación del modelo unidireccional se realizaron ensayos con carga distribuida cuyo objetivo era evaluar la carga máxima que es capaz de soportar la malla en la dirección perpendicular al plano definido por ella, para una determinada superficie cargada entre arriostramientos y el desplazamiento vertical en la dirección principal. El dispositivo de ensayo empleado reproducía las condiciones de carga del modelo unidireccional (Modelo “y”), donde la membrana está arriostrada en todo su perímetro, permitiéndose únicamente el desplazamiento vertical de los bordes paralelos a la dirección vertical. De esta forma, la membrana se deforma únicamente en la dirección principal. En este tipo de ensayo, para un elemento diferencial de la malla, las condiciones de trabajo son idénticas al ensayo de tracción directa longitudinal con arriostramiento lateral. En la tabla 3 se recogen los resultados obtenidos.

Diámetro del Alambre (mm)	$\phi = 3$	$\phi = 4$
Desplazamiento Vertical en Rotura, ΔZ (mm)	305	309
Carga de Rotura, Q (kN/m)	142	263
Def. Unitaria en Rotura, ε_y (mm/m)	67,78	66,67

Tabla 3. Resultado de los ensayos con carga distribuida.

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos de tracción directa y carga distribuida se realizaron dos modelaciones del sistema, una geométrica y otra matemática a partir de la teoría de la elasticidad para mallas anisótropas desarrollada anteriormente. Los resultados de estas modelaciones se recogen en la tabla 4.

Malla TECCO G-65	$\phi = 3 \text{ mm}$		$\phi = 4 \text{ mm}$	
	Modelo Geométrico	Modelo Matemático	Modelo Geométrico	Modelo Matemático
Soporte Unitario "p" (kN/m ²)	106	106	155,47	160
Desplaz. Vertical " ΔZ_y " (m)	0,319	0.320	0,266	0.274
Carga en la Malla " σ " (kN/m)	151,46	151,00	257,65	258,12
Def. Unitaria " ε " (mm/m)	83,80	82,42	58,12	60,86
Soporte Total "Q" (kN)	332	332	487	501

Tabla 4. Comparativa de las modelaciones geométrica y matemática del modelo y.

En la tabla anterior se puede observar que las modelizaciones matemática y la geométrica del modelo Unidireccional conducen a valores prácticamente iguales entre ellas

7 CONCLUSIONES

Entre las conclusiones obtenidas, cabe destacar:

Las grandes cargas de rotura registradas en los ensayos de tracción directa de la malla TECCO[®] G-65 hacen que esta pueda ser considerada como una de las membranas más resistentes del mercado, incluso por encima de las redes de cables.

Los ensayos de punzonamiento mostraron que la capacidad resistente de la malla depende del tipo de placa empleado para la conexión, por lo que para evaluar el modelo puntual, es necesaria la realización de ensayos con cada tipo de placa empleado.

Los criterios de diseño para la selección del tipo de membrana pueden estar basados en estados de tensión controlada o en estados de deformación controlada. Los valores máximos de capacidad de soporte de las mallas tipo TECCO[®] Mesh son sumamente elevados, pero también son elevados los valores de deformación que se obtienen. Por esta razón se recomienda el criterio de control de deformación para la determinación de la capacidad de trabajo de los sistemas.

Las modelizaciones matemática y la geométrica del modelo Unidireccional conducen a valores prácticamente iguales entre ellas

INDICE

INTRODUCCION

1 ASPECTOS GENERALES DE LA INESTABILIDAD DE TALUDES Y LADERAS DE SUELOS Y MATERIALES SUELTOS

1.1 INTRODUCCION..... 1-1

1.2 FENOMENOS DE INESTABILIDAD GLOBAL DE TALUDES Y LADERAS .. 1-3

1.2.1 FACTORES QUE AFECTAN A LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES 1-3

1.2.2 EL COEFICIENTE DE SEGURIDAD..... 1-6

1.2.2.1 *Relación entre el factor de seguridad y el sistema de estabilización empleado.* 1-11

1.2.3 RIESGOS ASOCIADOS AL MOVIMIENTO DE TALUDES 1-12

1.2.4 ESTABILIDAD A CORTO Y A LARGO PLAZO..... 1-23

1.2.5 TIPOLOGIA DE INESTABILIDADES. 1-25

1.2.5.1 *Clasificación de inestabilidades en taludes y laderas*..... 1-25

1.2.6 CARACTERIZACION GEOTECNICA Y ETAPAS EN EL MOVIMIENTO DE MASAS EN TALUDES 1-32

2 ASPECTOS GENERALES DE LA INESTABILIDAD GLOBAL DE TALUDES Y LADERAS DE SUELOS Y MATERIALES SUELTOS

2.1 INTRODUCCION..... 2-1

2.2 EL PROBLEMA DE LA EROSION DE LOS TALUDES DE SUELOS Y MATERIALES SUELTOS. 2-7

2.2.1 TIPOS DE EROSION..... 2-8

2.2.1.1 *Erosión hídrica* 2-10

2.2.1.2 *Erosión eólica*..... 2-12

2.2.1.3	<i>Erosión por inestabilidad superficial del terreno</i>	2-13
2.2.1.4	<i>Erosión por inestabilidad de masas de terreno</i>	2-13
2.2.2	FACTORES EROSIVOS	2-14
2.2.2.1	<i>Erosividad</i>	2-15
2.2.2.2	<i>Erosionabilidad</i>	2-15
2.2.2.3	<i>Relieve topográfico</i>	2-16
2.2.2.4	<i>Cobertura vegetal y manto orgánico</i>	2-16
2.2.3	VELOCIDAD DE EROSION Y VELOCIDAD DE IMPLANTACION DE UNA MEDIDA DE CONTROL DE LA EROSION	2-18
2.3	FACTORES A CONSIDERAR EN LA ELECCION DE LAS TECNICAS DE CONTROL DE LA EROSION Y ESTABILIZACION SUPERFICIAL DE TALUDES Y LADERAS DE SUELOS Y MATERIALES SUELTOS	2-20
2.4	TECNICAS DE CONTROL DE LA EROSION	2-22
2.4.1	REMODELADO DE TALUDES	2-23
2.4.2	DRENAJE	2-23
2.4.2.1	<i>Medidas de interceptación de escorrentía superficial</i>	2-24
2.4.2.2	<i>Obras para evacuar las aguas de escorrentía</i>	2-25
2.4.3	REVEGETACION DE TALUDES	2-28
2.4.3.1	<i>Funciones de la vegetación en el tratamiento de taludes</i>	2-30
2.4.3.2	<i>Protección de la superficie del suelo</i>	2-31
2.4.3.3	<i>Modificación de las propiedades mecánicas</i>	2-33
2.4.3.4	<i>Modificación del régimen de circulación superficial del viento y protección frente a su capacidad de erosión</i>	2-36
2.4.3.5	<i>Selección de las especies adecuadas</i>	2-36
2.4.3.6	<i>Factores limitantes del empleo de vegetación</i>	2-37
2.4.3.7	<i>Técnicas de revegetación</i>	2-39
2.4.4	TRATAMIENTOS QUIMICOS	2-43
2.4.5	ELEMENTOS SOPORTE DEL SUSTRATO O LAMINAS FLEXIBLES	2-44
2.4.5.1	<i>Mantas orgánicas y redes naturales</i>	2-44
2.4.5.2	<i>Geosintéticos</i>	2-49
2.4.5.3	<i>Mallas de alambre galvanizado</i>	2-53

2.5	TECNICAS DE CONTROL DE LA EROSION Y ESTABILIZACION SUPERFICIAL.....	2-54
2.5.1	BIOINGENIERIA.....	2-55
2.5.1.1	<i>Ventajas e inconvenientes.....</i>	2-56
2.5.1.2	<i>Técnicas de bioingeniería.....</i>	2-58
2.5.1.3	<i>Combinación de bioingeniería con técnicas convencionales.....</i>	2-61
2.5.2	SISTEMAS FLEXIBLES ANCLADOS DE ESTABILIZACION SUPERFICIAL Y CONTROL DE LA EROSION.....	2-63
2.5.2.1	<i>Malla de triple torsión, elemento de control de erosión y anclajes aislados: membrana+anclajes.....</i>	2-66
2.5.2.2	<i>Pentifix (soil passive).....</i>	2-71
3	SISTEMAS FLEXIBLES DE ESTABILIZACION SUPERFICIAL DE TALUDES Y DESMONTES DE SUELOS Y MATERIALES SUELTOS.	
3.1	ANTECEDENTES.....	3-1
3.2	INTRODUCCION.....	3-4
3.2.1	GEOCELDAS.....	3-4
3.2.2	KRISMER.....	3-5
3.2.3	GUNITA.....	3-6
3.2.4	SISTEMA BBA.....	3-7
3.2.5	SISTEMA BBM.....	3-9
3.2.6	PENTIFIX® SOIL PASSIVE.....	3-12
3.2.7	LIMITACIONES DE LOS ANTERIORES SISTEMAS FLEXIBLES DE SOSTENIMIENTO.....	3-15
3.3	SISTEMAS FLEXIBLES DE SOSTENIMIENTO SUPERFICIAL DE TALUDES.....	3-17
3.3.1	DESCRIPCION.....	3-17
3.3.2	ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO.....	3-17
3.3.3	MODELOS FISICOS DE FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA.....	3-18
3.3.3.1	<i>Modelo Puntual.....</i>	3-18

3.3.3.2	<i>Modelo Unidireccional</i>	3-19
3.3.3.3	<i>Modelo Bidireccional</i>	3-28
4	MODELACION GEOTECNICA PARA LA DETERMINACION DEL EMPUJE DEL TERRENO.	
4.1	INTRODUCCION	4-1
4.2	CALCULO MEDIANTE FORMULACION DE TALUD INDEFINIDO	4-1
4.2.1	CALCULO DE LA PRESION NECESARIA A APLICAR SOBRE LA LADERA. TALUD INDEFINIDO.	4-2
4.3	MODELO DE EQUILIBRIO DE DOS CUÑAS.	4-5
4.3.1	HIPOTESIS DE CALCULO	4-6
4.3.2	CASO I: LOS ANCLAJES SON PERPENDICULARES AL TERRENO Y ESTE NO TIENE COHESION.	4-7
4.3.3	CASO II: LOS ANCLAJES SON PERPENDICULARES AL TERRENO Y ESTE TIENE COHESION "c".	4-12
4.3.4	CASO III: LOS ANCLAJES NO SON PERPENDICULARES AL TERRENO Y ESTE NO TIENE COHESION.	4-16
5	ENSAYOS PARA LA CARACTERIZACION MECANICA DE LAS MEMBRANAS (TECCO[®] MESH G-65).	
5.1	INTRODUCCION	5-1
5.1.1	DATOS TECNICOS DE LA MEMBRANA (TECCO [®] STEEL WIRE MESH G- 65)	5-2
5.2	ENSAYOS DE LABORATORIO	5-3
5.2.1	OBJETIVOS ESPECIFICOS	5-3
5.2.2	TIPOS DE ENSAYOS REALIZADOS CON LAS MALLAS.....	5-4
5.2.3	TAMAÑO DE LA MUESTRA	5-5
5.3	ENSAYO DE TRACCION DIRECTA SOBRE EL ALAMBRE	5-6

5.4	ENSAYOS DE TRACCION DIRECTA SOBRE MUESTRAS DE MALLA TECCO G-65	5-8
5.4.1	CALCULO DEL TAMAÑO DE LOS PAÑOS Y ESTIMACION DE LA CARGA DE ROTURA DE LAS MUESTRAS.....	5-10
5.4.2	DESCRIPCION DE LA INSTALACION.....	5-15
5.4.3	FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA	5-20
5.4.4	EQUIPAMIENTO EMPLEADO EN LA MEDICION.....	5-21
5.4.5	RESULTADO DE LOS ENSAYOS.....	5-23
5.5	PUNZONAMIENTO CON PLACA DE REPARTO SOBRE MUESTRAS DE MALLA TECCO G-65	5-52
5.5.1	ENSAYOS DE PUNZONAMIENTO SOBRE MUESTRAS DE MALLA	5-52
5.5.2	ESTIMACION DE LA CARGA DE ROTURA	5-53
5.5.3	DESCRIPCION DE LA INSTALACION.....	5-54
5.5.4	RESULTADO DE LOS ENSAYOS.....	5-56
5.6	RESUMEN DE LOS RESULTADOS PARA LA CARACTERIZACION MECANICA DE LAS MEMBRANAS (TECCO® MESH G-65)	5-60
6	ENSAYOS CON CARGA DISTRIBUIDA PARA LA VALIDACION DE LOS MODELOS FISICO-MATEMATICOS DEL TRABAJO DE LAS MEMBRANAS.	
6.1	INTRODUCCION.....	6-1
6.1.1	OBJETIVOS ESPECIFICOS	6-1
6.2	ENSAYO CON CARGA DISTRIBUIDA.....	6-2
6.2.1	ENSAYOS DE CARGA DISTRIBUIDA REALIZADOS CON LAS MALLAS	6-3
6.2.2	TAMAÑO DE LA MUESTRA	6-5
6.2.3	ESTIMACION DE LA CARGA DE ROTURA	6-5
6.2.4	DESCRIPCION DE LA INSTALACION PARA EL ENSAYO BIDIRECCIONAL	6-8
6.2.5	DESCRIPCION DE LA INSTALACION PARA EL ENSAYO UNIDIRECCIONAL	6-12
6.2.6	FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA	6-16

6.2.7 EQUIPAMIENTO EMPLEADO EN LA MEDICION	6-17
6.2.8 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS	6-19
6.3 COMPARACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE LAS MALLAS EN LOS MODELOS BIDIRECCIONAL Y UNIDIRECCIONAL	6-42

7. CONCLUSIONES.

8. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

LISTADO DE TERMINOS UTILIZADOS.

ANEXOS:

- ANEXO N° 1: GRAFICOS DEL MODELO GEOTECNICO.
- ANEXO N° 2: PLANOS
- ANEXO N° 3: EMPLEO DE LAS TECNICAS DE MEDICION
EXTENSOMETRICA.
- ANEXO N° 4: RESULTADO DE LOS ENSAYOS DE TRACCION DIRECTA
SOBRE EL ALAMBRE
- ANEXO N° 5: RESULTADO DE LOS ENSAYOS DE TRACCION DIRECTA DE
LA MEMBRANA TECCO® MESH G-65.
- ANEXO N° 6: RESULTADO DE LOS ENSAYOS DE PUNZONAMIENTO DE
LA MEMBRANA TECCO® MESH G-65.
- ANEXO N° 7: RESULTADO DE LOS ENSAYOS DE CARGA DISTRIBUIDA
DE LA MEMBRANA TECCO® MESH G-65.
- ANEXO N° 8: CALIBRACION DE LOS CILINDROS HIDRAULICOS.

1 INTRODUCCION

Esta investigación se enmarca dentro del proyecto "*Desarrollo de nuevas tecnologías de refuerzo y estabilización de desmontes en suelos y materiales sueltos*". Este proyecto está cofinanciado con Fondos FEDER y tiene una duración de dos años. Las entidades que participan en este proyecto son: Universidad de Cantabria, las empresas GEOBRUGG Ibérica S.A. y Malla Talud Cantabria S.A., Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras (Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria) y la Conserjería de Obras Públicas, Vivienda y Urbanismo del Gobierno de Cantabria (Dirección General de Carreteras, Vías y Obras).

La Universidad de Cantabria (en concreto, el Departamento de Transportes y Tecnología de Proyectos y Procesos, el Departamento de Ciencias e Ingeniería del Terreno y los Materiales y el Departamento de Diseño y Construcción de Estructuras de Edificación y Obras Públicas), ha venido trabajando sistemáticamente durante los últimos años en el desarrollo de técnicas y procedimientos de diseño de sistemas de contención de terrenos, estabilización de desmontes y protección contra caída de rocas, colaborando en varios convenios con el Ministerio de Fomento, instituciones Cántabras, así como con empresas regionales y de ámbito nacional e internacional.

Antecedentes tan directos como tesis doctorales, publicaciones en revistas especializadas, monografías publicadas por el Ministerio de Fomento, tales como: "Protección contra desprendimientos de rocas", "Pantallas dinámicas", "Tipologías de muros carreteros", "Recomendaciones para el diseño y construcción de muros de escollera en obras de carreteras", así como las numerosas obras realizadas en las carreteras españolas utilizando todas estas tecnologías, constituyen un importante aval y garantía de los logros alcanzados para llegar a buen puerto con esta tesis doctoral.

La actividad desarrollada por el hombre sobre el medio natural produce un deterioro ambiental, que en mayor o menor medida, estamos obligados a minimizar con el desarrollo de los correspondientes planes de recuperación de terrenos afectados, donde se recogerán las técnicas preventivas y correctoras necesarias para mantener la calidad medioambiental de la zona afectada, en las diferentes fases de construcción y explotación.

La ejecución de desmontes y terraplenes provoca fuertes alteraciones del relieve, con la creación de taludes artificiales que antes no existían y que exponen grandes superficies, susceptibles de degradarse y desestabilizarse por la acción de los agentes meteorológicos.

Por lo tanto, se hace necesario llevar a cabo diferentes medidas de estabilización superficial y de control de la erosión que reduzcan en lo posible estos procesos de degradación, fundamentalmente cuando los terrenos excavados son suelos, conglomerados u otros materiales con escasa cohesión o cementación.

La ejecución de desmontes para carreteras, caminos y para cualquier tipo de obra civil en terrenos no rocosos y en zonas de suelos sedimentarios (aluviales, coluviales, depósitos limosos, etc.), presenta en la actualidad importantes dificultades, las que provocan muchas veces que técnicas tradicionales de muros de contención en el pie y/o las actuaciones sobre la superficie de los desmontes sean insuficientes o de difícil aplicación y/o de costes muy elevados.

Las limitaciones de espacio, conjuntamente con la propia inestabilidad de la ladera o desmonte, pueden ser una seria limitación en la aplicación de las técnicas tradicionales para su actuación en la zona del pie. En taludes ya excavados y en laderas naturales muy tendidas, las actuaciones directamente en la superficie suelen ser de considerable dificultad, entre otras cosas por la distancia desde la plataforma de la carretera a la zona de actuación.

Los principales problemas que se presentan son inestabilidades superficiales y procesos erosivos acelerados, movimientos reptantes de la ladera sobre estratos subyacentes de mayor estabilidad y de buzamiento desfavorable, así como inestabilidades que pueden movilizar grandes masas del terreno.

Al poderse encontrar tanto en Cantabria como en el resto de España (dadas sus características orográficas), problemas de inestabilidad en la red de carreteras, caminos, vías férreas y desmontes para obras civiles en general, se ha decidido trabajar en esta línea, dentro de la cual se desarrollará el contenido de la presente investigación.

La limitada disponibilidad de tecnologías adecuadas, así como de experiencias acumuladas en la aplicación de soluciones flexibles para terrenos de suelos y materiales

suelos se debe a la inexistencia de membranas portantes y sistemas de anclajes diseñados específicamente para estos tipos de estabilizaciones.

Por lo tanto, tras un estudio y valoración de las diferentes técnicas de estabilización existentes, se trata de analizar el empleo de materiales específicos (mallas de alambre de alto límite elástico), para su empleo como elementos de soporte y estabilización de desmontes de suelos y materiales sueltos.

Con el resultado de este trabajo de investigación, se da un paso más en la aplicación de la tecnología de estabilización con membranas flexibles ancladas, tecnología relativamente reciente, aplicada a un medio con la dificultad añadida de que el sustrato donde se deben transferir las acciones de los elementos estabilizadores son suelos o materiales sueltos.

La estabilización de estos desmontes con tratamientos superficiales compuestos de elementos ligeros de soporte anclados a la parte estable del terreno, incrementa la seguridad del tráfico, disminuye o elimina los gastos de conservación, mejora el entorno y reduce el impacto ambiental de las obras. Evita el empleo de morteros proyectados "gunita" y facilita la revegetación o recuperación de la vegetación de la superficie. Además, trae como resultado un incremento de la calidad de la explotación, con una mejora en la seguridad de las comunicaciones, combinado simultáneamente con una disminución de los gastos totales.

La situación orográfica de nuestra región así como de otras regiones de España, indican claramente la pertinencia del tema de aplicación de los resultados de esta tesis doctoral, al igual que el interés mostrado por distintas empresas y organismos regionales, el cual se ha manifestado en importantes colaboraciones y aportaciones.

Hasta el presente, otros centros de investigación no han contado con grupos de trabajo que hayan tratado este tema; antes bien, miembros de este equipo de trabajo han asistido a personal de otros centros e impartido conferencias divulgando los resultados que hasta el momento se han obtenido.

1 ASPECTOS GENERALES DE LA INESTABILIDAD DE TALUDES Y LADERAS DE SUELOS Y MATERIALES SUELTOS

1.1 INTRODUCCION

En la Naturaleza continuamente se encuentran superficies desiguales, tanto naturales como artificiales, en las que existe un conflicto entre fuerzas que tienden a desestabilizar la zona (gravedad, filtración, etc.) y las que se oponen a ellas (resistencia del terreno, raíces, etc.). Este fenómeno sucede independientemente del tipo de terreno en el que nos encontremos, y cuando las fuerzas que dominan son las desestabilizadoras, se produce la inestabilidad del talud.

Por otra parte sí que resulta interesante conocer el tipo de terreno con el que nos encontramos; para ello existen varias clasificaciones de suelos, de las cuales aquí se recogen dos que pueden resultar representativas (Figura 1-1¹).

Existe un gran número de factores que influyen en la estabilidad de los taludes, entre los cuales se pueden destacar los aspectos topográficos o los climáticos. Pero sin duda hay dos factores que por su influencia destacan sobre todos los demás: el primero de ellos es la existencia de agua; de hecho, es en época de lluvias cuando se dan un mayor número de fenómenos de inestabilidad; el otro factor importante es la acción del hombre (obras lineales, excavaciones en edificaciones, etc.) que puede dar lugar repentinamente a taludes inestables.

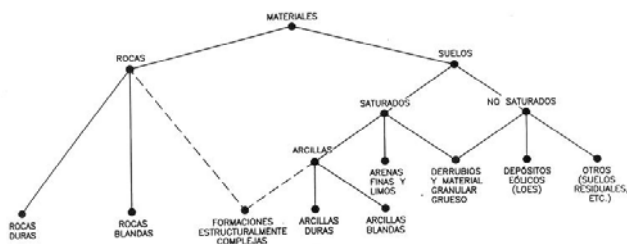


Figura 1-1

¹ Leroueil, S. et al. *Geotechnical Characterization of Slope Movements. Landslides en 7th International Symposium on Landslides. Trondheim 1996.*

Sobre todo debido a este último factor se deben realizar estudios concienzudos de la estabilidad de laderas y taludes y tomar las medidas oportunas para subsanar posibles anomalías, puesto que tanto las eventuales pérdidas materiales, y sobre todo, la pérdida de vidas humanas o daños causados a personas, resultan, hoy día, inaceptables.

A la hora de realizar una clasificación más o menos precisa de los tipos de inestabilidades, se encuentra que no hay un acuerdo entre los distintos autores sobre ella; no obstante, en este capítulo se opta por una clasificación que a priori parece la más precisa y exhaustiva.

Se pretende además dar una visión de la situación actual, aunque dentro de un marco más teórico que práctico de los fenómenos de inestabilidades superficiales en taludes y laderas en suelos y materiales sueltos; será en capítulos sucesivos donde se desarrollarán distintos sistemas y métodos prácticos de total actualidad destinados a paliar las deficiencias que se pudieran presentar en los taludes y laderas.

En lo referente a los métodos de cálculo, se hará un breve repaso y sólo se profundizará en alguno de ellos, ya que resulta prácticamente imposible hacer referencia a todos, debido a la gran cantidad de ellos disponibles.

Es importante resaltar que con la aparición de los ordenadores y su introducción como herramientas de cálculo, se produce un gran avance en los métodos de cálculo, consiguiéndose una mayor exactitud y fiabilidad. Por ello se recoge en este capítulo una breve reseña a las ventajas que este avance ha motivado en este campo.

1.2 FENOMENOS DE INESTABILIDAD GLOBAL DE TALUDES Y LADERAS

En el presente apartado se procederá a desarrollar los diferentes factores que afectan a la estabilidad de los taludes, describiéndolos de forma somera.

Se incidirá también en los riesgos que acarrea la inestabilidad de los taludes y laderas, así como la importancia de los coeficientes de seguridad, analizando la estabilidad global tanto a corto como a largo plazo.

Por último, se analizarán las diferentes tipologías de inestabilidades y se llevará a cabo una caracterización geotécnica y una identificación de las distintas etapas en el movimiento de masas de suelo.

1.2.1 FACTORES QUE AFECTAN A LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

Antes de proceder a analizar los diferentes métodos y técnicas utilizados para la estabilización de los taludes se debe entender y analizar los factores que afectan a su estabilidad, para que, una vez conocidos, la elección de esas técnicas o métodos resulte en cada caso lo más sencilla posible.

A grandes rasgos, se recogen a continuación los factores a considerar como causantes de inestabilidades en los taludes, tanto rocosos como de materiales sueltos y suelos, y que son los siguientes:

- Propiedades resistentes y deformacionales de los suelos y las rocas.
- Características físicas y geométricas de las discontinuidades.
- Estado tensional.
- Agua subterránea y sistema de drenaje.
- Variables geométricas del talud.
- Técnicas de excavación o construcción.
- Evolución temporal y meteorización.
- Técnicas de refuerzo y sistema de drenaje.

a) *Propiedades resistentes y deformacionales de los suelos y las rocas*

La capacidad resistente de un suelo depende del grado de consolidación del material y de los parámetros resistentes del mismo (c , ϕ).

b) *Características físicas y geométricas de las discontinuidades*

El factor más importante para evaluar la estabilidad de un suelo es la presencia de agua, que hace variar sus parámetros resistentes. En los macizos rocosos diaclasados, donde el comportamiento resistente y deformacional están controlados fundamentalmente por las propiedades de las discontinuidades, es fundamental una caracterización geoestructural precisa de los macizos rocosos. En este caso, los materiales se denominan con el acrónimo DIANE (Discontinuos, Inhomogéneo, Anisotrópico, No-Elástico)².

c) *Estado tensional*

Se trata de otro factor importante para evaluar la estabilidad de los taludes, que hace necesario no sólo la determinación de las tensiones existentes antes de efectuar la excavación de un terreno, sino la historia tensional de los macizos rocosos y suelos así como el cambio tensional originado por dichos trabajos, ya que afectan notablemente a la estabilidad de los mismos.

d) *Agua subterránea y sistema de drenaje*

El agua es uno de los principales enemigos a la hora de estabilizar un talud. Un estudio hidrogeológico desvelará cuál es la circulación del agua en el macizo, ayudando a establecer cuál será la adecuada red de drenaje subterráneo.

² Fariñas de Alba, J. L. et al. *Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes*. Editorial Entorno Gráfico S.L. Madrid 1999, p- 62

e) *Variables geométricas del talud*

Estas variables, tales como la geometría del talud, altura y ángulo, no sólo condicionan la estabilidad global o local del conjunto, sino también aspectos constructivos y de ejecución de los diferentes taludes.

f) *Técnicas de excavación o construcción*

Las técnicas de construcción son de muy diferente metodología: utilizan maquinaria muy variada, etc. Sin embargo, llevadas a cabo de forma inadecuada, muchas veces motivada por un supuesto ahorro de costes, pueden dar lugar a una afección negativa sobre las propiedades resistentes de los materiales remanentes. Esto conlleva la necesidad posterior de medidas correctoras de control y estabilización, con un coste superior al inicial.

g) *Evolución temporal y meteorización*

Es importante señalar que los métodos tradicionales de diseño de taludes están limitados a condiciones de corto plazo, sin considerar la estabilidad a largo plazo; es por ello por lo que se pueden distinguir diferentes tipos de rotura en el tiempo (rotura progresiva y rotura retardada), y por tanto es importante considerar el tiempo como un factor relevante en la posible inestabilidad del talud.

La rotura progresiva se refiere a la movilización no uniforme de la resistencia al corte a lo largo de una superficie potencial de deslizamiento. Frente a ella se encuentra la rotura retardada, que por el contrario, engloba mecanismos de rotura que abarcan todos los procesos que contribuyen a reducir los parámetros resistentes a lo largo del tiempo.

Un ejemplo podría ser la desaparición de la cubierta vegetal, que hace que la erosión superficial sea más rápida, el perfil del talud pase a ser desfavorable y dé lugar a problemas de inestabilidad; en definitiva, engloba fenómenos que conducen a un incremento de esfuerzos cortantes o que reducen la resistencia al corte con el tiempo, como sobrecargas de los taludes o meteorización del pie de los frentes.

Se hace por tanto necesario evaluar la influencia de los procesos de meteorización o degradación de los taludes excavados sobre los parámetros resistentes, tales como los cambios de temperatura, ciclos humedad–deseccación o los diferentes procesos químicos de alteración de la mineralogía de las rocas.

h) Técnicas de refuerzo y sistema de drenaje

En zonas críticas de un macizo rocoso y durante la etapa de proyecto, pueden aplicarse diversos sistemas para mejorar la estabilidad de los taludes. Los análisis de estabilidad deberán entonces evaluar los efectos de los elementos instalados y, a ser posible, su comportamiento a lo largo del tiempo. Un importante factor a tener en cuenta es el control del agua, tanto superficial como subterránea, con adecuados sistemas de drenaje, puesto que se trata del principal enemigo a la hora de conseguir la estabilidad global y superficial de los taludes.

1.2.2 EL COEFICIENTE DE SEGURIDAD

El proyecto adecuado de un elemento estructural o estructura exige que ella y sus componentes soporten las máximas fuerzas que tienen una probabilidad razonable de presentarse durante un período de vida, también razonable, de dicha estructura; también se exige que cumpla su función bien, pero, además, el que todo ello se haga dentro de la máxima economía.

Para que se cumpla lo anterior se emplean los "coeficientes de seguridad", cuya magnitud debería depender en cada caso de la confianza que se tenga en los datos del proyecto y en su interpretación, y en especial en los datos de resistencia y en las cargas previstas, en la exactitud del análisis estructural, en la calidad de la construcción y de la conservación, y en la importancia del fallo.

En el proyecto de taludes, muros de contención y cimentaciones, suele haber más aproximaciones e incertidumbres que con otras estructuras, debido a la complejidad del comportamiento del terreno y al conocimiento incompleto de las condiciones del subsuelo. Los coeficientes de seguridad que figuran en las normas deberían basarse en que la concepción, proyecto, construcción y funcionamiento de las estructuras se lleven a cabo de acuerdo con la buena práctica, con conocimientos, inteligencia y experiencia razonables.

Una estimación de la resistencia y deformación del terreno ante las cargas aplicadas requiere un reconocimiento y ensayos de dicho terreno, pero como el reconocimiento del terreno puede no revelar las condiciones más desfavorables del subsuelo, se requiere un margen de seguridad para tener en cuenta la existencia de posibles zonas blandas, discontinuidades erráticas, incertidumbres asociadas con la interpolación entre auscultaciones, variaciones con el tiempo, y la alteración inevitable de las muestras (que puede conducir a un aumento o disminución de la resistencia y deformación según los casos). Existe una gran cantidad de factores que influyen en la resistencia y deformación. La mayor parte de estos factores no se suelen tener en cuenta en ensayos o cálculos de rutina, por lo cual el coeficiente de seguridad debe cubrir posibles diferencias con la realidad.

Los análisis de estabilidad suelen llevarse a cabo por medio de métodos semiempíricos. En muchos casos se trata de soluciones que nos dan un "límite superior" de la carga de rotura, y que, por tanto, sobrestiman la estabilidad. Por otro lado, las presiones intersticiales calculadas pueden ser diferentes a las reales.

El proyecto de una obra debe también prever posibles desviaciones y tolerancias razonables de las dimensiones y del comportamiento de dicha obra respecto de las supuestas.

A continuación se van a tratar los problemas relacionados con la rotura y deformación originados por las tensiones, y en especial, en lo referente a sus relaciones con los coeficientes de seguridad.

En terrenos de rotura frágil, las deformaciones suelen ser pequeñas hasta llegar a la rotura, que ocurre de modo repentino. En estos casos es lógico que el coeficiente de seguridad se aplique a la rotura.

En terrenos de rotura más o menos dúctil, por el contrario, suelen producirse deformaciones importantes antes de llegar a la rotura, por ello bastaría con llegar a calcular dichas deformaciones y a definir unas "deformaciones admisibles" que resulten de dividir por un coeficiente de seguridad las que se consideren dañinas para la estructura. Dado que las deformaciones angulares dependen en gran parte del coeficiente de seguridad respecto a la rotura, uno de los objetos de dicho coeficiente es mantener dichas deformaciones dentro de límites razonables.

Cuando se estudia la carga de rotura de una cimentación, el coeficiente de seguridad se define del siguiente modo, siendo Q_r la carga de rotura y Q la que realmente actúa:

$$F = \frac{Q_r}{Q} \quad (1.1)$$

Como ejemplo, mencionar que en edificaciones de varios pisos, para calcular las cargas que actúan sobre la cimentación, se considera una reducción de sobrecargas del tipo de la recomendada por la norma correspondiente del Ministerio de Fomento; el valor mínimo del coeficiente de seguridad definido de este modo suele hacerse variar entre 1,5 y 6, dependiendo del grado de confianza del valor obtenido de la carga de rotura entre otras cosas.

En otras ocasiones el coeficiente de seguridad se aplica a la resistencia al esfuerzo cortante, y se define como *“el valor numérico por el que hay que dividir la resistencia a esfuerzo cortante para que la masa de terreno considerada llegue estrictamente a la situación de rotura”*.

En problemas de deslizamiento de taludes o de la base de cimentaciones, el valor mínimo del coeficiente de seguridad definido de este modo suele hacerse variar entre 1,1 y 1,5; el valor más bajo se emplea, en ocasiones, cuando se coloca instrumentación para observar la obra durante la construcción. En algunos casos obtendremos el mismo valor de los dos coeficientes de seguridad definidos, en un mismo problema, pero en otros casos el valor obtenido empleando la segunda definición será menor.

En todo lo anterior se ha supuesto que el coeficiente de seguridad definido es único; es decir, que se concentra en un solo valor todo el margen de seguridad de la obra. Como los componentes de la resistencia del terreno y las cargas aplicadas son hasta cierto punto independientes, es evidente que se conseguirá un margen de seguridad más uniforme aplicando coeficientes de seguridad parciales, como se suele hacer en el cálculo de estructuras en agotamiento.

<i>Tipo de obra</i>	<i>Parámetro de la resistencia al corte</i>	<i>Coefficiente de seguridad</i>
Taludes	<i>Cohesión</i>	1.5-2
	<i>Angulo de rozamiento interno</i>	1.2-1.5
	<i>Resistencia al corte</i>	1.3-1.5
Cimentaciones	<i>Cohesión</i>	2-2.5
	<i>Angulo de resistencia interno</i>	1.2-1.3
Empuje de tierras	<i>Cohesión</i>	1-1.5
	<i>Angulo de rozamiento interno</i>	1-1.2
	<i>Resistencia al corte</i>	1-1.5
Peso propio y cargas permanentes		1
Presiones del agua		1-1.2
Sobrecargas móviles		1-1.5

Tabla 1-1 Coeficientes de seguridad parciales mínimos.³

³ *Código Danés de Cimentaciones*. Sociedad de Ingenieros de Dinamarca. Editado en España por Lab. Trans. y Mec. de Suelo. Madrid 1967. Bol. Información 53. 101-127

En la Tabla 1-1, se dan valores frecuentes de los coeficientes de seguridad parciales; dichos coeficientes se definen del siguiente modo:

$$F_c = \frac{C}{C_a} \quad (1.2)$$

$$F_\phi = \frac{\text{tg } \phi}{\text{tg } \phi_a} \quad (1.3)$$

En las expresiones anteriores, C_a y ϕ_a son los valores minorados de la cohesión y del ángulo de rozamiento interno que conducen a la situación de rotura estricta. Un método racional para hallar en cada caso el valor del coeficiente de seguridad ha sido propuesto por Hueckel (1968)⁴.

El coeficiente de seguridad es, en definitiva, un concepto probabilístico, y debería definirse de manera que el "coste probable" de una estructura sea mínimo⁵. Este coste probable es la suma del coste inicial y del que supondría asegurar la obra a todo riesgo:

$$C_p = C_i + P_r \cdot D \quad (1.4)$$

Expresión en la que:

C_i = coste inicial

P_r = probabilidad de una rotura

D = daños ocasionados por la rotura, indemnizaciones, vidas humanas, valores morales, etc.

⁴ Hueckel, S. *Determinación del Coeficiente de Seguridad en Mecánica del Suelo y Cimentaciones*. Editado por Lab. Trans. Madrid 1968. Bol. 68, 3-19.

⁵ Wu, T. H. y Kraft, L. M. *Safety Analysis of Slopes*. Editorial ASCE. 1970. 96:609-630.

Cuanto mayor sea el coeficiente de seguridad, menor será la probabilidad de rotura. En cualquier caso, esta probabilidad de rotura debería ser fijada por las autoridades más que por los proyectistas.

Se deduce de lo anterior que los coeficientes de seguridad no suponen una seguridad absoluta de la estructura, sino que incluyen un pequeño riesgo de accidente o probabilidad de rotura de la estructura durante su vida de servicio. Sirva como ejemplo la recopilación de datos de rotura de presas de tierras realizadas desde que la Mecánica del Suelo se impuso en la práctica de la ingeniería (hacia 1940) y que indica que 1/3 de los accidentes aproximadamente, presentaron una rotura parcial o total debido a deslizamiento, y los 2/3 restantes fueron causados por erosión interna.

La mayor parte de estas roturas han ocurrido durante los primeros años de servicio y en suelos cohesivos. Como es probable que las recientes mejoras en proyecto y construcción se vean compensadas por la creciente altura y atrevimiento, y por el uso de emplazamientos menos favorables, quiere decir que el coeficiente de seguridad convencional de 1,3 a 1,5 va asociado con una probabilidad de rotura excesivamente alta durante los primeros años de servicio.

1.2.2.1 Relación entre el factor de seguridad y el sistema de estabilización empleado.

Como posteriormente se verá, en aquellos casos en los que una vez calculado el factor de seguridad, se compruebe que el talud no es estable, habrá que colocar algún sistema que nos ayude a estabilizar el talud. Entonces habrá que obtener un nuevo factor de seguridad.

No se puede olvidar que dicho factor de seguridad (que se obtiene una vez instalado el sistema de estabilización que se consideró más adecuado), interesa tanto como el descrito en los párrafos anteriores. En general este factor de seguridad va a estar muy relacionado con los siguientes factores:

- Elección del método de cálculo: supone un conocimiento de la estructura geométrica del macizo en estudio, así como del funcionamiento de todos los componentes del sistema que se emplee para la estabilización.

- Angulo de rozamiento interno: el ángulo de rozamiento interno es el parámetro fundamental para la determinación de los F.S. de la estabilidad de una ladera o desmonte. Existe una amplia bibliografía que recoge varios métodos de cálculo para su obtención y que estarán en mayor o menor grado indicados en función del material a estudiar, de entre los cuales aquí se define el de Barton:

$$\varphi_{SD} = \delta + \varphi_{residual}$$

$$\delta = JRC * \log \frac{JCS}{\sigma_n}$$

$$5 < JRC < 15$$

lisa muy rugosa

JRC → rugosidad de la diaclasa

JCS → resistencia a compresión

σ_n → presión normal

- Factor de seguridad empleado: en estos casos hay que aplicar el cálculo del factor de seguridad no sólo a lo que es el talud, sino también a cada componente del sistema (anclaje, malla, etc).

1.2.3 RIESGOS ASOCIADOS AL MOVIMIENTO DE TALUDES

La caracterización geotécnica constituye el procedimiento básico para analizar los movimientos de los taludes, y son los impresos de caracterización geotécnica los que proporcionan las pautas para determinar los tipos específicos de movimientos en una etapa dada y para un tipo de material específico. Los casos reales, no obstante, pueden ser más complejos, ya que pueden afectar a varios materiales y combinar distintos movimientos. Sin embargo, esta aproximación, que examina el comportamiento del talud desde el punto de vista mecánico, parece ser muy útil para evaluar el riesgo asociado con el movimiento de los taludes.

Como en cualquier análisis de riesgo, la primera etapa consiste en definir los posibles peligros, que en nuestro caso son todos los posibles movimientos que pueden afectar a un área dada. Cada peligro ha de ser caracterizado, por lo cual se recomienda realizar este análisis mediante impresos que organicen racionalmente la información y obliguen a responder a una

serie de cuestiones esenciales para el entendimiento de la situación por parte de los técnicos (Figura 1-2⁶).

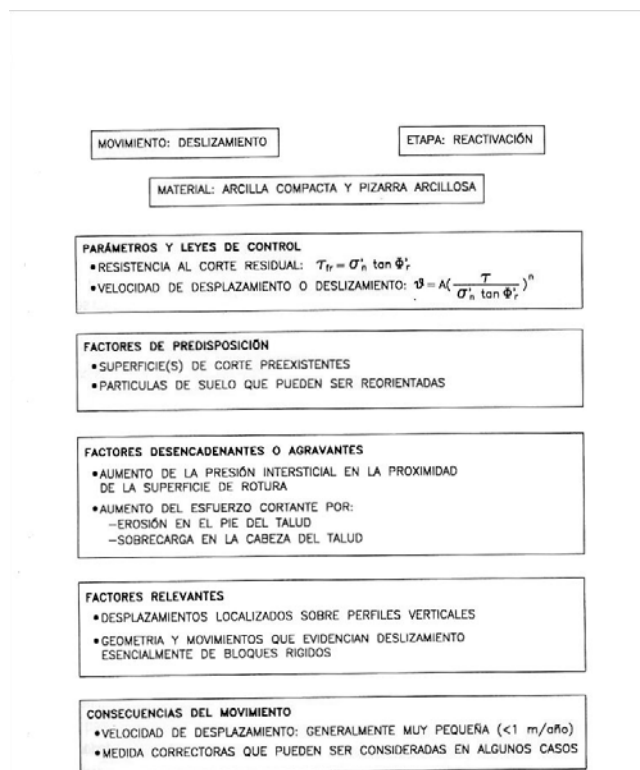


Figura 1-2 Análisis de riesgo.

La caracterización geotécnica debe considerar las diferentes etapas de movimiento de los taludes, proporcionando un soporte racional y amplio para el examen de todos estos aspectos.

El riesgo total está definido por el conjunto de daños resultantes de la ocurrencia de un fenómeno, pudiendo cuantificarse con la siguiente expresión⁷:

$$RT = \Sigma H \cdot R_i \cdot V_i \quad (1.5)$$

⁶ Fariñas de Alba, J. L. et al. Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes. Editorial Entorno Gráfico S.L. Madrid 1999, p- 47.

⁷ Varnes, D.J. Landslides types and processes. TRB Special Report 247, National Academy Press. Washington, 1996.

Donde:

H = Probabilidad de ocurrencia del fenómeno en un área dada y en un periodo de tiempo dado.

R_i = Elementos en riesgo, potencialmente dañados por el fenómeno (desde 1 hasta n).

V_i = Vulnerabilidad de cada elemento, representada por un grado de daño comprendido entre 0 (sin pérdida) y 1 (pérdida total).

Existen ábacos donde se relaciona la probabilidad anual de fallo o rotura de diferentes tipos de proyectos de ingeniería y las consecuencias de las mismas, sugiriendo unos niveles aceptables; para poder aplicar tal ábaco al caso de los taludes es preciso tener en cuenta que debe participar todo un conjunto de especialistas, además de ingenieros geotécnicos.

Cuando se habla de taludes, el riesgo frecuentemente se considera en términos de rotura. Ésta, en efecto, constituye una parte importante de los problemas encontrados, particularmente cuando el riesgo se examina en términos de pérdidas de vidas humanas. Pero en el caso de obras de infraestructura lineal, no satisface todas las necesidades de la ingeniería geotécnica, ya que en zonas de estabilidad precaria las cuestiones están más relacionadas con los movimientos y los ritmos de éstos, más que con las roturas como tales⁸.

Asimismo, existe una serie de implicaciones sociales, económicas, ambientales, políticas e incluso legales de la población que pueda verse afectada y, además, también dependerán del comportamiento y percepción humana (Figura 1-3⁹).

⁸ Leroueil, S. y Locat, J. *Slope Movements - Geotechnical Characterization, Risk Assessment and Mitigation* en 8th International IAEG Congress. Vancouver 1998. A.A. Balkema.

⁹ Fariñas de Alba, J. L. et al. *Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes*. Editorial Entorno Gráfico S.L. Madrid 1999, p-49.

Así, por ejemplo, pueden diferenciarse diferentes niveles de riesgo:

- a) Riesgo muy alto, de hasta tres órdenes de magnitud, que son más aceptados para riesgos voluntarios que para riesgos involuntarios.
- b) Riesgo aceptable, que es mayor para peligros naturales que para estructuras construidas por el hombre, y en particular para taludes que han sido objeto de trabajos de estabilización.
- c) Existe diferencia entre el riesgo que es tolerado y aquel que es aceptable.
- d) Riesgo aceptable para pérdidas de vidas humanas. Consecuentemente, pueden establecerse niveles generales de aceptación de riesgo.

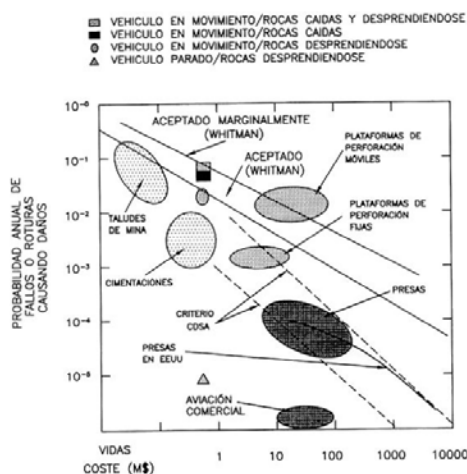


Figura 1-3

Estos aspectos han sido tratados por diferentes especialistas, llegándose a proponer en ábacos que relaciona las pérdidas de vidas humanas con diferentes niveles de riesgo (Figura 1-4¹⁰).

¹⁰ Fariñas de Alba, J. L. et al. *Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes*. Editorial Entorno Gráfico S.L. Madrid 1999, p-50.

Cuando el coste total estimado de un evento es denominado alto para una población dada, tanto el riesgo calculado con la expresión expuesta anteriormente como los costes deben ser examinados de manera concurrente.

Otro aspecto importante es el de los elementos en riesgo, que pueden dividirse en cuatro categorías : individuales, propiedades y bienes, actividades y funciones sociales. Estos elementos pueden sufrir las consecuencias de un fenómeno de forma directa o de fenómenos indirectos. Así, por ejemplo, la destrucción de una casa por un deslizamiento es una consecuencia directa de ese evento, mientras que la inundación de un pueblo debido al ascenso del nivel de las aguas de un río al producirse el deslizamiento de una ladera es una consecuencia indirecta.

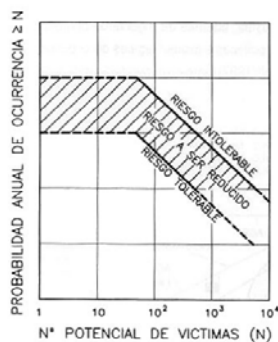


Figura 1-4

Lógicamente, todos estos aspectos deben considerarse en el análisis de riesgos, a través de las consecuencias de los movimientos y, en particular, con la velocidad de movimiento que es muy variable. Cuando se trata de pérdida de vidas humanas, éste debe ser considerado, pues si es muy baja, las personas pueden tener tiempo suficiente para ser evacuadas a una zona segura.

Una escala de valores de velocidad de deslizamiento es la propuesta recientemente por Cruden y Varnes (1996)¹¹, modificada de una anterior de este último. De forma análoga a la escala de Mercalli, que se utiliza en la descripción de la intensidad de los terremotos, se consideran siete clases, desde movimientos extremadamente lentos a aquellos extremadamente rápidos.

En la ecuación del riesgo total interviene el peligro o probabilidad de que un fenómeno ocurra, como puede ser la primera rotura de un talud o que un deslizamiento de ladera activo alcance una determinada velocidad. Cuando, por ejemplo, se considera la etapa de rotura, el peligro está directamente relacionado con la probabilidad de que los factores desencadenantes alcancen un valor crítico para la rotura.

Para las etapas de pre-rotura y de reactivación, los peligros asociados a la velocidad de movimiento están relacionados con las características de los materiales y los factores de predisposición y, por esto, es más difícil definirlos.

Cuando se considera el deslizamiento de un talud o una ladera deben contemplarse las etapas de rotura y la posterior de post-rotura. Como consecuencia de ello, el peligro debe subdividirse en dos partes: el peligro asociado a la probabilidad de tener la rotura (H_f) y el peligro asociado a la probabilidad que la post-rotura tenga unas características específicas ($H_{\text{post-f}}$).

La probabilidad de que el deslizamiento alcance a la vivienda es el peligro asociado a la primera rotura multiplicado por el peligro asociado a la posibilidad de que la distancia de corrimiento sea mayor que L (Figura 1-5¹²). Cuando elementos tales como vehículos se mueven o se encuentran temporalmente en el área de riesgo, como puede suceder con una autovía, el análisis de probabilidades debe ser lógicamente modificado. Así, por ejemplo, pueden contemplarse tres casos: que un desprendimiento de rocas impacte sobre un vehículo parado, sobre uno en movimiento, o que un vehículo en movimiento colisione con un desprendimiento de rocas.

¹¹ Cruden, D. M. y Varnes, D.J. *Landslides Investigation and TRB*. Special Report 247, National Academy Press. Washington 1996.

¹² Fariñas de Alba, J. L. et al. *Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes*. Editorial Entorno Gráfico S.L. Madrid 1999, p-52.

Diversos especialistas describen la función de probabilidad $H_{\text{post-f}}$ como la probabilidad de impacto espacial o como la probabilidad de que el deslizamiento impacte con un elemento dado.

Una situación similar puede encontrarse en el caso de deslizamientos de regresión o remontantes. En estos deslizamientos primero debe tener lugar una rotura, y entonces se produce una situación en la que el escarpe que se origina vuelve a ser inestable, desencadenándose a continuación otro deslizamiento.

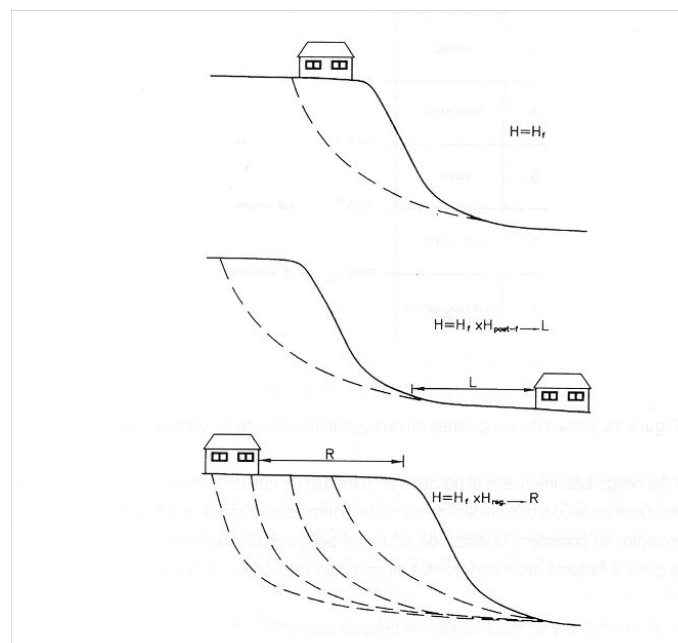


Figura 1-5

El peligro asociado a un deslizamiento remontante a una distancia R , está por esto asociado al peligro de la primera rotura, H_f multiplicado por el peligro asociado a la posibilidad de tener una distancia de retroceso de R , H_{reg} :

$$H = H_f \cdot H_{\text{reg}} \quad (1.6)$$

La mayor dificultad para efectuar un análisis de riesgo es la incertidumbre; diversos autores establecen tres fuentes de incertidumbre:

- Incertidumbre de los parámetros.
- Incertidumbre del modelo.
- Incertidumbre humana.

Si se considera que no existe incertidumbre humana y que el modelo es totalmente representativo del problema considerado, la incertidumbre solamente derivaría de los parámetros. En este caso, la incertidumbre se dividiría en dos partes:

- I. La incertidumbre que depende de la variación espacial de los parámetros característicos de los materiales y de los factores de predisposición, que depende lógicamente de la calidad y extensión de la investigación.
- II. La incertidumbre que depende de la variación temporal de los factores desencadenantes y agravantes, debida a esas variaciones por lo que se produce la rotura o un cambio en la velocidad de movimiento.

Así, cuando se desencadena un deslizamiento, o si uno activo alcanza una determinada velocidad intervienen diversos factores (por ejemplo, nivel piezométrico del agua y erosión del talud), y la probabilidad de que ocurra es la suma de las probabilidades de que esos factores alcancen un determinado nivel, más la probabilidad de que los factores se combinen para producir el mismo fenómeno.

Para definir el peligro asociado a los parámetros inciertos, puede aplicarse un modelo probabilístico a una solución determinística. En el caso de la rotura de un talud, el modelo puede basarse en el equilibrio límite, suponiéndose que dicha rotura tiene lugar cuando el Factor de Seguridad (FS) es inferior a 1,0.

Tal como se muestra en la Figura 1-6¹³, puede darse el caso de tener un FS elevado de 1,79, pero con un alto nivel de incertidumbre en los parámetros de cálculo, con lo que la

¹³ Jimenez Salas, J. A. *Geotécnica y Cimientos II. Mecánica del Suelo y de las Rocas*. Editorial Rueda. Madrid 1976, p-539.

probabilidad de rotura es mayor que en el caso de un talud con un FS menor, 1,4, asimismo con menor incertidumbre en los parámetros característicos del macizo rocoso.

En cuanto a la incertidumbre de los modelos, ésta procede de que los procesos son generalmente más complejos de lo que se supone (influencia de la estructura y anisotropía, efectos de los cambios de tensiones, roturas progresivas, influencia de las anomalías geológicas, etc.) y no están totalmente representados por los métodos de cálculo existentes.

Todo esto también dificulta la aplicación de los métodos probabilísticos durante las etapas de pre-rotura y post-rotura. Solamente son apropiados los métodos asociados en la etapa de reactivación, ya que los parámetros resistentes son los residuales y las condiciones están más ajustadas a las supuestas en los modelos de estabilidad de equilibrio límite. Además, en tales casos es posible hacer un análisis retrospectivo para estimar los parámetros resistentes.

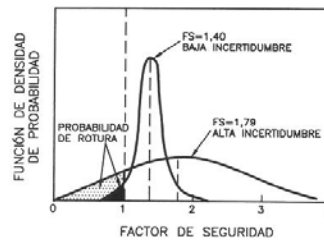


Figura 1-6 Factor de seguridad

Tal como se indicó anteriormente, la incertidumbre depende de diversos factores, entre los que se encuentran la calidad de las investigaciones geológicas y geotécnicas realizadas; por ello es preciso tener en cuenta estos aspectos exigiendo unos factores de seguridad mínimos dependiendo del riesgo que exista y del grado de sofisticación de la investigación. De forma gráfica, dichos criterios quedan representados en la Figura 1-7¹⁴. Así, por ejemplo, si se hace en un caso dado una investigación somera, el factor de seguridad exigido será de 1,62, el cual disminuiría hasta 1,42 en el supuesto de efectuarse una investigación detallada.

¹⁴ Fariñas de Alba, J. L. et al. *Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes*. Editorial Entorno Gráfico S.L. Madrid 1999, p-55.

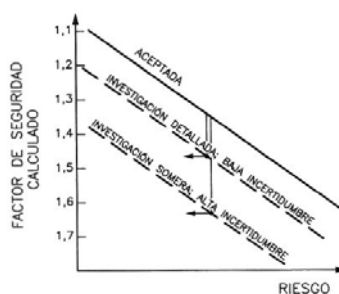


Figura 1-7 Criterios de riesgo

Como resumen de lo anterior, puede afirmarse que la evaluación de los peligros es la tarea más difícil cuando se pretende estimar los riesgos relacionados con el movimiento de los taludes. Sin embargo, pasa a ser una labor imprescindible en muchos proyectos.

En otro orden de cosas, cuando se trata el caso de taludes con una estabilidad precaria, pueden plantearse diversas opciones. Una consiste en mejorar las investigaciones para especificar el riesgo, y si éste se considera demasiado elevado es necesario contemplar las siguientes tres opciones:

1. No hacer nada sobre el talud.
2. No hacer nada sobre el propio talud, pero sí instalar sistemas de protección para evitar daños o mejorar la seguridad de las personas.
3. Mejorar la seguridad del talud hasta un nivel satisfactorio que reduzca el riesgo.

Las soluciones consideradas para mejorar una situación dada, con el fin de reducir los peligros y riesgos, deben examinarse como una función de costes para seleccionar la más

apropiada bajo la óptica de un análisis de coste/beneficio. La Figura 1-8¹⁵ ilustra este aspecto.

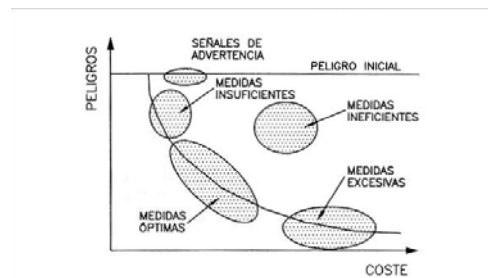


Figura 1-8 Elección de la solución en función del coste.

La caracterización geotécnica de los movimientos de los taludes en cada una de las etapas de éstos, puede usarse para definir los tipos más apropiados de sistemas de alerta. En la etapa de pre-rotura, los sistemas de alarma pueden aplicarse a los factores relevantes, agravantes o desencadenantes.

Los factores relevantes serán, por ejemplo, la apertura de fisuras o el movimiento de determinados puntos del talud; en tales casos, los criterios de alerta pueden ser la magnitud o la velocidad del movimiento, que serán entonces pequeños. Cuando se asocia a los factores agravantes o desencadenantes, es necesario definir primero la relación entre la magnitud de los factores de control y la estabilidad o movimiento del talud. Los criterios de alarma pueden ser un cierto nivel freático en el macizo, un cierto grado de erosión, etc. (Figura 1-9¹⁶).

En la etapa de rotura, el sistema de alarma solamente puede relacionarse con los factores relevantes, generalmente una aceleración repentina de los movimientos o la desaparición de un objetivo.

¹⁵ Fariñas de Alba, J. L. et al. *Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes*. Editorial Entorno Gráfico S.L. Madrid 1999, p-55.

¹⁶ Leroueil, S. y Locat, J. *Slope movements - Geotechnical Characterization, Risk Assessment and Mitigation* en *8th International IAEG Congress*. Vancouver 1998. A.A. Balkema.

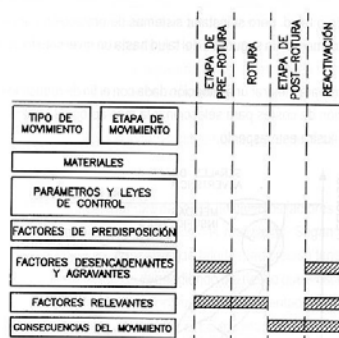


Figura 1-9 Factores indicadores de alarma.

En la etapa de post-rotura, esos factores estarán asociados con las consecuencias previstas del movimiento. En particular, dependerán de la distancia de corrimiento de la masa deslizada o de la velocidad del movimiento de masas.

Finalmente, para deslizamientos activos o reactivados, los sistemas de alarma podrán aplicarse a los factores agravantes o desencadenantes, a los factores relevantes o a algunas de las consecuencias posibles del movimiento.

La corrección o mitigación requiere un entendimiento claro del proceso que provoca el movimiento del talud y que es proporcionado por la caracterización geotécnica; existen muchas posibilidades para reducir los riesgos de un talud, disminuyendo las fuerzas desestabilizadoras o aumentando las fuerzas resistentes.

1.2.4 ESTABILIDAD A CORTO Y A LARGO PLAZO.

Al introducir un cambio en el estado de tensiones del terreno, debido, por ejemplo, a la construcción de una obra que conlleve la ejecución de un desmonte, se llega como resultado a unas nuevas condiciones de equilibrio; se hace por tanto necesario el cálculo de su estabilidad.

Se denomina cálculo de "estabilidad a corto plazo" a la determinación del coeficiente de seguridad al cabo de un período de tiempo lo suficientemente corto, con relación a la permeabilidad del terreno, para que no haya drenaje producido por el cambio de tensiones indicado.

A medida que transcurre el tiempo, las condiciones de equilibrio van variando; pueden cambiar las presiones intersticiales, tendiendo a las de una red de corriente en equilibrio según las nuevas condiciones en los límites; puede también cambiar la resistencia en presiones efectivas, que en algunos terrenos firmes puede pasar del valor de pico al residual como consecuencia de un proceso de descarga y de rotura progresiva. Cuando bajo condiciones de equilibrio las presiones intersticiales y la resistencia han llegado a una situación estable es lo que se llama "estabilidad a largo plazo".

Hay casos intermedios que también interesa a veces considerar; por ejemplo, la aplicación de las cargas sobre un terreno no es instantánea, sino que se va haciendo paulatinamente al ir progresando el proceso de construcción. Al llegar a actuar la carga máxima; es decir, cuando la construcción se ha terminado, ha transcurrido un cierto tiempo, y puede haber habido un drenaje parcial. Sin embargo, en ocasiones lo que se hace es no considerar dicho drenaje, con lo cual el problema se reduce a uno de estabilidad a corto plazo, en general más sencillo. En otros casos, el proceso de disminución de resistencia es un proceso progresivo, con muchos estados intermedios que dependen del plazo que se considere para la estabilidad.

En la mayoría de los casos, la situación más desfavorable se produce o bien a corto o bien a largo plazo; pero a veces, sin embargo, sucede que las condiciones pésimas no se producen en ninguno de los dos extremos, sino en un tiempo intermedio, por producirse una distribución de las presiones intersticiales que disminuye las condiciones de estabilidad. Tal ocurre cuando existen capas horizontales permeables, superficiales, de arena, limo o turba en un lecho de arcilla sobre el que se coloca un terraplén.

En tal caso hay una afluencia de agua a dicha capa, a través de la cual se transmite horizontalmente hacia fuera; si la capa es delgada, se pueden originar presiones intersticiales de importancia a los lados del terraplén y, por último, un deslizamiento a través de ella (Ward et al.¹⁷ y Casagrande¹⁸). Fenómenos análogos pueden producir la transmisión hacia fuera de

¹⁷ Ward, W. H. et al. *Stability of a Bank on a Thin Layer*. Géotechnique, 5: 154-166. 1955.

¹⁸ Casagrande, A. *An Unsolved Problem of Embankment Stability on Soft Ground en 1º Cong. Panamericano Mec. Suelo*. Méjico 1960, 2:721-746

las presiones intersticiales originadas por la hinca de pilotes en la parte superior de un talud (Bjerrum y Johannessen¹⁹; Broms y Bennermark²⁰).

En numerosos casos no existe la estabilidad a corto plazo, pues el drenaje es prácticamente instantáneo; tal caso suele ocurrir en los terrenos permeables (suelos de grano grueso y roca diaclasada).

1.2.5 TIPOLOGÍA DE INESTABILIDADES.

A continuación se revisarán las diferentes clasificaciones y tipologías de inestabilidades en laderas y taludes, así como se incluirá una clasificación adicional de los movimientos de masas en taludes rocosos, siempre desde un punto de vista geoestructural; por último, se hará un breve repaso a diferentes casos de talud en macizos rocosos.

1.2.5.1 Clasificación de inestabilidades en taludes y laderas

Existen numerosas publicaciones que describen los diferentes mecanismos de rotura, pero no hay aún un consenso científico a la hora de utilizar una terminología común. Se considera conveniente incluir en este capítulo una reciente clasificación de los movimientos de masas (Corominas, J. y García Yagüe, A.²¹).

Los movimientos pueden ser agrupados, según dichos autores, en cinco mecanismos principales:

¹⁹ Bjerrum, L. y Johannessen, I. *Pore Pressures Resulting from Driving Piles in Soft Clay. Pore Pressure & Suction in Soils*. Conf., Londres 1960, 108-111.

²⁰ Broms, B.B. y Bennermark, H. *Discusiones*. Geotechnical Conf., Oslo 1967, 2:118-120.

²¹ Corominas, J. y García Yagüe, A. *Terminología de los Movimientos de Laderas en IV Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Granada 1996.

- Desprendimiento y colapso.
- Vuelco.
- Deslizamiento.
- Expansiones laterales.
- Flujos.

A continuación se describe brevemente cada uno de estos mecanismos, siguiendo la citada publicación:

a) *Movimientos con predominio de la trayectoria vertical: desprendimientos y colapsos o desplomes.*

Dentro del conjunto de movimientos con predominio de trayectoria vertical, se distinguen los desprendimientos y los colapsos o desplomes, que a continuación se pasan a detallar:

1. Desprendimientos.

Se originan por el despegue de una masa de suelo o roca de una pared empinada o acantilado y posterior descenso mediante caída libre, a través del aire, y rebote o rodadura final.

La rotura tiene lugar por mecanismos de deslizamiento o vuelco de pequeña envergadura que proporcionan a la masa despegada una velocidad inicial en el momento de caída libre. El movimiento es de muy rápido a extremadamente rápido.

2. Colapsos o Desplomes.

Consisten en la caída de masas de material, con una trayectoria básicamente vertical, debidos a la socavación efectuada por un río o el oleaje en un acantilado o la meteorización y disgregación de las rocas del pie del mismo.

b) *Movimientos de giro de bloques conformados por fracturación vertical: vuelcos.*

Es la rotación hacia adelante y hacia el exterior de una ladera, de una masa de suelo o roca alrededor de un eje situado por debajo de su centro de gravedad. Las fuerzas desestabilizadoras son la gravedad y las fuerzas ejercidas por el terreno adyacente o por fluidos en las grietas. Dentro del mecanismo de vuelco se distinguen dos procesos: el vuelco por flexión y el desplome.

1. Vuelco por flexión.

Tiene lugar cuando las discontinuidades del macizo forman columnas semicontinuas en voladizo que, cuando se doblan hacia adelante, rompen por flexión.

2. Desplome.

Se produce en bordes de acantilados rocosos o de materiales areno-arcillosos compactados, donde la masa movida cae inicialmente con un movimiento de giro apoyado en la base inferior y posteriormente un movimiento vertical de colapso, al deshacerse el apoyo en dicha zona.

- c) Movimiento de deslizamiento de grandes bloques.

Son movimientos ladera abajo de masas de suelo o roca sobre una o varias superficies de rotura, o zonas relativamente delgadas con intensa deformación de cizalla, en los que se preserva a grandes rasgos la forma de la masa desplazada.

Dentro de este mecanismo se distinguen los deslizamientos rotacionales y los traslacionales.

1. Deslizamientos rotacionales.

El terreno en movimiento experimenta un giro a lo largo de una superficie de rotura curvilínea y cóncava, y según un eje situado por encima del centro de gravedad de la masa deslizada. El material de cabecera queda con una inclinación contra ladera, generando depresiones donde se acumula el agua e induciendo nuevas reactivaciones. En el pie, por el

contrario, se presentan abombamientos o levantamientos del material con una superficie convexa.

Este tipo de deslizamientos suele producirse en suelos cohesivos homogéneos y en macizos intensamente diaclasados. En materiales arcillosos y, sobre todo, si hay presencia de agua, la parte baja deslizante puede evolucionar hacia un deslizamiento de tierras.

2. Deslizamiento traslacional.

Las masas se desplazan a lo largo de una superficie de rotura plana u ondulada, pudiendo deslizar posteriormente sobre la superficie del terreno original y proseguir si la inclinación es suficientemente fuerte. Los componentes de la masa desplazada se mueven inicialmente con la misma velocidad y trayectorias paralelas, pudiendo fragmentarse o disgregarse si posteriormente aumenta su velocidad, derivando en un flujo más que en deslizamiento.

Cuando los bloques de suelo o roca se deslizan sobre una superficie única se suele hablar de “*deslizamientos planos*” y cuando la superficie de rotura está formada por dos planos que obligan a la masa de roca a desplazarse según la línea de intersección se habla de “*deslizamientos en cuña*”.

Las masas rocosas que se desplazan sobre materiales más plásticos en los que se hunden por extrusión de éstos y con movimientos muy lentos ladera abajo, se dice que lo hacen por “*desplazamientos concordantes*”. Cuando los mismos bloques se trasladan sobre una superficie donde el hundimiento de los estratos no coincide con el de la ladera, el hundimiento es escaso o inexistente y las laderas tienen mayor pendiente, denominándose entonces “*deslizamientos discordantes*”.

Los deslizamientos en los que la masa desplazada se trocea en su movimiento y resulta una acumulación caótica de bloques se denomina “*corrimiento*” y cuando la rotura por cizalla se produce en suelos no cohesivos con partículas gruesas se denomina “*deslizamiento de derrubios*”.

d) *Movimiento con extrusión plástica lateral: expansiones laterales.*

Este mecanismo consiste en la fracturación y extensión del material compacto (tanto suelo como roca) debido a la licuefacción del material subyacente, por ejemplo, debida a una sacudida sísmica. También se producen cuando se encuentran litologías blandas y deformables por debajo de materiales resistentes y densos, extruyendo lateralmente estos últimos a los primeros por el peso que ejercen.

e) Movimientos de masas desorganizadas o revueltas: flujos.

Son movimientos especialmente continuos en los que las superficies de cizalla tienen vida corta, se encuentran muy próximas y generalmente no se conservan. La masa movida no mantiene la forma en su movimiento descendente, adoptando frecuentemente en materiales cohesivos formas lobuladas y desplomándose por la ladera o formando conos de deyección cuando incluyen materiales grandes.

Dependiendo del contenido en agua, movilidad y grado de cohesión del material, existe una gradación desde los deslizamientos a los flujos. Así sucede con los deslizamientos de derrubios que llegan a convertirse en corrientes de derrubios conforme el material incorpora agua, pierde cohesión y se mueve por laderas empinadas.

Se pueden distinguir dentro de estos movimientos desorganizados los fenómenos de reptación, coladas de tierra, solifluxión, corriente de derrubios, golpes de arena y limo y avalanchas.

1. Reptación.

Es un movimiento extremadamente lento que es imperceptible, excepto para largos períodos de tiempo. No se identifican superficies de cizalla definidas.

2. Coladas de tierra.

Es la deformación plástica, lenta y no necesariamente muy húmeda, de tierra o rocas blandas en laderas de inclinación moderada. Suelen dar lugar a un depósito elongado, lobulado en pie, formando un volumen positivo sobre la superficie original del terreno.

3. Soliflucción.

Es una deformación de pequeñas dimensiones en suelos cohesivos y de poco espesor, que dan lugar a formas lobuladas. Suelen contener superficies de cizalla de poca extensión.

4. Corriente de derrubios.

Son movimientos rápidos de material detrítico en el que predomina la fracción gruesa, es decir, arenas, gravas y bloques. Dada la falta de cohesión de sus componentes, se desparrama en la parte inferior de las laderas sin generar un depósito con una forma específica o acumulándose formando conos de deyección.

5. Golpes de arena y limo.

Consisten en una movilización brusca de esos materiales, a veces en estado seco, debida a un colapso estructural por efecto de una sacudida sísmica o al iniciarse la rotura del suelo por deslizamiento.

6. Avalanchas.

Es una movilización de grandes masas de tierra, fragmentos de roca o derrubios, que se desplazan a gran velocidad y que pueden llegar a licuarse, al menos parcialmente, por el contenido en agua o por efecto de la pendiente, fluyendo y precipitándose a través de vaguadas, llegando más allá del pie de la ladera.

e) Otros movimientos.

En este grupo se incluyen las deformaciones sin rotura o previas a las roturas y los movimientos complejos, y que a continuación se pasan a describir:

1. Deformaciones sin rotura o previas a la rotura.

A veces, las deformaciones de la ladera no degeneran en despegues de la masa movida ni en superficies de rotura continuas en todo el conjunto. Suelen ser de pequeña extensión, aunque en los grandes movimientos lleguen a ser de varios metros. Estas deformaciones pueden acelerarse hasta la rotura, reactivarse periódicamente o paralizarse.

2. Reptación por fluencia.

Estos desplazamientos, inicialmente muy lentos, se aceleran progresivamente hasta que se produce la rotura.

3. Cabeceo.

En formaciones rocosas intensamente fracturadas y con buzamiento hacia el interior del macizo, los metros más superficiales pueden estar descomprimidos y alterados tendiendo a girar hacia abajo, definiendo ese cambio de pendiente una superficie de deslizamiento potencial.

4. Combadura.

Los niveles rocosos superiores que reposan sobre materiales más blandos que adelgazan hacia los valles pueden combarse abriéndose fisuras en los mismos.

5. Deformaciones gravitacionales profundas.

Estas deformaciones profundas consisten en la formación en el terreno de escarpes auténticos con una alineación sensiblemente paralela a las curvas de nivel de la ladera y hundimiento de la zona de cresta. En la base pueden identificarse abombamientos, aunque son menos claros que el hundimiento y desplazamiento de la cresta.

6. Roturas confinadas.

Son mecanismos de rotura progresiva que dan lugar a la deformación y agrietamiento de la ladera, normalmente en la zona de cabecera, sin que la superficie de cizalla se desarrolle completamente y produzca la rotura general del terreno afectado.

f) Movimientos complejos.

Se recogen aquí una serie de movimientos que se han caracterizado como complejos, en los que además se tienen que dar una serie de circunstancias poco comunes o inusuales:

1. Colapsos de volcanes.

Son de tres tipos: con inyección de magma, creando un bulbo que desestabiliza la ladera; por creación de vapor de agua; y por agotamiento de la capacidad resistente del cono, sin intervención del magma ni vapor de agua.

2. Flujos deslizantes.

Son colapsos bruscos y masivos, de muy rápidos a extremadamente rápidos, de masas de material granular a derrubios, a partir de un efecto perturbador, por ejemplo el aumento de la presión intersticial.

1.2.6 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA Y ETAPAS EN EL MOVIMIENTO DE MASAS EN TALUDES

De manera similar a cuando se realiza en laboratorio un ensayo de corte directo, es extremadamente útil considerar cuatro etapas posibles en el movimiento de un talud o ladera etapa de pre-rotura, etapa de rotura, etapa de post-rotura y etapa de reactivación (Figura 1-10²²).

²² Leroueil, S. et al. *Geotechnical Characterization of Slope movements. Landslides* en *7th International Symposium on Landslides*. Trondheim 1996.

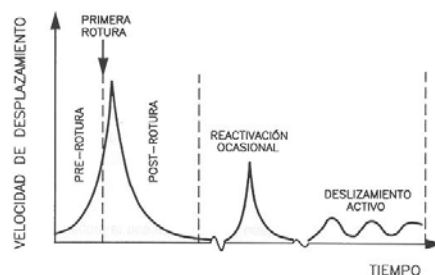


Figura 1–10 Etapas de movimiento de un talud.

Diferentes autores han propuesto clasificaciones para el movimiento de taludes, en el que se consideran el tipo de movimiento y el tipo de material, pudiendo así presentarse en una matriz de dos dimensiones; se podría añadir un tercer eje a la matriz de dos dimensiones, para tener en cuenta las cuatro etapas de movimientos: pre-rotura, rotura, post-rotura y reactivación.

a) Etapa de pre-rotura:

Corresponde al período de estabilidad durante el cual diversas condiciones conducen potencialmente hacia una situación catastrófica. Así, por ejemplo, cuando la masa de suelo se encuentra intacta y continua. Esta etapa está controlada fundamentalmente por un fenómeno de rotura progresiva y reptación.

Es necesario evaluar el ritmo de cambio de diversos elementos relacionados con las causas del deslizamiento, a través de un estudio geomorfológico, de las propiedades del suelo y otros factores desencadenantes, incluyendo las precipitaciones de lluvia, las tasas de erosión o la frecuencia de movimientos sísmicos.

b) Etapa de rotura:

Está caracterizada por la formación de una superficie continua de cizallamiento a través de la masa de suelo o roca. Como la rotura está influenciada por la velocidad de deformación, por la relajación de tensiones, por la rotura progresiva y por las discontinuidades, es difícil normalmente definir los parámetros relevantes.

La probabilidad de rotura es, asimismo, función del tiempo y también de los factores desencadenantes o agravantes. Por ejemplo, en materiales arcillosos, los factores agravantes son la erosión natural y la provocada por el hombre y la meteorización, mientras que los factores desencadenantes pueden ser las precipitaciones de lluvia o nieve, y los movimientos sísmicos.

c) Etapa de post-rotura:

Incluye los movimientos de las masas de suelo o roca involucradas en el deslizamiento, desde justo el instante después de la rotura hasta su paralización. El comportamiento del material deslizado durante esta etapa depende, básicamente, de la redistribución de la energía potencial disponible en la rotura en energía de disgregación o remoldeo y en energía cinética.

La evaluación del comportamiento de post-rotura de una masa deslizada debe tener en consideración el mecanismo de deslizamiento, las condiciones ambientales y las propiedades del material. Durante esta etapa, la masa desplazada puede llegar a estabilizarse o a remodelarse parcial o totalmente y a moverse alguna distancia desde la superficie de rotura.

Los aspectos principales a considerar son²³:

- Probabilidad de regresión o remonte.
- Potencial de fluencia.
- Movilidad y sus consecuencias.

Por esto, las consideraciones prácticas debieran ser:

- Distancia de regresión.
- Velocidad.
- Distancia de corrimiento.
- Presión de impacto.
- Potencial de erosión.

²³ Locat, J. y Leroueil, S. *Landslides Stages and Risk Assessment Issues in Sensitive Clays and other Soft Sediment*. Landslide Risk Assessment. Editorial Cruden & Fell. 1997. A. A. Balkema.

La transición de la rotura al flujo no es muy bien conocida aún, pero una aproximación lógica puede hacerse asimilando el equilibrio de energía en la etapa de post-rotura (flujo). Los componentes de la ecuación de energía pueden establecerse así:

$$E_p = E_d + E_f + E_v + E_c \quad (1.7)$$

Donde: E_p = Energía potencial
 E_f = Energía de fricción
 E_d = Energía de disgregación o fragmentación
 E_v = Energía viscosa
 E_c = Energía cinética

Estos componentes de la ecuación de la energía se describen gráficamente en la Figura 1-11²⁴.

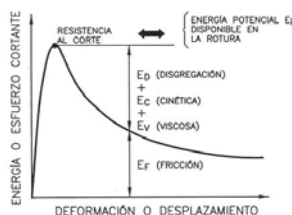


Figura 1-11 Ecuación de la energía

d) Etapa de reactivación:

Cuando la masa de suelo o roca desliza a través de una o varias superficies de cizalladura o corte preexistentes. Esta reactivación puede ser ocasional o continua, con variaciones estacionales de la velocidad de movimiento. El comportamiento está esencialmente controlado por el ángulo de rozamiento residual del material.

²⁴ Fariñas de Alba, J. L. et al. *Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes*. Editorial Entorno Gráfico S.L. Madrid 1999, p-45.

Leroueil et al (1996)²⁵ apuntan que los fenómenos mecánicos, parámetros y leyes que controlan el comportamiento de los taludes en las cuatro etapas son muy diferentes. Por ejemplo, si los movimientos del talud en las etapas de pre-rotura y reactivación, están, para una gran extensión, relacionados con la reptación, las leyes que los gobiernan son completamente diferentes. Durante la etapa de pre-rotura, hay reptación de la masa entera de suelo que es controlada por el nivel de tensión, deformación acumulada, y tiempo o velocidad de deformación; durante la etapa de reactivación, la reptación está localizada a través de la superficie de rotura preexistente y es controlada solamente por el nivel de esfuerzo cortante.

²⁵ Leroueil, S. et al. *Geotechnical Characterization of Slope Movements. Landslides en 7th International Symposium on Landslides*. Trondheim 1996.

2 ASPECTOS GENERALES DE LA INESTABILIDAD GLOBAL DE TALUDES Y LADERAS DE SUELOS Y MATERIALES SUELTOS

2.1 INTRODUCCION

La ejecución de desmontes para carreteras, caminos y para cualquier tipo de obra civil tanto en macizos rocosos como en terrenos no rocosos y en zonas de suelos sedimentarios (aluviales, coluviales, depósitos limosos, etc.), presenta en la actualidad importantes dificultades que hacen necesarias las aplicaciones de sistemas de refuerzo y estabilización.

Por otra parte, las laderas expuestas a los diferentes agentes atmosféricos sufren procesos de meteorización que originan una erosión superficial, siendo una de sus consecuencias la pérdida de suelo orgánico, que constituye un manto de protección del suelo debido a que suele ser menos permeable y suele estar consolidado por la presencia de vegetación. Su evolución en el tiempo puede llegar a provocar inestabilidades locales e incluso comprometer la estabilidad global del conjunto.

Tanto la inestabilidad superficial de los taludes como la meteorización de las laderas hacen necesario el tomar medidas de control de la erosión y de estabilización superficial de los taludes y laderas, que en ningún caso tendrían sentido sin haber antes asegurado la estabilidad global del conjunto con las medidas de estabilización oportunas, y con la combinación adecuada de todas ellas.

En la realización de carreteras en terrenos montañosos, por ejemplo, ocurre con frecuencia la aparición de desmontes en suelos blandos, los cuales una vez ejecutadas las obras generan una serie de trastornos y problemas de explotación muy complejos y difíciles de solucionar, lo que obliga a invertir importantes sumas de dinero y elevados gastos de mantenimiento, y en ocasiones a modificar el emplazamiento de la vía de comunicación y/o a la realización de obras costosas tales como falsos túneles.

Los factores principales que afectan en general a la estabilidad de los taludes pueden agruparse de la siguiente forma:

- Propiedades resistentes y deformacionales de los suelos y las rocas.
- Características físicas y geométricas de las discontinuidades.
- Estado tensional.
- Geometría del talud, altura, ángulo, etc.
- Técnicas de excavación o construcción.
- Condiciones del agua subterránea.
- Sistema de drenaje.
- Técnicas de refuerzo o sostenimiento.

Por otro lado, los principales problemas que se presentan en taludes ejecutados en materiales sueltos y suelos y que constituirán objeto de estudio son:

- Inestabilidades superficiales.
- Procesos erosivos acelerados (Figura 2-1¹).
- Movimientos reptantes de la ladera sobre estratos subyacentes de mayor estabilidad y de buzamiento desfavorable.
- Inestabilidades que pueden movilizar grandes masas del terreno (Figura 2-2²).

Existe una serie de técnicas destinadas a paliar estas deficiencias. Tradicionalmente se han venido empleando sistemas de refuerzo y estabilización ante los frecuentes problemas de inestabilidad de este tipo que se presentan en la red de carreteras, caminos, vías férreas y desmontes ejecutados en obras civiles en general.

No obstante, existen otras técnicas de nueva aplicación destinadas a suplir a las anteriormente mencionadas cuando estas son insuficientes, de difícil aplicación o de costes muy elevados, y que tratan de controlar los procesos erosivos, evitando su evolución posterior en el tiempo hacia procesos de mayor entidad como son inestabilidades de tipo superficial o global.

¹ Zulueta Corporación, Documentación Técnica.

² Geobruigg, Documentación Técnica.



Figura 2-1

El correcto empleo de las medidas de control de la erosión y de estabilización superficial, así como de los sistemas de refuerzo y estabilización de taludes y laderas cuando sea necesario, lleva implícita una mejora importante en otros campos sociales, aparte de los constructivos, al mejorar la seguridad vial y reducir el impacto medioambiental, así como el coste de las obras de infraestructura viaria y su posterior mantenimiento.

Se trata de desarrollar la aplicación de las tecnologías existentes para la prevención de desprendimientos y caída de piedras, de control de la erosión y de estabilización superficial en carreteras en las zonas de taludes y laderas en suelos y materiales sueltos, objeto específico de este estudio, y que suponen un factor importante en el desarrollo y seguridad en las obras de comunicaciones viarias.



Figura 2-2

Los requisitos exigidos, tanto de seguridad como económicos y estéticos de los taludes ejecutados en obra civil, exigen una protección y recuperación adecuada de las zonas expuestas a los diferentes procesos erosivos, consiguiendo así que los taludes presenten una superficie regular, estable y un aspecto adecuado. Pero a la hora de tomar medidas y buscar soluciones, es necesario identificar y cuantificar el problema a resolver, evaluando las ventajas y desventajas de cada una de las soluciones propuestas, pues muchas veces las soluciones son más perjudiciales que beneficiosas. Esto ocurre ante la solución de remodelar y tender más los taludes: aumenta la superficie expuesta y susceptible de ser meteorizada.

Como paso previo a la elección y puesta en práctica de medidas para controlar la erosión, se hace necesario garantizar la estabilidad global del conjunto; de nada serviría llevar a cabo medidas de control de la erosión o de estabilización superficial si la estabilidad global del conjunto estuviese comprometida. Una vez hayan sido tomadas las medidas oportunas de estabilización global (en caso de ser necesarias), las medidas de control de la erosión y de estabilización superficial, aparte de desempeñar su labor específica, ayudarán a mantener la estabilidad global del conjunto, controlando los diferentes procesos erosivos y su evolución que pudieran llegar a comprometer no sólo la estabilidad superficial, sino también la global del conjunto.

Por tanto, el control de la erosión se ha de realizar teniendo en cuenta las dos condiciones siguientes:

- Como condición previa a la estabilización superficial y control de la erosión, es la de obtener un macizo o conjunto mecánicamente estable.
- La segunda condición es la de tomar medidas de prevención y control de los fenómenos de erosión y de estabilización superficial.

Existen muchas formas de controlar la erosión; sin embargo, en cada caso habrá que decidir cuál de ellas es la que mejor se adapta a cada problema. Para ello hay que tener en cuenta una serie de premisas previas, muchas de las cuales son de sentido común, pero que no siempre se consideran, y que facilitan no sólo la elección y el comportamiento posterior de las medidas, sino también una disminución de los efectos de la erosión. Así pues, se recomienda:

- ❑ Evitar grandes explanaciones y terraplenes en áreas propensas a la erosión.
- ❑ Instalar medidas que controlen los incrementos de escorrentía superficial, que la desvíen fuera de taludes escarpados y laderas desnudas, manteniendo velocidades de escorrentía bajas.
- ❑ Proteger la vegetación propia de la zona.
- ❑ Limitar el tiempo de exposición del suelo desnudo, protegiendo las áreas despejadas con mulches cuando vayan a estar expuestas durante largos períodos de tiempo.
- ❑ Construir balsas de decantación para evitar que el suelo erosionado abandone la zona de proyecto.
- ❑ Instalar otras medidas para el control de la erosión, aparte de una adecuada red de drenaje, e inspeccionar y mantener dichas medidas de control.

La pérdida de suelo, o desaparición de la cubierta superficial, es un problema de erosión distinto al de la compactación y destrucción del suelo, pero que al final puede tener consecuencias muy similares porque la consecuencia directa de este fenómeno es la pérdida de la vegetación que protege la superficie, la que finalmente sufre el proceso de erosión.

La compactación del suelo implica una serie de procesos que a continuación se detallan:

- Eliminación de la cobertura vegetal.
- Compactación de la capa del suelo vegetal que impide el desarrollo natural de la vegetación por pérdida de la capacidad nutritiva del suelo.
- La compactación hace el terreno más impermeable, lo que hace que el drenaje se modifique y altere tanto la hidrología del entorno como el tipo de vegetación.

Hay que tener en cuenta que los suelos son un recurso escaso, y como tal hay que tratarlos. Además, los suelos suelen tener poder de autocolonización, si se procura conservarlos, se abaratará el posterior proceso de revegetación (si es que se lleva a cabo). Para

ello, una norma de buena práctica consiste en reutilizar la tierra vegetal para facilitar el arraigo de la vegetación en los taludes. No obstante, estas medidas han de ser analizadas antes de ser llevadas a cabo, pues infinidad de factores hacen que estas medidas, aunque simples y de aparentemente fácil aplicación, puedan llegar a fracasar.

A continuación, se examina el problema de la erosión como causa de la inestabilidad superficial de laderas y taludes, analizando los diferentes tipos y factores que determinan y controlan la erosión. También se definen y se estudian los conceptos de velocidad de erosión y velocidad de implantación de una medida de control de la erosión.

2.2 EL PROBLEMA DE LA EROSION DE LOS TALUDES DE SUELOS Y MATERIALES SUELTOS.

La erosión es un fenómeno geológico que desde siempre ha actuado sobre la corteza terrestre. Aunque la erosión actúe en toda la superficie terrestre, la intensidad tanto en el tiempo como en el espacio varía mucho de unas zonas a otras y depende de muchos factores, principalmente geológicos y climáticos, siendo la actuación del hombre el más importante.

No se trata de analizar aquí la erosión como un problema de pérdida de suelo vegetal u orgánico; se trata de analizarla desde el punto de vista de la actividad de la ingeniería civil, por la necesidad de control de la misma en taludes y laderas, en donde la pérdida de terreno se produce por la acción de los agentes erosivos (principalmente el agua y el viento). Muchas veces, ésta se ve acelerada por la actuación del hombre; además, su evolución en el tiempo puede derivar hacia inestabilidades de carácter superficial e, incluso, global.

El estudio de la erosión requiere el uso de escalas muy variadas tanto en espacio como en tiempo en función de las características y condiciones de cada situación. La escala espacial puede variar desde la microscópica hasta la continental, mientras que la escala temporal puede variar desde una de muy corta duración, hasta una de una duración de millones de años (tiempo que, por ejemplo, tardará una cordillera en ser arrastrada).

Se hace imprescindible, por lo tanto, acotar dichas escalas dentro de las condiciones del problema objeto de este trabajo, y su relación con la construcción de vías de comunicación. En lo referente a la escala espacial, se acotará la zona afectada por el talud o el ámbito de la ladera; en cuanto a la escala temporal, será la correspondiente al tiempo de construcción y vida útil de la obra considerada.

La erosión afecta de forma directa a la estabilidad de taludes y laderas. Consiste básicamente en la disgregación o desgaste de un terreno, ya sea roca, suelo o mezcla de ambos, por la meteorización o acción que sobre el terreno ejercen los diferentes agentes atmosféricos.

Una vez meteorizada la superficie, se puede producir un transporte o arrastre de ese material disgregado, constituyendo, a su vez, otro factor de degradación de la superficie,

originando desprendimientos, deslizamientos e inestabilidades locales y el arrastre y pérdida de los materiales componentes.

Estos procesos se ven favorecidos por la creación de suelos desnudos en desmontes y terraplenes y que son fácilmente erosionables. El problema de la erosión exige, por tanto, medidas de control de los movimientos superficiales que pudieran llegar a afectar a la estabilidad superficial, e incluso global, del talud o ladera.

Los procesos de erosión acarrear entonces una aceleración de la pérdida de la capa de suelo superficial, además de producir o acelerar también los siguientes procesos:

- Arrastre de suelos por erosión hídrica, y en menor medida, por erosión eólica.
- Degradación por inestabilidad superficial del terreno por meteorización.
- Desplome de masas y bloques.
- Deslizamientos por pérdida de estabilidad, fundamentalmente en las zonas más afectadas por la humedad.

A continuación, se desarrollan los diferentes tipos de erosión, haciendo especial hincapié en aquellos que tanto por la escala temporal como la espacial del objeto de este trabajo tienen mayor importancia; se detallan con posterioridad los factores erosivos que influyen y controlan los procesos de erosión.

2.2.1 TIPOS DE EROSIÓN

Si se tienen en cuenta todos los factores, se pueden distinguir siete categorías o tipos de erosión:

- Hídrica.
- Eólica.
- Fluvial.
- Marina y litoral.
- Glaciar.
- Periglaciar.
- Kárstica.

En la escala del problema de estabilidad superficial y erosión de taludes y laderas de suelos y materiales sueltos, sólo se va a ver afectada la zona del talud y de la ladera, así como sus alrededores. Por lo tanto, los tipos de erosión que van a interesar son la erosión eólica y, sobre todo, la erosión hídrica.

No obstante, se deben incluir dos categorías adicionales, a diferencia de las anteriores, que pueden ser consideradas como tipos de erosión primarias. Estas categorías se definen como “erosión como consecuencia de inestabilidades superficiales del terreno” y “erosión como consecuencia de inestabilidad de masas de terreno con carácter global”.

Estas categorías son consecuencia de diferentes procesos erosivos que puede sufrir un talud y de su evolución en el tiempo, que derivan de los efectos que sobre los taludes aparecen tras sufrir los procesos de meteorización y erosión, y que son:

- Descompresión del macizo (motivada por la acción humana, por la ejecución de desmontes, o por la acción de los diferentes agentes atmosféricos).
- Alteración química y descomposición.
- Pérdida de aglomerantes.
- Efectos de la helada.
- Ciclos de humedad-deseccación.
- Acción del viento y del agua (superficial y subterránea).

Todos estos efectos hacen que sobre el talud aparezca una serie de inestabilidades superficiales del terreno con carácter local y que se vaya originando una serie de perfiles inestables que no se encuentran en equilibrio. Si pierde su estabilidad, se originan pequeños deslizamientos y desprendimientos dando lugar a la “erosión por inestabilidad superficial del terreno”.

Como consecuencia directa de la evolución de los perfiles obtenidos en el proceso anterior y de la actuación continuada de los agentes erosivos y sus efectos diferidos en el tiempo, la acción erosiva por sí misma es capaz de provocar desprendimientos locales que, consecuentemente, pueden incluso comprometer la estabilidad global del talud por la obtención de perfiles inestables de carácter global. Se produce de esta forma, entonces, la segunda categoría de erosión considerada “erosión por inestabilidad de masas de terreno con carácter global”.

Se trata, en efecto, de inestabilidades superficiales o globales diferidas en el tiempo y que son consecuencia de la evolución de los procesos erosivos y de la meteorización. Por lo tanto, se puede hablar de una erosión de carácter primario o inmediata, que viene provocada por los agentes atmosféricos (agua y viento), frente a una erosión de carácter secundario, o diferida en el tiempo, cuyo origen viene motivado por los efectos de la erosión primaria (descompresión del conjunto, alteración química, pérdida de aglomerantes, efectos de la helada, ciclos humedad-deseccación y la acción continuada del viento y del agua), y que evoluciona hacia inestabilidades de mayor entidad, tanto locales como globales.

A continuación, se definen con mayor detalle cada uno de los tipos de erosión que afectan a taludes y laderas de suelos y materiales sueltos:

- Erosión hídrica
- Erosión eólica
- Erosión por inestabilidad superficial del terreno
- Erosión por inestabilidad de masas de terreno

2.2.1.1 Erosión hídrica

Es aquella en la que los procesos de disgregación de la roca o suelo, de denudación y transporte, son realizadas por el agua. El agua, superficial o subterránea, aparece en el talud o la ladera, saturando los poros del material que conforma el macizo o talud, provocando la pérdida de capacidad portante del conjunto.

El afloramiento inesperado de agua subterránea en el talud erosiona y socava la superficie provocando pequeños desprendimientos y deslizamientos. La velocidad de erosión dependerá en gran medida de los materiales que conforman el talud o ladera. Así, en el caso de arcillas, la velocidad de erosión será lenta, frente a las arenas o en taludes con contactos plásticos, en los que la velocidad es mayor.

Dentro de esta erosión hídrica se consideran cuatro modalidades o tipos: laminar o en manto, por arroyada anastomosada o trenzada, en regueros o surcos y erosión en cárcavas o barrancos.

a) Erosión laminar o en manto.

Ocurre en terrenos con poca pendiente por los que el agua discurre llevándose la materia orgánica, con lo que se produce un descenso de elementos nutrientes y de la capacidad de almacenamiento de agua del suelo.

Este tipo de erosión cumple siempre dos procesos consecutivos: el primero, de arranque y desprendimiento debido al impacto del agua de lluvia y, el segundo, consistente en el transporte del material en flujo laminar.

b) Erosión por arroyada anastomosada o trezada.

El agua discurre por las irregularidades del talud formando una serie de hilillos de agua de trayectoria cambiante, cuyos efectos son similares a los de flujo laminar.

c) Erosión en regueros o surcos.

Los flujos de agua se van agrupando según la línea de máxima pendiente del talud, con lo que aumenta la capacidad de erosión. Se pueden formar incisiones en el terreno en forma de “U” o “V”, a las que denominaremos regueros o surcos. Este tipo de erosión se ve favorecida por los fuertes aguaceros; sobre todo, si previamente se ha producido una erosión laminar o una erosión por arroyada.

d) Erosión en cárcavas o barrancos.

Las pequeñas incisiones que se producen en el terreno pueden progresar, si no se eliminan, se formarán grandes incisiones de hasta varios metros, con secciones en forma de “U”, de “V”, o de una combinación de ambas. A estas incisiones se les denomina cárcavas y se producen en zonas que han estado sometidas a algunas de las modalidades de erosión anteriores.

La presencia de este tipo de erosión implica un avanzado estado de la misma, en el cual los daños causados pueden llegar a ser irreversibles. Para corregir estos daños se deben mover grandes cantidades de tierra, fijar taludes, así como realizar otras acciones que pueden resultar excesivamente costosas.

2.2.1.2 Erosión eólica

En este proceso erosivo es el viento quien recoge y transporta las partículas de suelo, a la vez que se produce erosión por el desgaste que producen las partículas que lleva el viento en suspensión, en su choque con el terreno. Si no se diera este caso, la erosión producida por el viento sería de muy poca importancia.

Si el talud no tiene protección vegetal y además está seco, las turbulencias que se crean en el movimiento del aire provocan el arranque de partículas y su posterior transporte. Dicho transporte se puede llevar a cabo mediante arrastre superficial, saltación o suspensión.

En suspensión se mueven las partículas más pequeñas ($\phi < 0.2 \text{ mm}$), las cuales pueden permanecer mucho tiempo sin caer al suelo y recorrer distancias muy grandes. Mediante arrastre superficial se mueven las partículas más grandes ($0.5 \text{ mm} < \phi < 2 \text{ mm}$). Por último, las partículas de tamaño intermedio se mueven por saltación. Son elevadas del suelo y permanecen poco tiempo en el aire. Este proceso de transporte eólico desplaza más terreno que cualquiera de los otros dos (Figura 2-3³).

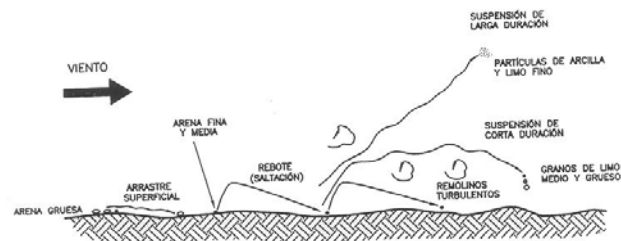


Figura 2-3

³ Fariñas de Alba, J. L. et al. *MANUAL DE ESTABILIZACION Y REVEGETACION DE TALUDES*. Entorno Gráfico, Madrid. p. 294.

2.2.1.3 Erosión por inestabilidad superficial del terreno

Este fenómeno de erosión por inestabilidad superficial es consecuencia directa de las inestabilidades superficiales que se originan tras la exposición del talud a la erosión superficial, por parte de los diferentes agentes erosivos. Este proceso de erosión conlleva una serie de posibles inestabilidades sobre las masas de terreno que conforman el talud o ladera, dando lugar localmente a zonas inestables dentro de la ladera o el talud.

A la erosión superficial por arrastre de material fino, normalmente controlable por revegetación de la superficie, se puede sumar la erosión producida por pequeños deslizamientos superficiales de carácter local, que en general se deben a la excesiva humedad de los suelos.

En este proceso se pueden distinguir dos etapas fundamentales: una etapa inicial en la que se produce la erosión superficial, seguida de una segunda etapa, en la que se originan inestabilidades de masas puntuales del terreno, ambas etapas agravadas y activadas por la presencia de agua.

La primera de las etapas mencionadas se caracteriza por un aumento progresivo de la pendiente motivada por la erosión que actúa sobre la cara expuesta del talud o ladera, frente a la segunda etapa que se caracteriza por inestabilidades de carácter local que afectan a zonas puntuales del talud o ladera.

2.2.1.4 Erosión por inestabilidad de masas de terreno

La acción erosiva es por sí misma capaz de provocar desprendimientos e inestabilidades de carácter local. Su evolución en el tiempo puede llegar incluso a comprometer la estabilidad global del talud o de la ladera, afectando a grandes masas de terreno. La erosión superficial que afecta a los taludes y laderas es, pues, un fenómeno negativo que puede alcanzar una magnitud tal que arruine el entorno, llegando a crear problemas de gran importancia, sobre todo en suelos de rocas blandas y alterables y materiales sueltos.

La evolución de los procesos erosivos y la aparición de zonas inestables provocará desprendimientos y deslizamientos de carácter local, y en consecuencia, irá comprometiendo cada vez más la estabilidad global del talud o ladera, o de algunas de las zonas con mayor entidad del mismo, como por ejemplo el pie del talud. La evolución de la erosión en el tiempo puede dar origen a inestabilidades de mayores dimensiones que pueden llegar a afectar a la estabilidad global del talud o ladera, y que tienen su origen en inestabilidades locales que aceleran el proceso destructivo del talud.

Al igual que en el proceso de erosión por inestabilidad local, los procesos erosivos van dando lugar a perfiles inestables que van desestabilizando el talud o ladera. Las fuerzas estabilizadoras no son capaces de contrarrestar a las desestabilizadoras, viéndose agravados estos procesos ante la presencia de agua y humedad en los taludes.

Se puede considerar la erosión por inestabilidad de masas de terreno como una tercera etapa que sigue a las dos ya comentadas con anterioridad en el apartado de erosión por inestabilidad superficial del terreno. Una vez el proceso erosivo ha dado lugar a inestabilidades de carácter local en la superficie del talud o ladera, la erosión sigue actuando y las inestabilidades van creando nuevas geometrías. La inestabilidad de un mayor número de zonas del talud o ladera, y en concreto, de aquellas con mayor compromiso dentro de la estabilidad global del conjunto, da lugar a inestabilidades que afectan a zonas de mayor entidad y compromiso dentro del talud, provocando así la inestabilidad de mayores masas del talud e incluso, la destrucción total del mismo.

2.2.2 FACTORES EROSIVOS

Dentro de las escalas que engloban el objetivo de este trabajo, y que no van mucho más allá de los límites del talud o laderas que afectan o se ven afectados por la actuación que en su entorno se pudiese realizar, existen cuatro factores que controlan la erosión y que son: el clima (erosividad), el terreno (erosionabilidad), el relieve topográfico y la cobertura vegetal y manto orgánico.

Será la aplicación de técnicas de estabilización superficial y de control de la erosión el paso crucial para el control y minimización de los efectos de la erosión. Previamente, se hace necesaria la obtención de un macizo o suelo mecánicamente estable, sobre el que se trabajará

para su tratamiento con el fin de prevenir fenómenos de erosión superficial e inestabilidades de carácter superficial, que de ir evolucionando en el tiempo, comprometerían la estabilidad global del conjunto.

2.2.2.1 Erosividad

Se trata de la capacidad que ofrecen los diferentes agentes para erosionar o degradar una superficie, y está directamente relacionada con el clima, dependiendo fundamentalmente de las características físicas de la lluvia y el viento, y de las características que el agua adquiera en su discurrir por la superficie del talud o ladera.

Los impactos de las gotas de lluvia disgregan el terreno, a la vez que si la cantidad de agua caída es suficiente, comienzan los procesos de erosión laminar, en regueros o en cárcavas. Por otro lado, la velocidad de escorrentía del agua por la superficie del talud y las condiciones de drenaje del mismo, motivan que el deslave de la superficie disgregada comience con mayor o menor intensidad, originándose el arrastre de los materiales, y en consecuencia, una aceleración de los procesos erosivos que afectan a la superficie.

En aquellos casos en los que la acción de la helada sea importante, es necesario tener en cuenta no sólo la humedad existente sobre la cara del talud, sino cómo afectarán los ciclos de hielo-deshielo, y por lo tanto, las temperaturas existentes en la zona de actuación. El agua se alojará en los poros de los materiales constituyentes del suelo, y en los ciclos de hielo-deshielo, y motivado por su variación de volumen, ejercerá una serie de empujes mecánicos que se pueden asemejar a los que provocaría una cuña introducida en la grieta de una roca, contribuyendo de esta forma a la disgregación de los suelos.

2.2.2.2 Erosionabilidad

Se define como la susceptibilidad de un talud o ladera a ser degradado por los diferentes agentes erosivos, independientemente de su intensidad; en otras palabras, la resistencia que ofrece ante la erosión. Se trata de un concepto diametralmente opuesto al de erosividad; es decir, bajo las mismas condiciones climáticas, un suelo con alta erosionabilidad sufrirá mayor desgaste que un suelo de baja erosionabilidad.

Por otra parte, este concepto es de difícil determinación, ya que pueden intervenir muchos factores, tales como grado de fracturación, grado de meteorización, tipo de material, tamaño de grano y/o tamaño de los poros.

2.2.2.3 Relieve topográfico

Este es el factor geomorfológico que más influye en la erosión, puesto que no solo abarca a la pendiente y longitud del talud, sino también la forma del perfil y la estructura o forma geométrica de las laderas, o del terreno excavado o colocado (desmonte o terraplén).

Es aquí donde la mano del hombre, por la actuación que realiza sobre el entorno al ejecutar determinadas obras, tiene especial relevancia. Se crean taludes con pendientes que pueden ser excesivamente abruptas y que condicionan la evolución de los procesos erosivos, sobre todo en lo referente a la erosión hídrica, influenciados también por la disposición o no de una adecuada red de drenaje que minimice los efectos que el agua va a producir sobre la cara expuesta del talud.

Según cómo varíen estos parámetros, la influencia de la erosión hídrica puede hacerse mayor o menor. Cuanto mayor sea la inclinación y la longitud del talud, mayores pueden ser los daños, especialmente en el pie del talud; además, cuanto mayores recorridos de laderas tengamos, mayores velocidades y cantidades de agua tendremos en la cabeza del talud, que potencialmente erosionarán la obra de no tomar las medidas oportunas de drenaje.

2.2.2.4 Cobertura vegetal y manto orgánico

La presencia de vegetación es un factor muy importante para mejorar la estabilidad de un talud. Por una parte, las hojas y ramas reducen la energía cinética de las gotas de lluvia y por otra parte, las raíces aumentan la resistencia mecánica del suelo. Asimismo, la mayor cantidad de materia orgánica supone un aumento de la capacidad de infiltración.

Aunque no es tan importante como la erosión hídrica, no debemos olvidar la erosión eólica, la cual se ve disminuida por las ramas y troncos de la vegetación existente. Además, eleva la altura del plano de velocidad nula del viento (Figura 2-4⁴).

La pérdida de suelo orgánico, que suele ser menos permeable, y la presencia de la vegetación, que proporciona al suelo un efecto de consolidación y compactación, constituye un manto natural de protección del suelo. Se trata de una de las consecuencias de la erosión y, a su vez, de uno de los factores que marcan la evolución futura de los procesos erosivos.

La desaparición de la cobertura vegetal y del manto orgánico, acelera los siguientes procesos:

- Arrastre de suelos por erosión hídrica.
- Deslizamientos por pérdida de estabilidad.
- Degradación del terreno por acción de la meteorización.

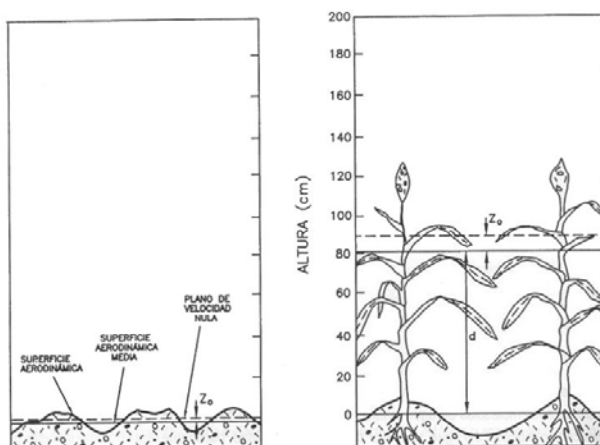


Figura 2-4

⁴ Fariñas de Alba, J. L. et al. *MANUAL DE ESTABILIZACION Y REVEGETACION DE TALUDES*. Entorno Gráfico, Madrid. p. 296.

2.2.3 *VELOCIDAD DE EROSIÓN Y VELOCIDAD DE IMPLANTACIÓN DE UNA MEDIDA DE CONTROL DE LA EROSIÓN.*

De la combinación y definición de los diferentes factores erosivos, se puede establecer el concepto de velocidad de erosión, que dependerá de dichos factores (erosividad, erosionabilidad, relieve topográfico, cobertura vegetal y manto orgánico), y que se puede definir como la velocidad de degradación de la superficie del talud o ladera expuesto a la meteorización.

Las medidas de control de la erosión que se pudieran tomar, influirán también en la velocidad de erosión, reduciendo o anulando dicha velocidad. No obstante, es importante definir y establecer el concepto de velocidad de implantación de una medida de control de la erosión, como la velocidad a la que una medida (desde el momento de su disposición) alcanza su completa funcionalidad, que se establecerá cuando haya conseguido reducir a un determinado nivel la velocidad de erosión, o la haya conseguido anular por completo.

El paso previo para tomar medidas de control de la erosión, es conseguir un talud o ladera estable mecánicamente, tomando para ello las medidas oportunas de estabilización global.

Una vez conseguida dicha estabilización, bien porque se hayan tomado las medidas oportunas, bien porque el talud o ladera ya sea de por sí estable, se procede a analizar cuáles son los peligros y problemas que la erosión puede ejercer. Se debe evaluar cuál es la velocidad previsible de erosión, preferiblemente en términos de tiempo, para las condiciones atmosféricas y características físico-químicas del talud o ladera, analizando los factores erosivos (erosividad, erosionabilidad, relieve topográfico y cobertura vegetal y manto orgánico), estableciendo la necesidad o no de disponer medidas de control de la erosión.

La elección de la medida de control de la erosión vendrá condicionada por su velocidad de implantación; existen medidas de implantación rápida y otras de lenta velocidad de implantación. Se hace necesario, entonces, comparar y evaluar la velocidad del proceso erosivo con la velocidad de implantación de la medida de estabilización, eligiendo la medida en función de la premura exigible para que cumpla su función. En definitiva, se compara el tiempo necesario para la implantación de la medida de control de la erosión con el tiempo que

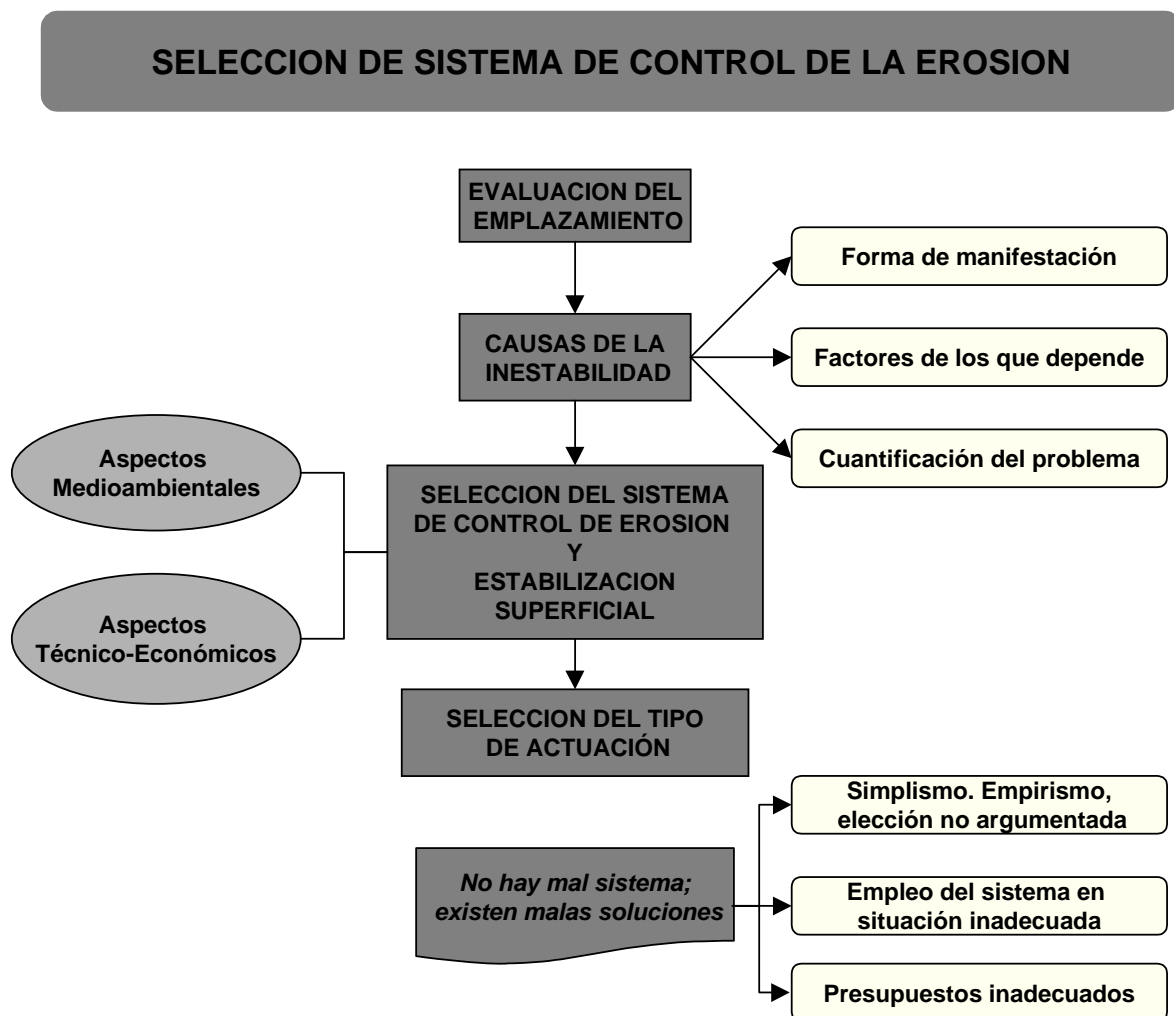
el talud o ladera necesitan para empezar a sufrir los efectos de la erosión a un determinado nivel que pudiera comprometer su estabilidad, tanto global como local.

Si se tiene un talud o ladera estable, y la velocidad de erosión es lenta o baja, es factible y adecuado llevar a cabo medidas de revegetación y bioingeniería, pues las raíces de las plantas y arbustos tienen el tiempo necesario para crear un entramado radicular antes de que el proceso erosivo empiece a arrastrar el suelo. Se evita así la inestabilidad por evolución en el tiempo por efecto de la meteorización.

Si se trata de un talud o ladera estable, pero los materiales son más friables, menos compactos y más degradables, se hace necesaria la implantación de un sistema de control de la erosión de bajo tiempo de implantación, y que incluso estabilice superficialmente, por ejemplo con un sistema de anclajes de poca profundidad con un elemento soporte del tipo malla metálica. Lo que se persigue es ralentizar la velocidad del proceso erosivo, para que al implantar posteriormente la revegetación, pueda disponer ésta del tiempo suficiente para su implantación y arraigo. En definitiva, no se hace otra cosa sino intentar aminorar la velocidad del proceso erosivo frente a la velocidad de arraigo de las plantas. Se evita con este conjunto de medidas que la inestabilidad por evolución en el tiempo, debida a efectos de la meteorización y erosión progresiva, cambie la geometría del talud y afecte a la estabilidad superficial, e incluso llegue a comprometer la estabilidad global del conjunto.

En zonas de ejecución de taludes en terrenos mixtos, se pueden disponer pendientes que sean adecuadas para la zona formada por rocas, pero que para la zona formada por suelo o material suelto resulte inestable. En este caso, lo que no resulta viable desde ningún punto de vista es ir variando las pendientes según el tipo de terreno en que nos encontremos. En consecuencia, lo que se impone es una estabilización, por ejemplo, con mallas y anclajes, que además servirá de control de la velocidad del proceso erosivo para realizar una revegetación posterior. Se presenta así la necesidad de combinación de medidas de control de la erosión y de estabilización superficial por inestabilidad propia del talud o ladera, por su geometría y/o tipo de material u otros condicionantes que lo afecten.

2.3 FACTORES A CONSIDERAR EN LA ELECCION DE LAS TECNICAS DE CONTROL DE LA EROSION Y ESTABILIZACION SUPERFICIAL DE TALUDES Y LADERAS DE SUELOS Y MATERIALES SUELTOS



Los factores a tener en cuenta a la hora de tomar medidas de estabilización superficial y de control de la erosión en taludes de suelos y materiales sueltos, se originan en las siguientes consideraciones:

a) Geotécnicas:

- Geología de la zona.
- Resistencia.
- Presencia de aguas subterráneas.
- Estudio de estabilidad global del talud y posibles inestabilidades superficiales.

b) Constructivas:

- Orografía de la zona, que afecta a las técnicas a disponer para el control de la erosión y la estabilización superficial.
- Selección de equipos de trabajo y facilidad de acceso al personal de montaje de las medidas.

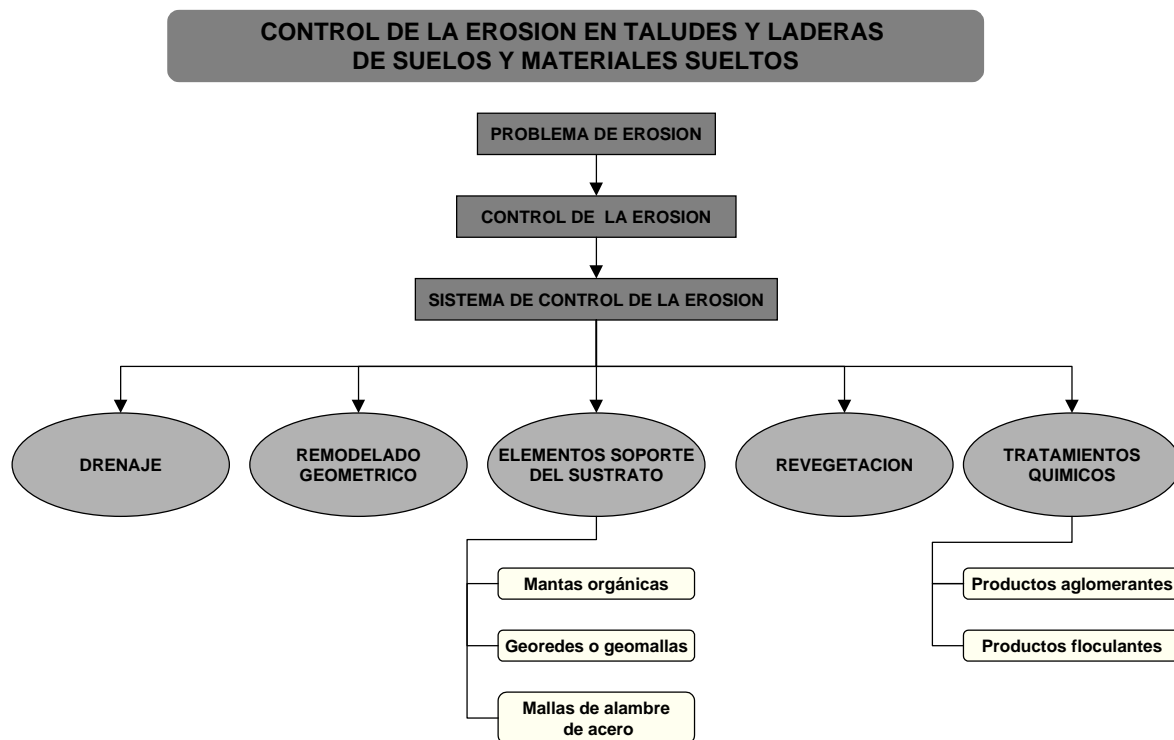
c) Económicas:

- Influencia de aspectos económicos en la elección de un sistema u otro de corrección para satisfacer un mismo nivel de garantía.
- Costes de mantenimiento.

d) Medioambientales:

- En los diferentes procedimientos, tanto durante la fase de diseño como en la de construcción, se han de minimizar los efectos sobre el medioambiente.

2.4 TECNICAS DE CONTROL DE LA EROSION



A continuación, se pasa a detallar el conjunto de técnicas de control de la erosión que se han venido utilizando para mantener la superficie de taludes y laderas, evitando que sufran los procesos de meteorización. Estas técnicas de control de la erosión tratan de reducir o anular los efectos que sobre taludes y laderas tiene la acción de los diferentes agentes atmosféricos, especialmente el agua y el viento, que son amplificadas muchas veces por la actuación de la mano del hombre.

Estas técnicas, como su propio nombre indica, controlan los efectos de la erosión, pero sin llegar a conseguir una estabilidad superficial del conjunto, entendiéndose por ésta la acción estabilizadora que sobre la superficie del terreno puedan ejercer algunas medidas, consiguiendo estabilizar no solo la cobertura superficial (de 10 a 20 centímetros), sino que la estabilización alcance una profundidad de 1 o 2 metros, que viene a ser la zona más susceptible de ser meteorizada y, por lo tanto, de sufrir los efectos de la erosión, sobre todo en taludes y laderas de suelos y materiales sueltos, cuando los procesos erosivos sufren una evolución en el tiempo.

Las técnicas aquí recogidas son las siguientes:

- Remodelado de taludes.
- Drenaje.
- Revegetación de taludes.
- Tratamientos químicos.
- Elementos soporte del sustrato.

2.4.1 REMODELADO DE TALUDES

Interesa evitar los cortes rectos en la cresta y en el pie de los desmontes, mediante laboreo transversal y, durante el acabado final de los terraplenes, proceder al rebaje de la parte superior, consiguiendo una forma convexa, rellenando la parte inferior con los materiales sobrantes hasta conseguir un perfil cóncavo, dejando la parte central rectilínea. Se trata también de dotar al talud de la pendiente adecuada, no solo de aquella que permita mantener la estabilidad global del conjunto, sino que se consiga un equilibrio entre superficie expuesta y pendiente adecuada; a mayores pendientes, menor será la superficie expuesta a la meteorización, pero también será más difícil mantener su estabilidad.

El cuidado tratamiento de sus partes evita fenómenos de inestabilidades superficiales por aparición de fuerzas desestabilizadoras de carácter local, facilitando también la disposición en el pie y en la parte superior de la adecuada red de drenaje para evitar que el agua lave y arrastre el suelo que conforma la superficie del talud.

2.4.2 DRENAJE

Todos los elementos de drenaje tienen que estar convenientemente diseñados, lo cual implica que no se producirán daños por un exceso de velocidad, provocando erosión cuando principalmente es el fenómeno que se trata de evitar, ni por aterramientos debido a una velocidad del agua demasiado baja.

Para su dimensionamiento se hace necesario el cálculo del máximo caudal de escorrentía que se puede esperar y que permita diseñar toda la red de elementos de drenaje, capaces de conducir el agua hasta un cauce natural. Para realizar todos los cálculos necesarios,

la *INSTRUCCION DE CARRETERAS 5.2-I.C. DRENAJE SUPERFICIAL*⁵, aporta todas las fórmulas y métodos para determinar dichos caudales.

Estos elementos pueden ser lineales o puntuales, siendo necesario considerar el material en el que están fabricados (hormigón, hierba, mampostería, etc...) así como sus dimensiones y sección transversal, para determinar su capacidad de transporte o desagüe.

Se pueden distinguir aquellos sistemas destinados a la interceptación de la escorrentía superficial, o los destinados a la evacuación de las aguas.

Existen aparte otras series de obras que pueden ser utilizadas en algunas ocasiones de forma eficaz, como las destinadas a controlar la sedimentación debida al transporte de materiales por parte del agua; pueden ser barreras de sedimentos, protección de sumideros y balsas de decantación, pero que aquí no se van a desarrollar por no ser objeto de este trabajo.

2.4.2.1 Medidas de interceptación de escorrentía superficial

De las medidas destinadas a la interceptación de la escorrentía superficial, se pueden distinguir las terrazas y los diques, que además pueden ser utilizados para conducir las aguas superficiales hacia otros puntos de desagüe.

a) Terrazas

Se trata de una medida de interceptación de escorrentía superficial constituida por plataformas subhorizontales construidas sensiblemente paralelas a las curvas de nivel de un talud para interceptar la escorrentía superficial y almacenar el exceso de agua de lluvia, en el caso de terrazas de absorción, o evacuarla con una velocidad no erosiva, si se trata de terrazas de desagüe.

Las terrazas de absorción tienen como misión controlar la erosión reteniendo y almacenando el exceso de agua de escorrentía; las de desagüe disponen en su parte inferior de un canal en pendiente para evacuar el agua que escurre por su cuenca hacia desagües acondicionados para ese fin.

⁵ *Instrucción de Carreteras 5.2-I.C. Drenaje Superficial*. Editado por el Ministerio de Fomento. Madrid 1975.

b) Diques

Son estructuras destinadas a la interceptación de la escorrentía superficial formadas por materiales compactados que se colocan transversalmente al talud para evitar que pase el agua a zonas erosionables, en el caso de que se trate de diques de desviación, o conducir el agua a otros puntos de desagüe, si se trata de diques de interceptación.

2.4.2.2 Obras para evacuar las aguas de escorrentía

Se trata de obras que sirven para conducir el agua a velocidad no erosiva hasta un punto adecuado de desagüe. Se incluyen en este apartado canales, bajantes, difusores laminares, sumideros y disipadores de energía.

a) Canales

Pueden existir cauces naturales que deberán ser acondicionados de tal forma que no sufran daños que disminuyan su capacidad de desagüe; en los canales artificiales hay que tener en cuenta primero las características geométricas, y luego, los materiales que vamos a utilizar en su construcción. Así se distinguen tres tipos: cunetas de guarda, terrazas de desagüe y cunetas de pie.

- Los canales de guarda se sitúan en las cabeceras de los taludes y reciben caudales de escorrentía importantes de laderas situadas en cotas superiores.
- Los canales de terrazas de desagüe reciben aportes constantes de agua en cada punto de su recorrido, por lo cual el caudal crece a medida que el canal se aproxima al extremo inferior de la terraza.
- Las cunetas de pie de talud se sitúan junto a la plataforma de carreteras y, según la *INSTRUCCION DE CARRETERAS 5.2-I.C. DRENAJE SUPERFICIAL* existen cuatro tipos de ellas: de seguridad, triangulares, trapezoidales y reducidas.

b) Bajantes

Son canales excavados sobre los taludes para conducir el agua recogida por los diques y terrazas de desagüe de las partes superiores a las cunetas de pie de talud y a otros elementos de drenaje.

Existen muchos estilos de bajantes, cada uno de los cuales puede tener carácter provisional o definitivo. Así, existen bajantes provisionales de tubería flexible, papel alquitranado, láminas plásticas y tubos abiertos. De la misma forma, cuando se disponen bajantes definitivas se emplean mezclas bituminosas, hormigón o piezas prefabricadas.

c) Difusores laminares

Son zanjas de sección transversal triangular, construidas en zonas sensiblemente horizontales, donde el agua recogida por un dique puede distribuirse a una velocidad inferior a la del umbral de erosión, sobre un área no alterada y protegida por una cubierta vegetal (Figura 2-5⁶).

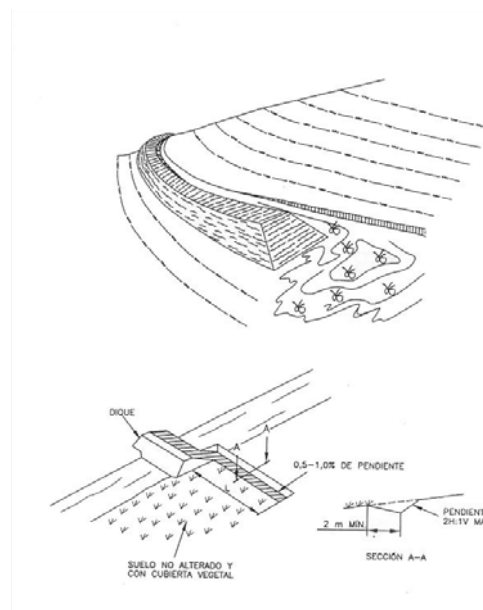


Figura 2-5

d) Sumideros

⁶ Fariñas de Alba, J. L. et al. *Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes*. Editorial Entorno Gráfico S.L. Madrid 1999, p-375.

Se trata de elementos puntuales de desagüe, usualmente de tipo horizontal, que se colocan en puntos bajos con desagüe de fondo, y que recogen las aguas provenientes de los elementos lineales, desaguándolo a un colector.

e) Disipadores de energía

Son dispositivos que se ubican en la zona de descarga de los diferentes tipos de canalizaciones, con la doble misión de disipar la energía cinética del agua y, de evitar la erosión de las zonas entre los desagües y los canales de aguas abajo. Las paredes y fondos son recubiertos con un encachado de piedra, revegetadas, o revestidas de hormigón o de otros materiales (Figura 2-6⁷).

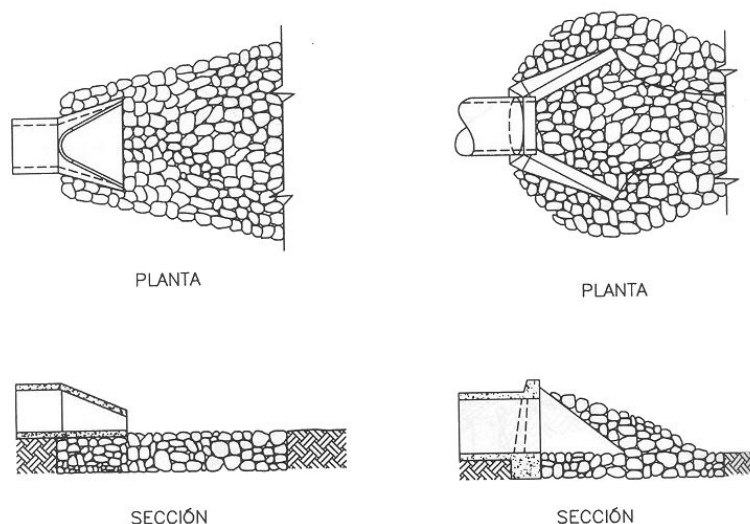


Figura 2-6

2.4.3 REVEGETACIÓN DE TALUDES

⁷ Fariñas de Alba, J. L. et al. *Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes*. Editorial Entorno Gráfico S.L. Madrid 1999, p-45.



Constituye una solución técnica destinada inicialmente a la restauración paisajístico-ambiental de la zona de actuación, y que trata de devolver a la superficie del talud o de la ladera la protección activa que la cubierta vegetal le ofrecía.

Se trata de una técnica de aplicación directa sobre la superficie del terreno y que se realiza una vez ejecutada la excavación del desmonte. Pero el gran problema que ofrece esta técnica es la necesidad de un período de establecimiento que variará de unos casos a otros en función del tipo de vegetación, las características físico-químicas del material del talud, geometría del talud, climatología, etc., factores ya analizados dentro del problema de la erosión.

Es necesario establecer cuál es la velocidad de implantación de la vegetación para que el entramado que conforman las raíces puedan llegar a contener la superficie del terreno de forma que no sufra los efectos de la erosión. Una vez establecida, será necesario compararla con la velocidad de erosión del talud o ladera.

En suelos cohesivos, en los que la velocidad de implantación de la revegetación es alta frente a la erosión, el suelo tiene un comportamiento activo; es capaz de aguantar el tiempo suficiente para la regeneración de una cubierta vegetal, con capacidad de control de la erosión, y por tanto activa ante los efectos de la erosión. La vegetación necesita un corto período de tiempo para su crecimiento y una vez producido este, facilita el drenaje superficial. No obstante, para su desarrollo necesita ciertas condiciones naturales para su establecimiento y crecimiento, o al menos, ciertos cuidados y atenciones de no ser favorables las condiciones: riego de la superficie en casos en que no exista humedad o aporte hídrico suficiente, presencia de aglomerante en la hidrosiembra para evitar el lavado de la semilla por parte del agua de lluvia, etc.

En suelos poco cohesivos la erosión es más acelerada y se produce un arrastre del suelo y del sustrato más rápidamente; en estos casos, la velocidad de erosión es mayor que la de implantación de la revegetación. Así, el crecimiento de la cubierta vegetal es lento por las dificultades que presenta, e incluso se hace necesario el aporte de sustrato orgánico cuando los suelos son completamente inertes para el desarrollo de la vegetación.

La vegetación no es capaz de crear un entramado de raíces capaz de anclar el terreno y evitar los fenómenos erosivos antes de que estos empiecen a arrastrar y a lavar la superficie, provocando una reacción en cadena que inestabilizará inicialmente la superficie pudiendo afectar en el tiempo a la estabilidad global del conjunto. La vegetación no es capaz de ofrecer una protección activa hasta su completa implantación, y durante este período, necesita de una medida de control de la erosión y estabilización superficial que la supla y le proporcione el tiempo necesario para su completo desarrollo, a la vez que retenga la semilla y el sustrato para permitir el crecimiento de la vegetación.

Una vez desarrollada la vegetación, se produce un control de la erosión evitando que no evolucione hacia inestabilidades superficiales o globales, además de una estabilización superficial que alcanza muy poca profundidad (de 10 a 20 centímetros), siempre en función del entramado y profundidad a la que lleguen las raíces de las plantas.

En resumen, cuando la velocidad de erosión es mayor que la de implantación, la medida de revegetación es efectiva; cuando la velocidad de erosión es mayor que la de implantación, exige la existencia de una medida de control de la erosión capaz de frenar los procesos erosivos hasta que la cubierta vegetal sea activa; de no ser así, empezarán a aparecer

fenómenos de erosión que conducirán a inestabilidades de carácter superficial o incluso de carácter global.

En muchos casos, la revegetación aparece como medida complementaria en técnicas de estabilización global del talud, cumpliendo la misión de control de la erosión y su evolución posterior en el tiempo hacia inestabilidades y problemas de mayor magnitud.

2.4.3.1 Funciones de la vegetación en el tratamiento de taludes

La vegetación, aparte de servir como medida de integración de un talud ejecutado por el hombre en el entorno, puede tener un papel muy importante en dar mayor estabilidad en taludes. La presencia de vegetación conlleva dos efectos diferenciados: un efecto hidrológico que afecta a la infiltración, evaporación, transpiración, y a todos los demás fenómenos hidrológicos que se producen en la Naturaleza, y por otra parte la vegetación tiene un efecto de carácter mecánico sobre el talud, reteniendo partículas del suelo, disminuyendo la acción del viento, o atenuando la degradación del talud.

Todos estos factores van a influir sobre las obras de drenaje, tanto superficiales como profundas, ya que cuanto mayor sea la cobertura vegetal, menor será el agua de escorrentía y mayor será la capacidad de almacenamiento de agua del suelo. Esto significará también una reducción de los procesos erosivos que se pueden producir en el talud.

Como efectos mecánicos, se puede resaltar que la existencia de una cubierta vegetal aumenta la resistencia y la estabilidad del suelo en el que se desarrolla, al tiempo que protege la superficie de los terrenos ante la acción de agentes externos.

Además de todo esto, no se puede olvidar la protección que supone la vegetación contra la acción del viento; si bien la erosión eólica no es la más perjudicial, en algunos casos de suelos desnudos, puede llegar a ser muy importante.

En definitiva, la revegetación de la superficie de los taludes permite:

- Integrar la obra en el entorno, consiguiendo un embellecimiento y un entorno agradable a los usuarios de las vías de comunicación que transcurren al pie de los taludes.
- Estabilización geotécnica de ciertos tipos de terrenos poco consolidados.
- Proteger, a través de la cubierta vegetal, las zonas con riesgo de erosión, tanto eólica como hídrica.
- Evitar sobredimensionamiento de redes de drenaje por acumulación de materiales arrastrados.

2.4.3.2 *Protección de la superficie del suelo*

a) *Protección frente a la erosión por salpicadura*

Se trata de la erosión que producen las gotas de lluvia al golpear contra el suelo en su caída. Este fenómeno puede llegar a ser muy importante, disgregando partículas y lanzándolas al aire. El poder de erosión que se puede alcanzar mediante salpicadura, depende, según el tipo de suelo de:

- La intensidad de la precipitación.
- La parte de precipitación, respecto de la total, que alcanza el suelo directamente, y la que llega en forma de goteo.
- La energía cinética de la lluvia, que a su vez depende de la velocidad y el tamaño de las gotas que caen.

Estos tres puntos se ven alterados por la presencia de la vegetación, ya que la cobertura vegetal incide sobre la intensidad de la precipitación, interceptando gotas de lluvia con la consecuente disminución de dicha intensidad. Evita que las gotas de lluvia alcancen el suelo directamente y se disminuye la energía cinética de las gotas que llegan al terreno.

Pese a todo, puede darse un efecto negativo, debido a que en las hojas de los árboles se concentran varias gotas de agua formando una de mayor tamaño, que al caer sobre el terreno tenga un poder erosivo mayor de haber llegado directamente cada gota por separado.

b) *Protección frente a la escorrentía superficial*

El proceso consiste en la disgregación de las partículas del suelo y su transporte, por parte del agua que escurre por el suelo. Además también transporta las partículas disgregadas por salpicadura. La capacidad de disgregación del agua depende fundamentalmente del volumen y velocidad del agua que fluye y de la tipología de terreno en que nos encontremos.

La presencia de vegetación disminuye la escorrentía, ya que disminuye el volumen y la velocidad del agua que escurre. Esta disminución puede ser muy importante. Si comparamos el agua que escurre en zona urbana con la que escurre en una zona de gran cobertura vegetal, nos encontramos con diferencias de hasta un 60% respecto del agua total de lluvia caída.

Por otro lado, debido a la capacidad de almacenamiento que tienen los suelos cubiertos de vegetación, se retrasa la aparición del agua de escorrentía y se disminuye la punta de caudal de dicha escorrentía. En definitiva, se produce un fenómeno análogo al efecto laminador que tienen los embalses en las grandes avenidas de los ríos.

De la misma forma que antes, puede existir un efecto negativo de la vegetación sobre la escorrentía, que se produce cuando el flujo de agua se concentra en determinados lugares, aumentando tanto de volumen como de velocidad, lo que implica un aumento del poder erosivo sobre el terreno.

c) Protección mecánica del suelo frente al tráfico y al pisoteo

Aunque en los taludes y laderas no es usual este problema, no se puede olvidar que la presencia de vegetación supone una protección frente a los efectos de pisoteo y del tráfico de vehículos donde pudiera ser necesario. Tanto el pisoteo como el tráfico tienen un doble efecto sobre el suelo: primero, la presión ejercida por el peso, más un deslizamiento que se produce al avanzar. Este último efecto es el que más daño supone para el suelo, ya que puede romper la cubierta superficial.

La resistencia de la vegetación a estas acciones depende de la resistencia a tracción de los tallos, hojas y ramas sobre el suelo, fuerza y cohesión del enraizamiento y la velocidad de recuperación de las plantas individuales. En general, las plantas que mejor se comportan en estas condiciones son:

- Tallos y hojas flexibles.
- Aquellas con capacidad de reproducción vegetativa.
- Con alta tasa de crecimiento.
- Con periodo vegetativo largo.
- Con resistencia al enterramiento.

d) Aislamiento del suelo

La existencia de vegetación repercute sobre el microclima del terreno, impidiendo que la humedad y la temperatura varíen de forma significativa. Con esto se consigue que el proceso de meteorización se atenúe y, consecuentemente, se reduzca la pérdida de partículas del terreno. Este aislamiento se muestra de una manera efectiva en la protección contra el ciclo de hielo deshielo.

e) Sujeción del suelo

La red radicular “amarra” las partículas de suelo frente a la acción de la gravedad, el agua de escorrentía, las gotas de lluvia y la acción eólica. Las plantas más eficaces en esta labor son las que reúnen las siguientes características:

- Resistencia y flexibilidad para que sus ramas y troncos se doblen sin romperse.
- Ramificación desarrollada desde la base, para ofrecer más superficie normal a la trayectoria de caída de los materiales, y así maximizar el efecto de retención.
- Tolerancia al enterramiento, es decir, que sean capaces de desarrollar nuevas raíces desde los tallos en terrados.

2.4.3.3 *Modificación de las propiedades mecánicas*

a) Refuerzo del suelo por las raíces

Las raíces de la vegetación forman un entramado que refuerza la estructura del suelo y aumenta su resistencia al deslizamiento. Así, las raíces actúan de forma análoga a si se dispusiese malla tridimensional en un suelo desnudo.

Las plantas de tipo arbustivo de pequeño tamaño, ejercen una influencia en el refuerzo que en algunos casos puede llegar hasta una profundidad de entre 0.75 y 1.5 m, aunque usualmente se suele quedar entre los 10 y los 20 centímetros de profundidad, mientras que los árboles pueden llegar a profundidades de más de 3 m, dependiendo de cómo sea la estructura de sus raíces.

La magnitud del refuerzo proporcionado por el sistema radicular, depende de los siguientes factores:

- Densidad de la red de raíces.
- Resistencia a la tracción.
- Módulo de tracción.
- Relación longitud/diámetro.
- Rugosidad superficial.
- Índice de alineamiento de las raíces.
- Orientación respecto a la dirección del esfuerzo principal.

b) Anclaje, contención y arqueamiento

Las raíces de la vegetación se introducen en el terreno y evitan que éste deslice, ya que le sujetan de forma mecánica. De esta forma contribuyen a la estabilidad de la ladera.

Al penetrar las raíces en el terreno, es posible que lleguen a estratos más firmes, con lo que se puede conseguir un cosido del terreno inestable al estrato competente, es decir, pueden suponer unos anclajes naturales del talud o terreno.

El terreno que cada planta puede estabilizar se puede asemejar a un cilindro de diámetro y altura variable con la longitud y la tipología de la raíz de que se trate.

Se puede producir un fenómeno denominado arqueamiento cuando la cubierta vegetal no es muy grande y puede existir terreno entre árboles que no está anclado. Es probable que se produzca entonces un deslizamiento parcial de dicho terreno, mientras que el terreno anclado por los árboles permanece inmóvil.

c) Acuñaamiento

En algunos lugares puede darse el efecto contrario al deseado, y que las raíces contribuyan a la inestabilidad de las laderas.

Esto sucede en aquellos casos en que las raíces se introducen entre las grietas del terreno, o incluso generan otras nuevas grietas que pueden dar lugar al deslizamiento del talud. Al introducirse en una grieta la raíz según va creciendo, se produce un efecto cuña que abre dicha grieta.

Igualmente, las raíces pueden abrir nuevos caminos para la penetración del agua con lo que también aumenta la inestabilidad, aparte de que si el clima es severo, crece el riesgo de inestabilidad debido al ciclo de hielo - deshielo.

d) Sobrecargas: peso de la vegetación y empuje del viento

La presencia de árboles significa una sobrecarga importante en el terreno. Sin embargo la presencia de arbustos y de una cubierta herbácea no repercute como una sobrecarga en el suelo.

Esta sobrecarga puede actuar positiva o negativamente, dependiendo de que la fuerza predominante sea la vertical que aumenta la fricción entre el suelo y la superficie de deslizamiento, o la componente horizontal que se suma a todas las demás fuerzas desestabilizadoras.

El predominio de una de estas componentes (vertical u horizontal), está muy influenciado por la geometría del talud, la distribución espacial de la vegetación y las propiedades del suelo.

La situación ideal para que estas fuerzas jueguen a favor de la estabilidad del conjunto, es que los árboles y, por tanto la sobrecarga, se ubiquen en la parte baja de la ladera.

También es interesante la influencia que va a tener el viento al incidir sobre la cobertura vegetal. Generará una fuerza de arrastre, cuya magnitud dependerá de las siguientes variables:

- Velocidad del viento.
- Altura de los árboles.
- Extensión de la cubierta.
- Pendiente del talud.

2.4.3.4 Modificación del régimen de circulación superficial del viento y protección frente a su capacidad de erosión

El poder erosivo de la acción eólica está directamente relacionado con la fuerza del viento para levantar y transportar las partículas del suelo. Esta fuerza a su vez está directamente relacionada con la velocidad del viento.

La cubierta vegetal reduce considerablemente la velocidad del viento y por tanto la capacidad de erosión del mismo se ve muy mermada, a la vez que es capaz de modificar en parte la dirección del viento.

La vegetación actúa como una barrera que se opone a la propagación de las ondas sonoras, creando zonas de sombra acústica; por lo tanto, en algunos casos, la vegetación también es utilizada como medida de atenuación del ruido.

2.4.3.5 Selección de las especies adecuadas

Los vegetales, como todos los seres vivos, tienen unas exigencias en cuanto a su nutrición, clima, suelo, exposición, sociabilidad, altitud, etc., que deben mantenerse dentro de ciertos límites, que si se sobrepasan pueden producir la muerte de la planta. Existe un valor óptimo dentro de estos límites, en el que la planta alcanza sus mejores desarrollos y también los más sanos, pues el vigor que le proporciona esta situación favorable, le permite resistir bien las enfermedades y plagas.

La elección acertada de las especies a utilizar en cualquier tipo de trabajo de revegetación resulta de la más absoluta importancia. Generalmente, dicha elección debe fundamentarse en los siguientes criterios:

- Determinar y seleccionar las especies autóctonas del entorno de la zona de actuación que sean más adecuadas a nuestras necesidades.
- Primar el empleo de especies de fácil implantación, gran capacidad de protección del suelo y desarrollo no demasiado lento.
- No escoger especies que, si bien forman parte de la vegetación potencial de la zona, no es posible su empleo por razones técnicas o económicas.
- En otras ocasiones el problema puede ser tanto la imposibilidad de obtener semillas o plantas en cantidad y calidad (por no existir normalmente en el mercado), como su elevado costo.

Por otra parte, aunque lo ideal es emplear especies autóctonas, no hay que descartar nunca la posible utilización de especies de contrastada eficacia, aunque no sean propias de la zona en la que nos encontramos.

Es de gran importancia realizar un control de la elección de especies, si se quiere alcanzar los objetivos deseados, así como evitar el gasto excesivo que supone emplear especies y densidades inadecuadas.

Las condiciones del suelo del talud son, generalmente, muy poco adecuadas para la implantación de la cubierta vegetal, por ello, puede resultar necesario realizar la colonización vegetal por etapas sucesivas, similares a las que tienen lugar en la evolución natural. Se introducen, en primer lugar, especies rústicas, frugales, de carácter colonizador, y una vez suficientemente asentadas, se van introduciendo otras de mayor categoría biológica, que encontrarán, de esta forma, preparado el terreno para su supervivencia.

2.4.3.6 Factores limitantes del empleo de vegetación

a) Pendiente

La pendiente es un factor determinante en la aplicabilidad de la vegetación y del grado de dificultad que se pueda encontrar a la hora de plantar o revegetar en un talud. Especialistas en vegetación deben ser consultados al principio, durante el proceso de diseño para que en

fases posteriores no aparezcan problemas indeseados. Generalmente en taludes escarpados es más fácil plantar especies que no estén en un avanzado estado de madurez, para impedir el desarraigo.

b) Materiales de superficie

La humedad, la fertilidad y la resistencia a la penetración de las raíces en el suelo, están directamente relacionadas con la composición de los materiales de la superficie. Cuanto menos resistencia a la intemperie tiene un talud, mayor es la dificultad de plantar vegetación. Esto resulta especialmente evidente en el caso de árboles y arbustos de raíces de penetración profunda.

c) Localización

La orientación del talud afecta al crecimiento de la vegetación. La humedad con un alto contenido en sal, las aguas duras y la polución del aire tienen efectos químicos negativos en las plantas, mientras que el agua de escorrentía y el pisoteo de hombres y animales favorece la erosión. Estos factores hay que tenerlos en cuenta cuando se toman decisiones sobre la aplicación de vegetación como elemento protector del talud. Por otra parte, es obvio pensar que sería inútil intentar estabilizar un talud mediante el empleo de vegetación en zonas áridas donde su supervivencia sería prácticamente imposible.

d) Elevada velocidad de implantación

Una vez realizada la excavación de un desmonte, el talud queda expuesto a la meteorización; si el período de recuperación natural de la vegetación (cuando esta es posible) o de establecimiento y desarrollo de la revegetación es muy elevado, el talud empieza a sufrir los efectos de la erosión. Se hace necesario entonces dar nuevas soluciones a este problema, pues la técnica de revegetación no es capaz de suplir y controlar estas deficiencias, pero sin olvidarnos de esta técnica, que en muchos casos puede servir como complementaria.

2.4.3.7 Técnicas de revegetación

a) Siembra

La siembra directa consiste en la distribución de las semillas directamente sobre la zona a revegetar. Este método puede aplicarse a enlaces, taludes de poca pendiente y márgenes y medianas amplias. Es de gran interés para la implantación de herbáceas, matas y arbustos. Desde el principio puede pensarse, para estos taludes de poca pendiente, en implantar también cubierta arbórea.

Las técnicas a emplear para la siembra de taludes varían según su configuración, sobre todo su tamaño y pendiente.

Las siembras pueden realizarse a voleo o utilizando aperos normales de labranza, como sembradoras, gradas, etc., siempre que las pendientes sean pequeñas y los taludes tengan acceso, preferiblemente por la parte superior, de forma que pueda realizarse la mecanización con tractor de ruedas o de cadenas.

Para las especies arbóreas y arbustivas también podría realizarse la siembra en zanjas y hoyos.

Es importante realizar una buena preparación del terreno, una selección de especies acertada y elegir la época adecuada para llevar a cabo la siembra.

La cantidad de semillas a utilizar por unidad de superficie, está en función del número de plantas que se desee conseguir, del número de semillas que entren por unidad de peso, de la pureza y capacidad de germinación de la semilla, y del índice de supervivencia, que está a su vez en función de las características del terreno, de la especie elegida, y de las condiciones climáticas.

Algunos autores utilizan la fórmula siguiente para obtener el número de semillas:

$$C = \frac{N}{S * P * G * K}$$

siendo:

C = Cantidad de semilla a sembrar en gramos/m²

N = Número de plantas que se desea obtener por metro cuadrado

S = Número de semillas puras por gramo.

P = Pureza de la semilla en tanto por uno.

G = Capacidad de germinación de la semilla.

K = Índice de supervivencia en tanto por uno. Representa el porcentaje de semillas germinadas que originan una planta viva al cabo de un año. No suele ser conocido, por lo que en ese caso habrá que hacer una estimación.

b) Hidrosiembra

Donde las pendientes sean elevadas, superiores a 1:1, no es posible utilizar mano de obra ni la maquinaria normal, por lo cual es preciso, por razones de economía y eficacia, utilizar otras técnicas.

La hidrosiembra es la técnica más difundida. Consiste en la ampliación sobre el terreno, mediante un "cañón de siembra" o chorro lanzador, de una mezcla acuosa en la que van contenidas las semillas, fertilizantes y otras sustancias (mulch y estabilizador), cuya función se explicará más adelante, que facilitan la protección contra la erosión y la fijación de la semilla.

Los objetivos que se persiguen con la hidrosiembra, son, fundamentalmente:

- Proteger rápidamente contra la erosión los taludes sin vegetación.
- Crear en suelos desnudos las condiciones necesarias para la instalación de vegetación.

La hidrosiembra debe realizarse en la época adecuada para conseguir los mejores resultados.

En clima seco, tipo mediterráneo, la mejor época es al final del verano o principios del otoño, cuando se esperan las primeras lluvias o se acaban de producir éstas.

En climas más frescos, tipo Atlántico, la mejor época coincide con la anterior pero se puede prolongar hasta final de invierno o principios de primavera.

En ambos casos la hidrosiembra debe realizarse por lo menos un mes antes de que comiencen las heladas, y en el segundo, si se hace en primavera, debe llevarse a cabo una vez finalizado el período de heladas.

En todos los casos, la hidrosiembra debe realizarse en días sin viento.

c) Componentes de la siembra e hidrosiembra

- Agua: Deberá cumplimentar, cuando menos, un mínimo de condiciones de acidez y salinidad. No se deben utilizar aguas salobres. Como máximo tendrá un 5 por mil de cloruros y sulfatos y su pH será igual o superior a 6. Pueden ser utilizadas todas las aguas calificadas como potables.
- Mulch: Se define como una cubierta superficial del suelo, orgánica o inorgánica, que tiene un efecto protector y favorece la germinación de la semilla.

Sus efectos se manifiestan de la siguiente forma:

- Protege contra el impacto de las gotas de lluvia (splash).
- Conserva la estructura superficial; impide la obstrucción de los poros y la formación de corteza superficial.
- Reduce la velocidad de evaporación, con lo que la humedad permanece más tiempo para uso de las plantas.
- Mantiene el agua superficial más tiempo en contacto con el suelo, con lo que se empapa más.
- Genera un microclima favorable para la germinación de las semillas.

- Modera las temperaturas (helada en invierno y calor en verano).

- Tipos de mulch:
 - Orgánicos: Celulosa, papel, serrín, astillas, lana de madera, mallas de fibras vegetales (yute), heno y paja, molidos de soja, corteza de árboles, hoja y acículas, mantillo, turba, vainas, cáscaras y espuma de urea formaldeido.

 - Inorgánicos: Fibra de vidrio, grava y gravillas, emulsiones bituminosas, plásticos, etc.

- Estabilizador o ligante: Material, orgánico o inorgánico, aplicado en solución acuosa que penetrando en la capa superficial del suelo, reduce la erosión por aglomeración física de las partículas, a la vez que liga las semillas y el mulch, pero sin llegar a crear una película impermeable. No altera los procesos biológicos del suelo y acaba eliminándose al cabo de unos años (máximo 10) por biodegradación.

El hecho de que se aplique en forma líquida permite su penetración en el terreno a una profundidad comprendida entre 2 y 20 mm, donde reacciona formando generalmente una estructura reticular sólida y no hidrosoluble, uniendo así todas las partículas que han sido humedecidas (partículas de tierra, semillas, abonos, mulch), protegiéndolas contra la erosión eólica e hídrica, sin afectar a la capacidad de absorción de agua de lluvia por el suelo.

El espesor de la capa consolidada depende del grado de dilución.

Los estabilizadores deben ser miscibles con todos los tipos de agua, estables a la luz del sol, no afectar a la germinación y al crecimiento de las plantas, compatibles con los fertilizantes y poder emplearse en mezcla con todos los productos a aplicar. Deben mejorar la estructura del suelo.

Se han utilizado como estabilizadores los alginatos, que son extractos acuosos de algas marinas, que suministran materia orgánica y minerales al suelo, y mejoran la textura y la aireación del suelo, así como la retención del agua. Acrecientan la germinación de las semillas, las hacen más resistentes a las enfermedades criptogámicas y al ataque de insectos, aumenta la resistencia a las heladas, etc.

También se utilizan materiales plásticos y sintéticos especiales de diversos tipos, emulsiones bituminosas y materiales del grupo de las resinas.

- Semillas: Se deben elegir especies de rápida germinación, enraizamiento vigoroso, pronto desarrollo, poder tapizante, período vegetativo amplio y, naturalmente, adaptadas a las condiciones edáficas y climáticas de la zona. Además de todo ello, deben existir en el mercado.

Existe un período crítico (2 ó 3 meses), comprendido entre la siembra y el momento en que se establece la cubierta vegetal con arraigo suficiente, en el que conviene proteger el talud. De ahí la utilidad del mulch. La pendiente pronunciada favorece la erosión de los taludes y el arrastre de las semillas, lo que inestabiliza la parte superficial del sustrato.

2.4.4 TRATAMIENTOS QUÍMICOS

Existe una serie de tratamientos con productos químicos que, por sus propiedades y unas características específicas del terreno o suelo objeto del tratamiento, hace que adquiera unas condiciones favorables para frenar los procesos erosivos. El poder aglomerante o floculante de esos productos hace que el suelo adquiera un grado de compactación y una estructura que lo vuelve resistente a los efectos erosivos, o al menos reduce en parte la velocidad de erosión de esa superficie.

Por ejemplo, en suelos poco cohesivos, en los que los procesos erosivos son acelerados por la baja resistencia que aportan ante la erosión, produciéndose un arrastre del suelo y del sustrato, en los que la implantación de la revegetación y el crecimiento de la cubierta vegetal son lentos por las dificultades que estos suelos presentan, pueden ser útiles ciertos productos químicos.

2.4.5 *ELEMENTOS SOPORTE DEL SUSTRATO O LÁMINAS FLEXIBLES*

Los elementos soporte del sustrato tienen la función de retener y facilitar el crecimiento de la vegetación en la superficie, tanto natural cuando ésta sea factible, como la conseguida a través de medidas de revegetación e hidrosiembra. Simplemente, sirven como elemento de contención del sustrato orgánico y/o de la semilla que dará origen a la vegetación, intentando crear unas condiciones adecuadas para su posterior desarrollo; aunque algunos productos como las geoceldas o las mallas metálicas pueden aportar una capacidad soporte que las capacita para estabilizar taludes.

Se trata de medidas de control de la erosión consistentes en una lámina flexible, que disminuyen en parte la velocidad de erosión, pero en ningún momento se pueden considerar como medidas de estabilización superficial pues no aportan estabilidad a la superficie. Usualmente, son medidas eficaces en jardinería y en terrenos fértiles de poca pendiente.

Los productos más utilizados como elementos soporte son las mantas orgánicas y redes naturales, los geosintéticos (georedes, geomallas, geoceldas o geocélulas) y las mallas metálicas.

2.4.5.1 *Mantas orgánicas y redes naturales*

Se trata de una solución cuya misión es la de soporte del sustrato para el control de la erosión; consiste en una manta o lámina realizada con material de origen orgánico (fibras vegetales, cuerdas, con refuerzos de hilo de polietileno, etc.) que sirve de soporte a la vegetación, y en especial, a la semilla y al sustrato orgánico que permita su desarrollo. Se define como producto textil tridimensional, no tejido, agujado, permeable, sintético o natural, empleado para regeneración de suelos y control de la erosión. Con el paso del tiempo, sufre procesos de descomposición y desaparece, una vez la vegetación se haya implantado.

Evita por tanto el deslave superficial y el arrastre de la semilla que se haya dispuesto en la hidrosiembra, como del material o suelo que conforma la superficie, disminuyendo la velocidad de erosión.

Su aplicación se realiza en taludes estables con velocidad de erosión no muy elevada, pues favorece el comportamiento del suelo ante la erosión eólica, y ante la erosión hídrica si ésta es de baja intensidad.

Sirve de medida complementaria en técnicas de bioingeniería, como el estaquillado y la hidrosiembra, disminuyendo la velocidad de erosión dando el tiempo necesario para el tratamiento del talud y del desarrollo de la vegetación, siempre y cuando el talud sea de por sí estable, tanto superficialmente como globalmente.

Presentan una serie de desventajas que a continuación se detallan:

- Sólo son útiles en pendientes suaves, procurando que la manta quede lo más adosada al perfil del talud sin que llegue a colgar, lo que exige pendientes menores a 30° y terrenos bien perfilados.
- De llegar a colgar, no permite el desarrollo de la vegetación al no estar en contacto con el sustrato, además de impedir el crecimiento de la vegetación bajo ella, pues impide el paso de la luz solar y elimina el aporte del suelo natural.
- Baja durabilidad por pudrición, lo que exige una velocidad de implantación de la vegetación acorde a la durabilidad de la manta, y en ausencia de humedad, no permite a la vegetación desarrollarse.
- La presencia de humedad es beneficiosa para el desarrollo de la vegetación, pero es perjudicial para la durabilidad de la manta porque aumenta su velocidad de pudrición.
- No aporta estabilidad a la superficie ni evita el movimiento del terreno; no tiene capacidad portante y exige, en consecuencia, un elemento que sí lo tenga en caso de taludes de pendientes elevadas.
- Constituye una solución por sí sola aplicable en problemas de jardinería, pero en taludes, exige normalmente la presencia de un elemento capaz de aplicar cargas al talud y estabilizar superficial, e incluso globalmente, el talud.

a) Mantas orgánicas

Las mantas orgánicas biodegradables han sido desarrolladas específicamente para el control de la erosión de la superficie causada por el agua, el viento y otros agentes desde el primer momento; actúan como un colchón amortiguador de la energía cinética de los diferentes agentes, evitando el arrastre del manto superficial de suelo.

Consiste en un colchón de paja y fibra vegetal con o sin semilla incorporada, con una red superior e inferior de refuerzo con hilos de propileno, que se sujeta al terreno a través de unos anclajes con clavos, usualmente de 20-30 cm. de longitud y 4 mm. de diámetro.

El sistema facilita también un rápido desarrollo de la vegetación en áreas de reciente actuación, al hacer más lenta la evaporación y manteniendo mayor índice de humedad en el suelo, a la vez que almacena agua al disminuir la escorrentía superficial. También se mejora la estructura del suelo gracias a la compensación de temperaturas extremas por su acción de sombra y creación de microclima.

b) Redes naturales

Existen algunos elementos, como las redes naturales, que consisten en redes similares a las metálicas, pero formadas por elementos naturales como coco o yute, que tratan de suplir y paliar las deficiencias comunes a este tipo de soluciones, para facilitar y optimizar su empleo.

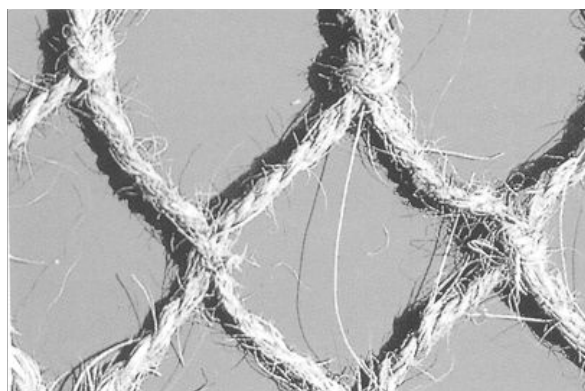


Figura 2-7

En la Figura 2-7⁸ se ve el detalle de una red de coco, que sirve fundamentalmente para el sostenimiento de otros materiales empleados en la revegetación (por ejemplo para sujeción de rollos de césped). Se recomienda que en la coronación del talud se construya una zanja de unos 30 cm. de profundidad para el anclaje de la malla.

Además, estas redes tienen una serie de características que las hacen idóneas para estos trabajos de revegetación y tratan de suplir las deficiencias que estos productos usualmente suelen presentar:

- Alto contenido en lignina, por lo que pueden mantener su resistencia y durabilidad aún en presencia de humedad.
- Gran resistencia a tracción.
- Baja elongación.
- Gran contenido en biomasa.
- Resistencia a la putrefacción.
- Resistentes a los rayos ultravioleta (UVA).

c) *Biorrollos*

Se denominan biorrollos a estructuras cilíndricas fabricadas a base de fibra de coco, sustratos, gravas u otros materiales de similares características, envueltas en una red de yute o coco, de aproximadamente 2,5 m. de longitud y un diámetro de 40 a 50 cm

(Figura 2-8⁹).



Figura 2-8

⁸ PROJAR, Documentación Técnica.

⁹ PROJAR, Documentación técnica.

Se trata de productos naturales y ecológicos que favorecen el establecimiento de especies vegetales por plantación directa o revegetación espontánea; su gran ligereza permite una manipulación e instalación rápida y sencilla.

Son utilizados no sólo como medida de control de la erosión en taludes y laderas de baja pendiente, sino que también como medida complementaria de otros sistemas de control de la erosión y estabilización superficial de taludes, además de ser utilizado para fijar orillas de cauces de ríos y crear islas artificiales, a la vez que permite la revegetación de zonas pantanosas.

El principal inconveniente es que la revegetación requiere un tiempo de desarrollo que depende de las especies vegetales; esto quiere decir que sólo después de varios períodos de vegetación existe un arraigamiento de toda la extensión, siendo entonces el tiempo un factor primordial a la hora de tener éxito en la implantación de esta medida de control de la erosión.

d) Aplicaciones conjuntas de biorrollos y mantas orgánicas

En la Figura 2-9¹⁰ se puede observar un ejemplo de aplicación conjunta de los biorrollos y las mantas orgánicas en el control de la erosión de la superficie de un talud.

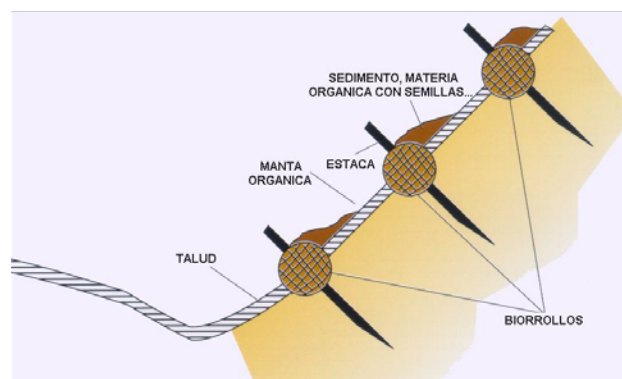


Figura 2-9

2.4.5.2 Geosintéticos

¹⁰ PROJAR, Documentación técnica.

Los geosintéticos son productos en los que, al menos uno de sus componentes, está formado por un polímero sintético o natural, de forma plana, como cinta o en estructura tridimensional, usado en contacto con el suelo y/u otros materiales en aplicaciones geotécnicas y de ingeniería civil.

Los geosintéticos se dividen en los siguientes grupos:

- a) Geotextiles
- b) Productos relacionados con los geotextiles
 - ◆ Geomallas
 - ◆ Georedes
 - ◆ Geoesteras
 - ◆ Geocélulas o Geoceldas
- c) Geocompuestos
- d) Geomembranas

En el caso de control de la erosión, los geosintéticos más utilizados son las georedes, las geomallas, y las geoceldas.

a) Georedes y geomallas

Una geored es una estructura polimérica plana consistente en una estructura regular y densa, cuyos elementos están unidos por nudos o extrusiones, y cuyas aberturas son mayores que sus constituyentes. Se usa en contacto con el suelo y/u otros materiales en aplicaciones geotécnicas y de ingeniería civil.

Una geomalla es una estructura polimérica consistente en una estructura regular abierta, de elementos de tracción integralmente conectados. Se superponen un mínimo de dos juegos de cordones(filamentos) para obtener un producto tridimensional. Se fabrican, generalmente, por un proceso de extrusión. Se pueden entrelazar como los geotextiles tejidos, o solamente superponer los cordones, que se solidarizan con encolados. Pueden tener una dirección con mucha más resistencia que la otra, o ser isótropos.

Su función es similar a la obtenida con las mantas orgánicas y redes naturales, constituyendo, por tanto, una alternativa a éstas, motivada por la utilización de nuevos materiales y su posibilidad de fabricación industrializada. Esto las ha convertido en una solución de mayor durabilidad por su carácter imputrescible, y más competitivas frente a otras, pudiendo además incorporar la revegetación o mulch, facilitando así la ejecución y montaje.

Controlan inmediatamente la erosión, permitiendo además la creación de suelo, incluso en terrenos pedregosos o de baja calidad, mediante el relleno con tierra tamizada o proyección de sustrato con hidrosiembra, turba o mulch de fibra corta.

Se trata de un sistema de control de la erosión de carácter permanente debido a su carácter imputrescible; su peso reducido permite una fácil instalación, y su flexibilidad, una fácil adaptabilidad a todos los taludes.

Su uso puede ser combinado con algún tipo de geotextil impermeabilizante cuando sea ésta la característica requerida, e incluso pueden tener las funciones de filtro, evitando que se produzca el deslave de los finos y semillas.

No obstante, requiere la existencia de un elemento que aporte la capacidad portante, ya que ni las georedes ni las geomallas presentan esta característica; en consecuencia, el campo de aplicación y sus características coinciden con las de las mantas orgánicas y redes naturales; y si bien el problema de la durabilidad frente a la descomposición orgánica ha sido eliminado, presenta un problema frente a la degradación producida por la radiación ultravioleta (rayos UVA), presentando una baja durabilidad.

Existen diferentes sistemas que utilizan las georedes o las geomallas como base. Como ejemplo significativo se explica a continuación el sistema “Enkamat”, que usa como base una geomalla.

Enkamat

Se trata de una estera de poliamida, geomalla, (Figura 2-10 y Figura 2-11¹¹) de estructura tridimensional para el control de la erosión, caracterizada por:

- Control inmediato de la erosión.
- Crecimiento rápido del césped y sujeción de semillas y plantas.
- Protección antierosiva permanente.
- Fácil instalación.
- Fácil adaptabilidad a todos los taludes.
- Aplicable tanto en taludes secos como saturados.



Figura 2-10

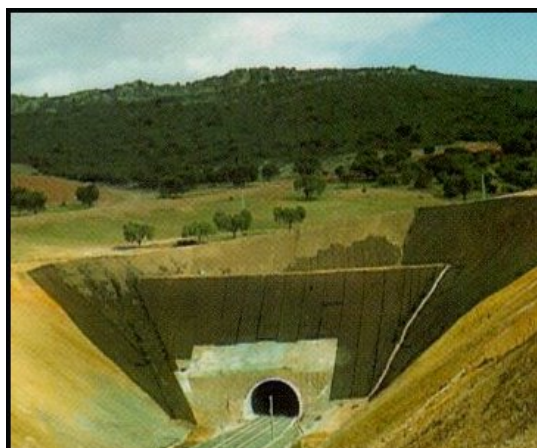


Figura 2-11

b) Geoceldas

¹¹ PROJAR, Documentación Técnica.

Son un producto relacionado con los geotextiles, formado por celdas laminares que se unen unas a otras creando una estructura tridimensional parecida a un panal de abejas. Son un producto altamente eficaz para crear un suelo artificial mediante el relleno de las celdas. Son muy útiles para controlar la erosión.

Son resistentes, flexibles, duraderas, estables frente a agentes químicos y bacterianos, ocupan un volumen mínimo, son manejables y de instalación simple.

Según sea el material de relleno, la altura de celda, y el número de celdas por metro cuadrado, este producto se puede utilizar en múltiples aplicaciones como son: la estabilización de carreteras, muros de contención, diques ataguías, oleoductos y muelles, y por supuesto, el control de la erosión en taludes y canales.

Como ejemplo de geoceldas se especifica a continuación el sistema “ Armater”.

□ Armater

Consiste en una estructura alveolar, de uniones alternativas de tiras de poliéster rígidas y permeables, ancladas mediante grapas de acero para proteger taludes expuestos a efectos erosivos como sistema de control de la erosión (Figura 2-12¹²).

Este tipo de tecnología se caracteriza por:

- Peso reducido.
- Imputrescible.
- Gran resistencia a tracción y desgarró.
- Buena permeabilidad.
- Fácil instalación, montaje y transporte.
- Volumen reducido de material.

Su aplicación no se centra sólo en el control de la erosión de taludes, sino que abarca campos tan extensos como taludes en canteras, minas, canales, rías, superficies rocosas, balsas y vertederos, siendo aplicable sobre láminas de impermeabilización cuando sea necesario.

¹² PROLYFELT, Documentación Técnica.



Figura 2-12

2.4.5.3 Mallas de alambre galvanizado

Una de las aplicaciones de las mallas metálicas es la de su utilización como sistema de control de la erosión, como en los casos de mantas orgánicas, redes naturales y georedes o geomallas. Su función es similar a las de las soluciones anteriores, siendo ésta de elemento soporte (del sustrato y de la vegetación) y como recubrimiento de la superficie. Sólo presenta variaciones en cuanto al material que conforma el elemento, siendo utilizada como otra de las soluciones cuando sea necesario disponer de una lámina flexible sobre la superficie del talud como elemento de soporte y recubrimiento.

Las mallas metálicas se dividen en mallas de alambre de acero galvanizado de simple torsión, de triple torsión, y de simple torsión de alto límite elástico, pudiendo utilizarse todas ellas como lámina flexible, como elemento soporte. Siempre que se requiera una mayor capacidad portante, además de servir de soporte de la vegetación, se utilizarán las mallas con una mayor capacidad soporte, es decir las de triple torsión y las de simple torsión de alto límite elástico; sobre todo estas últimas, que suponen una gran mejoría en las características resistentes.

2.5 TECNICAS DE CONTROL DE LA EROSION Y ESTABILIZACION SUPERFICIAL

Los sistemas y tecnologías que se han desarrollado con anterioridad, permiten el control de la erosión y soporte del sustrato y de la semilla para permitir el desarrollo de la vegetación. En general, son sistemas que reducen la velocidad de erosión y permiten que la velocidad de implantación de la vegetación se adecúe a las necesidades, puesto que normalmente es la vegetación la que al final controla los procesos de erosión e intenta minimizar o anular sus efectos.

Cuando además se presentan problemas de inestabilidad superficial que de evolucionar pudieran incluso llegar ocasionar inestabilidades de carácter global, o se trata de realizar el control de la erosión en taludes y laderas de pendientes elevadas, se hace necesaria la disposición de medidas que no sólo controlen la erosión y los diferentes procesos asociados, sino que también estabilicen superficialmente.

La filosofía del sistema de protección contra la erosión y estabilización superficial de taludes y laderas no consiste solamente en detener la erosión superficial del talud o ladera, sino también estabilizar superficialmente y eliminar las cicatrices producidas por las obras, mejorando el efecto negativo medioambiental y disminuyendo a su vez la posibilidad de desprendimientos.

En principio, cabría pensar que la vegetación es capaz de sujetar y anclar el terreno controlando así la erosión y las inestabilidades superficiales; no obstante, los inconvenientes de necesidad de tiempo de desarrollo para su crecimiento, y la poca profundidad que se puede considerar estabilizada por este método, hacen necesario el desarrollo de nuevas técnicas.



2.5.1 *BIOINGENIERÍA.*

El término bioingeniería se está implantando a marchas forzadas en una sociedad como la nuestra, cada vez más preocupada por el medio ambiente. En los últimos años, se ha extendido por todo el mundo la práctica de la revegetación, como sistema de integración medioambiental y paisajística de muros y taludes.

La Bioingeniería consiste fundamentalmente en la siembra de semillas de hierba, que una vez que crecen proporcionan dicha integración paisajística. Además, ayuda a controlar la erosión del talud, aunque su principal misión sea de carácter visual.

Se podría decir que bioingeniería y revegetación son técnicas análogas; sin embargo la bioingeniería va más allá. Se utilizan materiales vivos para estabilizar taludes, sustituyendo así otros métodos convencionales con materiales inertes (redes, muros o anclajes). Se podría decir que la revegetación es un caso particular de bioingeniería.

En algunas ocasiones puede resultar muy eficaz combinar materiales vivos con otros inertes para conseguir buenos resultados de estabilización, pero en principio, la bioingeniería se centra sólo en materiales vivos. Los mejores resultados se obtienen en estabilizaciones en profundidad hasta los 2 – 2.5 m.

Por otra parte, las técnicas de bioingeniería no son exclusivas de laderas y taludes. Cada vez son más utilizadas para controlar la erosión de las márgenes de ríos, arroyos y lagos, así como los problemas derivados de las inundaciones provocadas por éstos. Pero aquí solo se va a tratar lo referente a la estabilización de laderas y taludes de suelos y materiales sueltos.

A pesar de lo que pueda parecer, todos estos métodos no son en absolutos nuevos. Hay datos que confirman que ya se usaban en China en el siglo XII. También en China, a principios del siglo XX, se utilizó la bioingeniería para controlar la erosión y las inundaciones provocadas por el río Amarillo. Ya en Europa, encontramos que en Alemania se han venido utilizando desde hace más de 150 años. En Estados Unidos, las primeras reseñas las encontramos alrededor del año 1920. Sin embargo, ha sido en los últimos 20 años cuando han cobrado importancia, debido sobre todo al deterioro medioambiental provocado durante el siglo XX.

Los métodos convencionales de estabilización resolvían el problema, pero sin duda, a costa de un precio medioambiental demasiado elevado y, en nuestros días, inaceptable. A pesar de todo ello, las técnicas de bioingeniería tienen algunas limitaciones y no pueden emplearse en cualquier lugar. En determinadas zonas, resulta inviable, por lo que habrá que continuar utilizando métodos convencionales.

2.5.1.1 Ventajas e inconvenientes.

Indudablemente, la implantación de la bioingeniería tiene que suponer una serie de ventajas de todo tipo para que en los últimos años haya tenido un fuerte auge. La vegetación tiene una serie de efectos al ser colocada sobre la superficie de los taludes. Estos efectos pueden ser beneficiosos o perjudiciales y, dentro de cada uno de ellos se pueden considerar efectos hidrológicos y mecánicos.

a) Efectos beneficiosos:

I. De tipo hidrológico:

- Captación del agua de escorrentía y disminución de la evaporación.
- Disminución de la humedad del suelo debido a la transpiración de las raíces.

II. De tipo mecánico:

- Refuerzo mecánico debido a las raíces.
- Restricción de movimientos y anclaje del suelo entre troncos.
- Sobrecarga del suelo debido al peso de la propia vegetación.
- Detención de las rocas desprendidas, que significarían un gran peligro para la posible obra lineal que estemos construyendo.

b) Efectos perjudiciales:

I. De tipo hidrológico:

- Aumento de la capacidad de infiltración.

II. De tipo mecánico:

- Sobrecarga del suelo debido al peso de la propia vegetación.
- Efecto cuña que realizan las raíces en su crecimiento, forzando y abriendo las posibles grietas que pueden existir en el terreno.

Se puede observar que el efecto de la sobrecarga está incluido tanto en los efectos beneficiosos como en los perjudiciales. Esto se debe a que según el lugar donde se ubique esa vegetación, o al menos la más pesada, puede mejorar o empeorar la estabilidad del talud. En general, el lugar más adecuado para colocar la vegetación más pesada es en el pie del talud, mientras que en la cabeza habrá que plantar las especies más ligeras, que no suponen ningún peligro para la estabilidad del talud.

En muchos casos, las soluciones habituales de protección de taludes resultan caras, poco efectivas y socialmente inaceptables. Por otra parte, existe un condicionante muy importante dentro de la bioingeniería, que puede considerarse más como una limitación que como una desventaja, y que se trata de las características climáticas de la zona donde nos encontremos. Sería inútil plantar especies que necesitan una determinada cantidad de agua en una zona de pluviometría baja. Por ello, es muy importante realizar estudios sobre las especies y sobre los procesos de ejecución si queremos obtener resultados satisfactorios.

Después de analizadas todas las ventajas y desventajas, se llega a la conclusión de que la bioingeniería puede dejar en algunas ocasiones en un segundo plano a los métodos convencionales, aunque no podemos olvidarnos de ellos, ya que se puede combinar ambos métodos, o utilizar unos u otros según sea el caso.

2.5.1.2 Técnicas de bioingeniería

En los últimos años, han aparecido y evolucionado multitud de estas técnicas. Por ello, aquí vamos a tratar de describir sólo algunas de ellas, que pueden resultar representativas.

a) Estaquillado

Esta técnica consiste en introducir en el terreno estacas de plantas leñosas que tengan buena capacidad de arraigo y crecimiento. Al irse desarrollando las raíces, van formando un entramado que aporta estabilidad y además reduce el posible exceso de humedad que puede presentar el talud (Figura 2-13¹³).

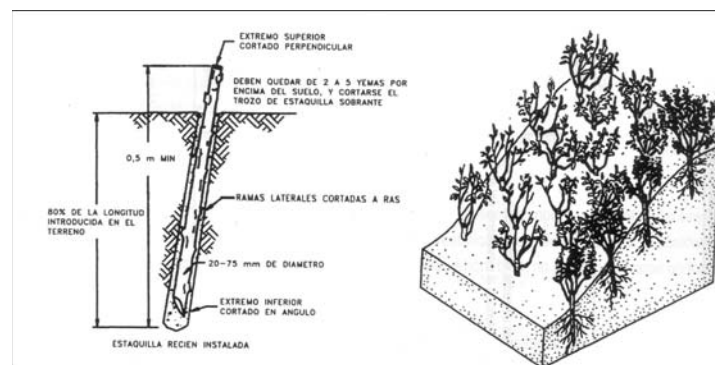


Figura 2-13

¹³ Fariñas de Alba, J. L. et al. *Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes*. Editorial Entorno Gráfico S.L., Madrid 1999, p 560.

Así pues, resulta ideal en zonas en las que los problemas de estabilidad no sean muy graves, ya que la profundidad que alcanzan no es mucha. Otras buenas ventajas son su facilidad de instalación, que no requiere ningún tipo de maquinaria, y que se puede iniciar su implantación en cualquier punto del talud. Se colocan al tresbolillo y con una densidad que puede variar entre 3 y 5 estacas/m².

b) Fajinas de contorno

Este método se usa para controlar la erosión superficial en taludes grandes: se dividen en tramos más pequeños, con lo que se reduce su longitud efectiva. Manojos de ramas y tallos atados en forma de huso, las fajinas, son colocados en trincheras excavadas a todo lo largo del talud, en diferentes alturas. Antes de la excavación se coloca una fila de estacas, se excava la trinchera, se coloca la fajina y se recubre con tierra vegetal, de tal forma que sólo se vea la parte superior de la fajina. Además, resulta conveniente realizar una hidrosiembra en las zonas entre fajinas, que mejora el aspecto visual y el control de la erosión (Figura 2-14¹⁴).

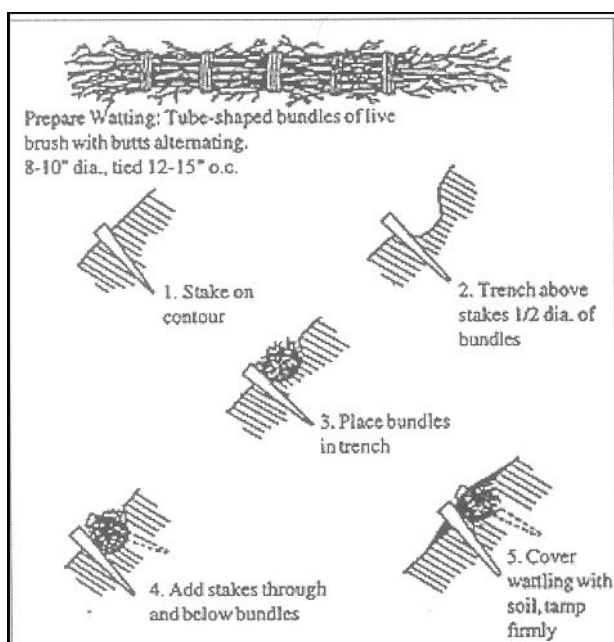


Figura 2-14

¹⁴ <http://www.wcc.nrcs.usda.gov/wtec/soilbio.html> (NebGuide- Cooperative Extension, Institute of Agriculture and Natural Resources, University of Nebraska-Lincoln).

Conviene realizar la instalación de las fajinas desde el pie del talud, para ir ascendiendo posteriormente. La separación entre zanjas varía dependiendo de la longitud y la inclinación del talud (Tabla 2-1¹⁵).

PENDIENTE (°)	DISTANCIA ENTRE FAJINAS (m)	LONGITUD MÁXIMA DE LA PENDIENTE (m)
45 - 33	0,80 - 1,25	5
33 - 25	1,25 - 1,50	6
25 - 20	1,50 - 2,00	9
20 - 18	2,00 - 2,50	12
18 - 14	2,50 - 2,75	15
14 - 11	2,75 - 3,00	18

Tabla 2-1

Se pueden utilizar en desmontes de carreteras, en restauración de laderas, etc. Además se crea un microclima que favorece la generación de plantas autóctonas.

c) Capas de maleza

Esta técnica consiste en realizar un "escalonado" del talud. En cada escalón se colocarán una serie de tallos de maleza con gran capacidad para arraigar y crecer, que posteriormente se recubren parcialmente con tierra vegetal, dejando al descubierto aproximadamente un cuarto de la longitud de los tallos (Figura 2-15¹⁶).

Mediante esta forma de trabajo se consigue reducir la longitud efectiva del talud, lo que resulta muy eficaz tanto frente al control de la erosión como a movimientos en masa.

La forma ideal de trabajo es comenzar realizando un muro al pie del talud, e ir realizando los escalones de abajo hacia arriba. De esta forma, el material excavado en un escalón se utilizará para tapar el anterior.

¹⁵ Fariñas de Alba, J. L. et al. *Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes*. Editorial Entorno Gráfico S.L. Madrid 1999, p-565.

¹⁶ <http://www.wcc.nrcs.usda.gov/wtec/soilbio.html> (NebGuide- Cooperative Extension, Institute of Agriculture and Natural Resources, University of Nebraska-Lincoln).

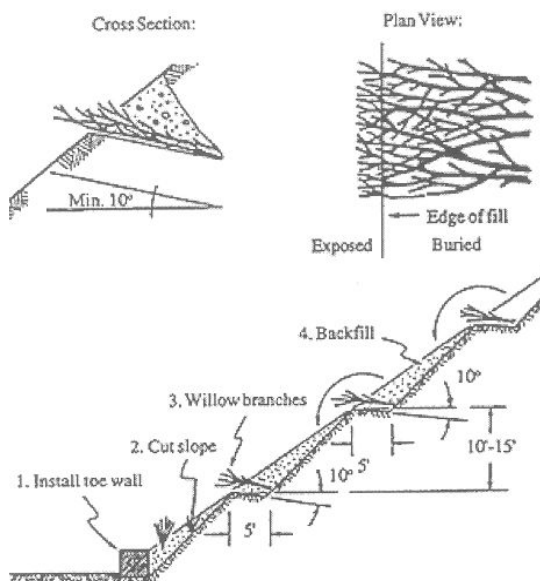


Figura 2-15

Al igual que en la técnica anterior, la separación entre zanjas depende de la pendiente y longitud del talud (Tabla 2-2¹⁷). También aquí es muy recomendable finalizar con una hidrosiembra de las zonas entre zanjas.

PENDIENTE (H:V)	DISTANCIA ENTRE ZANJAS (m)		LONGITUD MÁXIMA DE PENDIENTE (m)
	TALUDES HÚMEDOS	TALUDES SECOS	
2:1 a 2.5:1	1 - 1,25	1,5 - 1,75	4,5
2.5:1 a 3:1	1,25 - 1,5	1,75 - 2,5	4,5
3.5 a 4:1	1,5 - 1,75	2 - 3	6

Tabla 2-2

2.5.1.3 *Combinación de bioingeniería con técnicas convencionales*

Existen otras muchas formas de estabilizar taludes empleando elementos vivos, ya sea combinando los aquí descritos u otros distintos. El más adecuado de ellos será aquel que mejor se adapte a las características del proyecto, tanto geométricas como climáticas.

¹⁷ Fariñas de Alba, J. L. et al. *Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes*. Editorial Entorno Gráfico S.L. Madrid 1999, p-590.

A continuación, se detallan algunos ejemplos de combinación de bioingeniería con sistemas convencionales de estabilización de taludes y laderas.

a) Combinación con muros de gaviones

Se trata de introducir vegetación entre los gaviones, de forma que las ramas alcancen el talud para así ayudar a la estabilidad según se vayan desarrollando las raíces. Sin embargo, la mayor responsabilidad de estabilizar recae sobre los gaviones. La vegetación, en este caso, puede colaborar en cierta medida, pero su función más importante es la de integrarse en el entorno y reducir así el impacto visual que provocan los gaviones (Figura 2-16¹⁸).

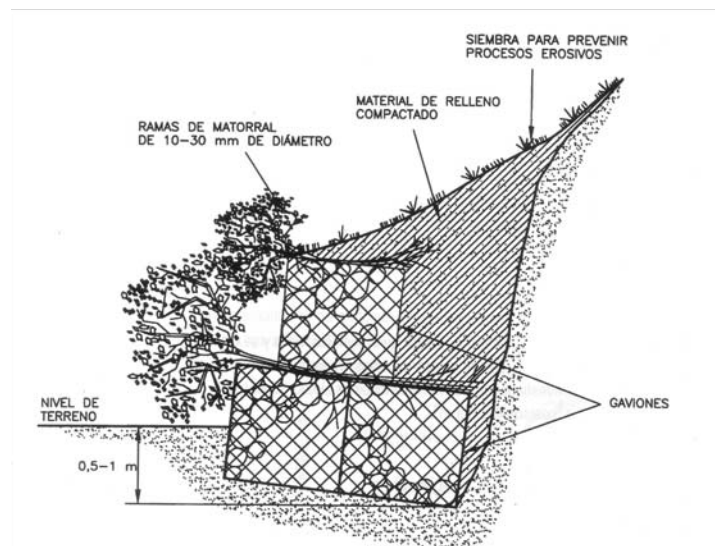


Figura 2-16

b) Combinación con muros de escollera

Es un sistema similar al anterior, solo que ahora se sustituyen los gaviones por piedras no cementadas, entre las cuales se introducen las ramas de vegetación que también aquí deben alcanzar el talud para desarrollarse satisfactoriamente (Figura 2-17¹⁹).

¹⁸ Fariñas de Alba, J. L. et al. *Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes*. Editorial Entorno Gráfico S.L. Madrid 1999, p-591.

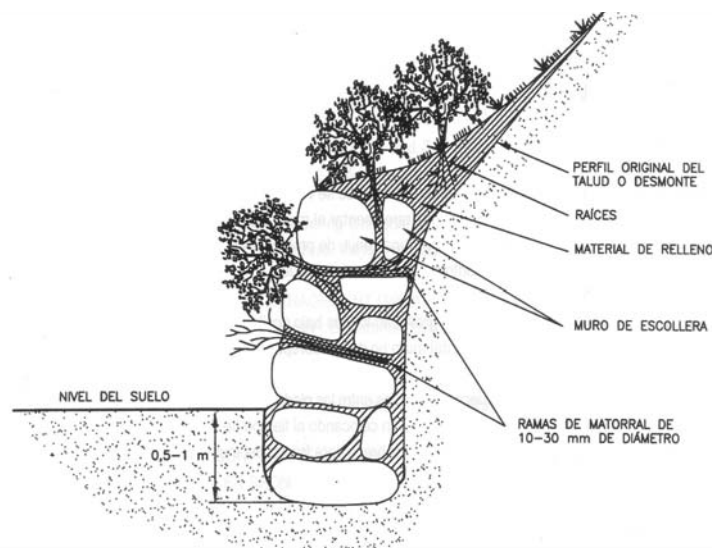


Figura 2-17

2.5.2 SISTEMAS FLEXIBLES ANCLADOS DE ESTABILIZACIÓN SUPERFICIAL Y CONTROL DE LA EROSIÓN

El uso de mallas o redes metálicas está muy extendido, y su combinación con anclajes proporciona soluciones destinadas no sólo al control de la erosión sino que, en función de la profundidad de los anclajes, podrán considerarse como sistemas de estabilización superficial o profunda. Se hacen imprescindibles cuando afloran inestabilidades en la cara del talud en zonas de rocas blandas, macizos muy fracturados, rocas muy degradables y susceptibles al proceso de meteorización, macizos de rocas sedimentarias (donde los planos de estratificación aparecen casi verticales y transversales a la dirección del desmonte), zonas de fuertes plegamientos y alteraciones geológicas y zonas de materiales sueltos y suelos.

En lo que a este apartado se refiere, la combinación de mallas metálicas y/o redes de cables con anclajes en un único sistema proporciona un sistema de estabilización superficial y control de la erosión. Asimismo, que combinando este sistema con la revegetación de la superficie, se posibilita la corrección específica y suave del talud, así como disponer de una solución ambientalmente integrada.

Por tanto, la utilización de redes de cables o mallas metálicas ancladas al terreno no sólo permite la fijación de rocas inestables o zonas rocosas enteras, sino que permite la estabilización de masas de suelo, deteniendo los paulatinos procesos de erosión y subsanando

los daños ya provocados. En un talud que además presenta inestabilidades de carácter global, se puede llegar a combinar el sistema de estabilización superficial y de control de la erosión, con un sistema de anclaje profundo que garantice la estabilidad global del conjunto.

El sistema requiere de algún tipo de elemento de control de la erosión o elemento superficial de soporte, como pudieran ser las mantas orgánicas, geomallas o georedes bajo la malla metálica, que mejoren las propiedades del sistema y aporten al sistema de estructura resistente anclada las propiedades de control de erosión. En otras ocasiones, como por ejemplo en taludes de roca fracturada con pocos finos, la propia malla es capaz de prevenir los efectos erosivos y de controlarlos, además de retener el sustrato orgánico que se debe aportar para favorecer y permitir la revegetación, por lo que no es necesario el elemento de control.

En consecuencia, el sistema estará compuesto por un conjunto de anclajes, un elemento de interposición o control de la erosión, un elemento superficial de soporte, combinado cuando se crea necesario con la técnica de revegetación de la superficie. Los empujes son transmitidos a través de las barras de anclaje a la zona estable del macizo, y en función de la profundidad a la que se encuentre, serán necesarios anclajes de menor o mayor longitud. El sistema se puede reforzar con la disposición de cables de acero que facilitan el reparto de cargas. La sujeción de la membrana a los anclajes se realiza con placas especiales cuya geometría varía en función del tipo de membrana.

Es recomendable, en los casos que sea necesario, complementar la solución con una hidrosiembra o cualquier otro tratamiento superficial de revegetación para acelerar el proceso de reverdecimiento de la superficie. En taludes estables, basta con reducir la velocidad de erosión y permitir un mayor soporte del sustrato y de la semillas para conseguir el enraizamiento de la vegetación, para evitar que a corto o a largo plazo evolucione hacia espesores inestables por la progresión de la erosión en el tiempo. El sistema de control reduce la velocidad de erosión, pero también la vegetación (cuando se ha desarrollado completamente), contribuye a la estabilización superficial y al control de la erosión.

Los sistemas anclados nos proporcionan:

- Control de la erosión
- Recubrimiento
- Anclaje del terreno

□ Estabilización superficial

Su aplicación está recomendada sobre taludes mecánicamente estables que por erosión progresiva puedan evolucionar hacia taludes inestables (superficial o globalmente). También, sobre aquellos taludes y laderas en que las inestabilidades presentes indiquen la necesidad de una rápida intervención para frenar los procesos erosivos y estabilizar superficialmente, o incluso globalmente, en función de la profundidad de los anclajes.

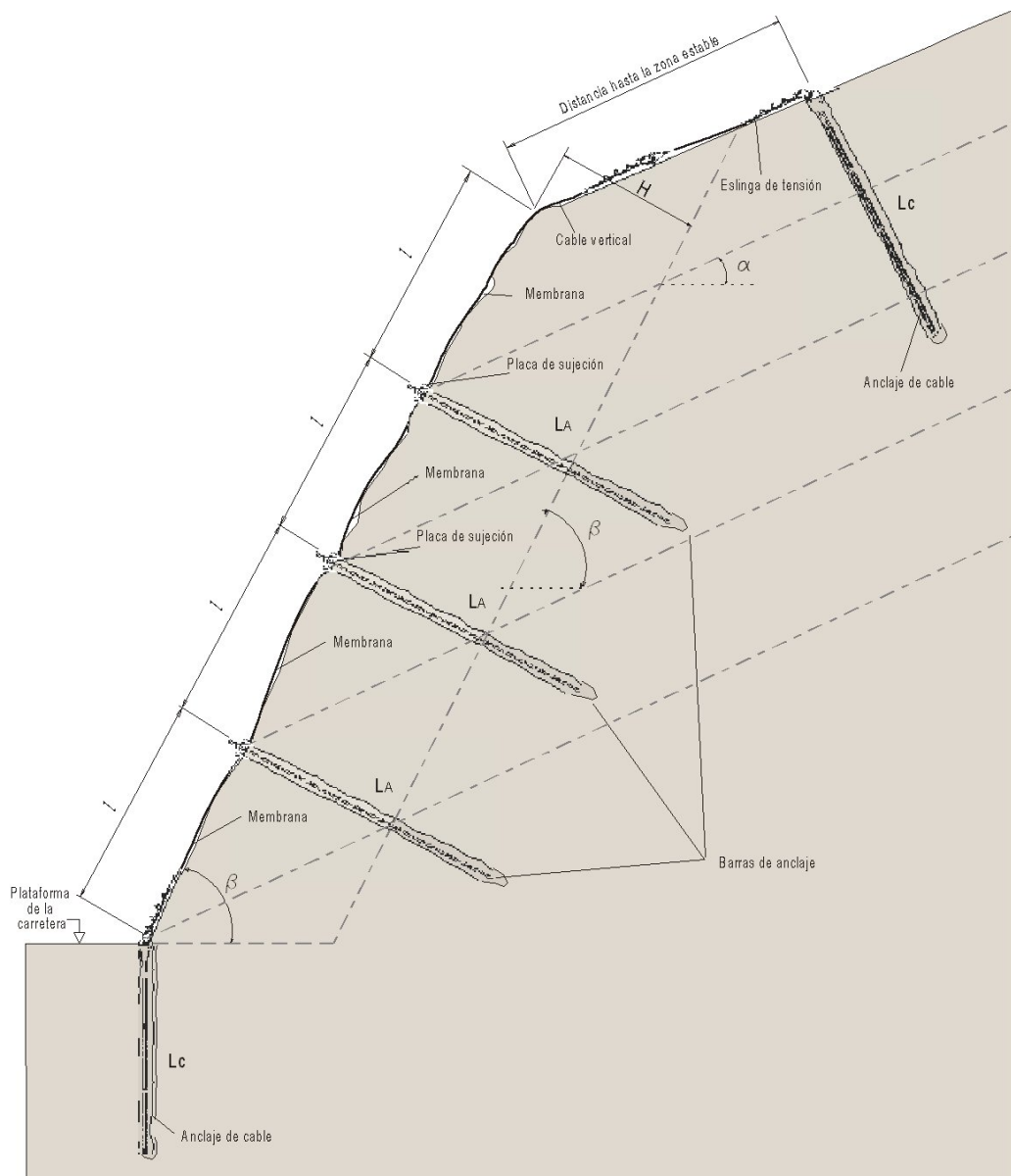


Figura 2-18

El sistema (Figura 2-18) funciona como una superficie continua ligeramente tensada, que recibe del terreno las cargas producidas por el empuje del material sobre las redes y los transmite a la cabeza de los anclajes, los cuales a su vez los transmiten a la zona estable de la ladera o talud.

La cuadrícula del bulonado, tipo de barra y otras características, dependerán de los cálculos geotécnicos que se realicen para cada emplazamiento. La cuadrícula de anclaje puede ser de cualquier dimensión desde el punto de vista del diseño, siendo más conveniente adecuarse a las dimensiones estándar de los paños de red. Las longitudes de los anclajes interiores dependerán del espesor de la zona alterada o fracturada.

Finalizado el montaje, se proporciona a todo el sistema una precarga; cuando la superficie del talud comienza a desplazarse, el movimiento proporcionará un empuje. En el momento en que las cargas de empuje y la precarga se igualen, el sistema de anclajes actuará como bulones pasivos.

El sistema ofrece una protección activa mediante la técnica de instalación diseñada, además de limitar la magnitud de los movimientos ulteriores de las mallas al entrar en carga gracias al ligero pretensado que adquiere durante el montaje.

A continuación, se van a estudiar tres variantes de estos sistemas de estabilización.

2.5.2.1 Malla de triple torsión, elemento de control de erosión y anclajes aislados: membrana+anclajes

a) Descripción del sistema y esquema de funcionamiento

Se trata de una técnica de adosado de mallas metálicas y elementos complementarios de protección y control de la erosión a la superficie del talud, con un sistema de anclaje mecánico que permite la fijación del elemento de protección al suelo o sobre terrenos de materiales sueltos, y a los que se aplica un ligero pretensado durante el montaje, consiguiendo así una protección activa del talud o ladera.

Este sistema no está concebido para la contención de los grandes movimientos de masas de tierra, asociados a la presencia de superficies de falla profundas en el cuerpo del

talud o de la ladera. Su utilización se basa en el principio de control de la erosión y como sistema de estabilización superficial, constituyendo una medida eficaz en situaciones como la necesidad de estabilización de pequeños deslizamientos de carácter local de suelos en la zona de coronación, que se producen en general por sobre humedecimiento, en taludes de pequeña altura.

El sistema está compuesto por una membrana adosada directamente a la superficie de la ladera o talud en suelo mediante anclajes especiales de tubo galvanizado, distribuidos modularmente formando cuadrículas de “ ℓ ” m. de ancho, y colocando anclajes en el interior de la cuadrícula en caso que las condiciones así lo exijan (Figura 2-19).

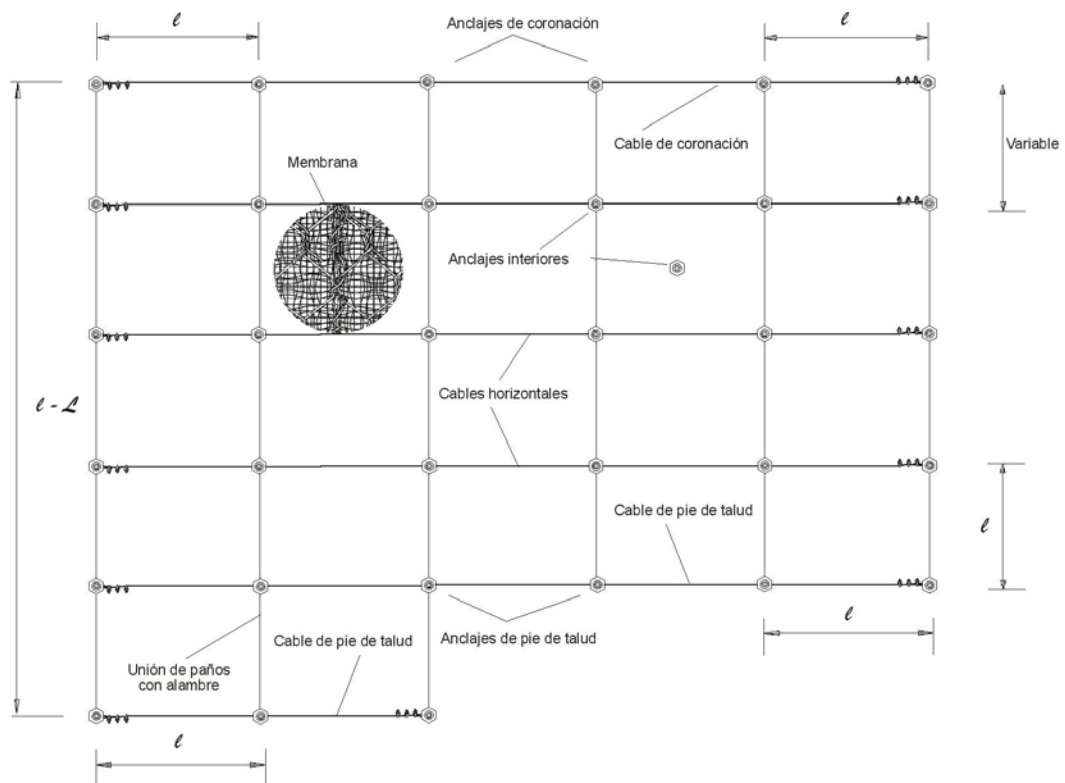


Figura 2-19

Para la fijación se utilizan placas especiales de forma hexagonal, también denominadas ranas (ver detalle de anclaje interior en zona de unión de paños en la Figura 2-20). Estas fijaciones especiales presentan una serie de ventajas:

- El anclaje de la malla sobre el cordón de cosido vertical, evita que se separen los paños adyacentes en el caso que se produzca el descosido entre dos anclajes.
- Al rematar la parte inferior anclando preferiblemente los puntos bajos y tensando los extremos del cable, se logra un adosado perfecto de la malla a la superficie del talud.

Se suele utilizar un cable de acero a modo de remate para facilitar el adosado a la ladera en la parte inferior de la malla, fijado en ambos extremos y adosado al terreno cada L m mediante anclajes de tubo galvanizado. En los extremos de unión de los cables con dichos anclajes se colocarán “guardacabos” para la protección de los mismos.

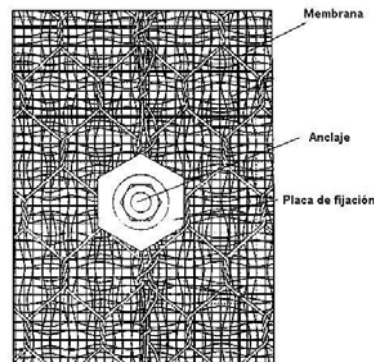


Figura 2-20

La sujeción en coronación estará ubicada en el monte, retirada del borde superior del desmonte para salvar cualquier superficie de deslizamiento que pueda producirse en esta zona. La malla de triple torsión se fijará en todo el borde superior con un cable de acero, que será soportado cada L m, mediante anclajes de tubo galvanizado.

Siempre que sea posible, se harán coincidir los puntos de anclaje con las líneas de cosido vertical entre paños para aprovechar la mayor resistencia de la malla en estas zonas, y el resto de los anclajes se colocarán en el interior de los paños. A continuación, se pueden observar los detalles de la zona de coronación (Figura 2-21) y del pie (Figura 2-22) de la fijación del sistema al talud, con sus respectivos cables de coronación y de pie.

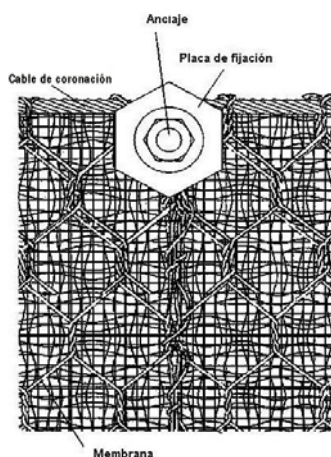


Figura 2-21

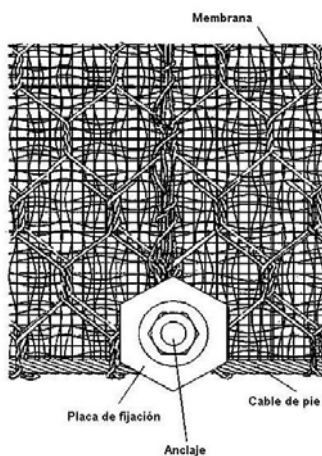


Figura 2-22

La geomalla tridimensional de polipropileno colocada entre la superficie del talud y la malla de triple torsión funcionará como elemento de interposición de control de la erosión, (frente al deslave de la superficie) y como soporte de la revegetación.

En el interior, se utilizarán anclajes complementarios cuyo objetivo es lograr un mejor adosado de la geomalla y la red a la superficie de la ladera, en los casos en que sea necesario.

Para taludes de poca pendiente, donde no son de esperar empujes de consideración sobre el elemento de protección (malla metálica de triple torsión), se puede utilizar una menor densidad de anclajes

b) Longitudes de anclaje

La longitud de anclaje deberá determinarse para cada emplazamiento en función de las características del material que conformará la zona de anclaje. Como valores orientativos se fijan las longitudes mínimas recomendables de los anclajes.

- Anclajes de coronación y laterales: 3,50 m
- Anclajes interiores e inferiores: 2,50 m

En aquellos casos en que el estado del talud lo requiera, por presentar zonas blandas o pequeñas zonas con deslizamientos superficiales, se incrementará la longitud de anclaje, debiendo garantizarse que el tubo hincado se ancle al menos 1,5 m por detrás de la frontera de la zona inestable. Ambos tipos de anclaje se colocarán hincados por percusión con martillo neumático, sin aplicar rotación durante el proceso de hinca. En casos especiales, puede recomendarse la inyección de los anclajes con lechada de cemento a presión en el caso de suelos limo arenosos finos y conglomerados sueltos poco compactos.

c) Campos de aplicación

Las aplicaciones del sistema son las siguientes:

- Protección superficial contra la erosión de taludes expuestos de suelo en taludes y laderas.
- Reparación y estabilización superficial de taludes donde se producen deslizamientos locales por sobrehumedecimiento de las capas de suelo más superficiales expuestas a la intemperie.
- Sujeción y armadura de mortero proyectado en capas, para su aplicación en emplazamientos en superficies degradables no arcillosas.
- El rango de aplicación del sistema en cuanto a inclinación del talud depende de un gran número de factores asociados a la altura del talud, tipo de suelo,

humedad, etc., y se establece hasta los 55°, siendo más efectivo entre los 20° y los 45°.

- En caso de que la capacidad portante aportada por la malla, no sea suficiente, el sistema se puede reforzar con cables de arriostre horizontales pasando por la cabeza de los anclajes.

2.5.2.2 *Pentifix (soil passive)*

El Pentifix es un sistema pasivo de protección contra desprendimientos superficiales, estabilización de zonas con riesgo de erosión y protección de taludes en desmontes de reciente construcción, ya sea en macizos rocosos o en suelos.

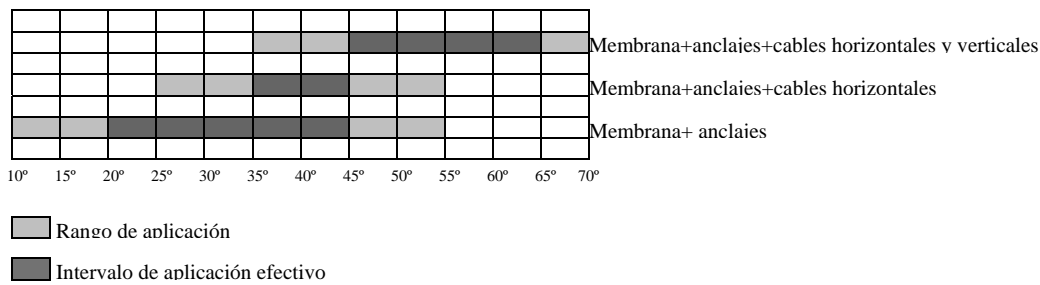
El objetivo es fijar capas superiores inestables al macizo sano que no está afectado por el riesgo de erosión o deslizamiento, mediante redes de cables y anclajes especiales. Sus componentes principales son:

- El propio macizo descomprimido o suelo: Es la capa superficial que está en estado inestables, que posiblemente esté ya en movimiento, esta capa deberá ser protegida contra la acción del agua y la temperatura.
- Macizo sano o roca firme: Es el que se encuentra debajo de la zona inestable y que servirá de soporte a los anclajes.
- Anclajes: Representan la unión entre la superficie y el macizo descomprimido o suelo. Los anclajes sirven para efectuar una unión rígida entre el macizo sano y el superficial; son de cables helicoidales de alma metálica y su cantidad depende de la capacidad que se desee alcanzar.
- Redes: Los anclajes sólo podrán actuar en su entorno, sin embargo con redes modulares de 3.30 x 3.30 m, se consigue la estabilidad de toda la superficie. Las cabezas de los anclajes se unen unas a otras, y el suelo es retenido por la red.

- **Revegetación:** La revegetación puede ser apoyada por geotextiles que actúan en los pequeños espacios.

La forma de trabajo de este sistema prevé la actuación de la red para el suelo inestable entre los anclajes (mecanismo de inestabilidades de pequeñas dimensiones); cuando la red se tensa, es capaz de soportar las pequeñas deformaciones. Está diseñado para trabajar además como un mecanismo conjunto de grandes dimensiones, teniendo en cuenta que se pueden mover grandes masas, que provocan un esfuerzo a flexo-tracción y un movimiento basculante.

La protección contra la erosión de las grandes superficies se consigue mediante la red, mientras que en superficies pequeñas con la hidrosiembra y plantación de arbustos. Su mayor eficacia se alcanza en taludes con inclinación menor menores de 2:3 (V:H), en taludes de mayor inclinación y más altos se generan problemas para su adecuada implantación.



3 SISTEMAS FLEXIBLES DE ESTABILIZACION SUPERFICIAL DE TALUDES Y DESMONTES DE SUELOS Y MATERIALES SUELTOS.

3.1 ANTECEDENTES.

Los requerimientos geométricos de las actuales obras de infraestructura obligan a la ejecución de numerosos desmontes, tanto carreteros como ferroviarios. En las excavaciones en suelos, así como en rocas muy blandas y alterables por efecto de la descompresión y meteorización, el problema de la erosión superficial de los desmontes es un fenómeno negativo que puede alcanzar una magnitud tal, que arruine el entorno y cree problemas importantes de explotación de la vía.

Los taludes recién contruidos, como regla general, presentan un aspecto adecuado y una superficie regular y estable. La acción de los agentes meteorológicos, el flujo de aguas superficiales y subterráneas, la descomposición por meteorización y descompactación de las rocas blandas y materiales consolidados, así como la alteración de los suelos en la cercanía de la superficie expuesta, coadyuvan a que estos se erosionen rápidamente. Esta acción tiene que ser detenida de manera preventiva para restaurar los efectos negativos medioambientales y evitar su progresión. Las actuaciones necesarias contra la erosión tienen además como objetivo, disminuir o eliminar los riesgos de desprendimientos o deslizamientos y por consiguiente evitar daños materiales y humanos.

La progresión de la erosión provocará desprendimientos locales y, en consecuencia, irá comprometiendo cada vez más la estabilidad global del talud o ladera. Se entiende por erosión la degradación de la superficie por desprendimientos, deslizamientos e inestabilidades locales y el arrastre de los materiales componentes.

Este es un problema de apreciable magnitud que afecta a una parte importante de la red de carreteras y autovías en todo el país. Este problema es más acentuado en zonas donde existen grandes áreas de terrenos ondulados y montañosos formados por terrenos inestables.

La práctica del tendido de los desmontes en suelos y terrenos alterables e inestables en muchos casos, lejos de mejorar, empeora la situación debido al incremento de la superficie de

terreno expuesta. Conjuntamente con la pérdida de la capa de suelo orgánico de la superficie (usualmente menos permeable), se producen o aceleran los siguientes factores adversos:

- Arrastre de los suelos de la superficie por erosión hídrica.
- Deslizamientos por pérdida de estabilidad, fundamentalmente en las zonas más afectadas por la humedad.
- Degradación del terreno por acción de la meteorización.

La filosofía del sistema de protección contra la erosión de taludes y laderas de roca, no consiste en proteger la calzada dejando que el talud se erosione. Las soluciones han de detener la erosión superficial del talud o ladera, eliminar las cicatrices producidas por las obras, mejorar el efecto negativo medioambiental y, como consecuencia, proteger la calzada, las construcciones y la vida de las personas que se encuentren en la vecindad¹.

Por estos motivos, el control de la erosión pasa inicialmente por la aplicación de técnicas de estabilización superficial como condición previa para obtener un macizo mecánicamente estable, el cual será, en segundo lugar, tratado para la prevención de los fenómenos de erosión superficial².

Con el objetivo de controlar la degradación superficial progresiva de desmontes en materiales no rocosos (lutitas, filitas, arcillas limosas, limos arcillosos, arenas, limos, etc.) se ha venido empleando en España, en los últimos años, una práctica empírica consistente en cubrir la superficie del terreno con una lámina flexible.

Los elementos mayormente empleados en esta lámina han sido los siguientes:

- Mantas orgánicas.
- Mantas orgánicas combinadas con refuerzo de hilos de polietileno.
- Georredes y geomallas, etc.

¹ Torres Vila, J.A. *Procedimiento de Análisis y Diseño para la Aplicación de Redes de Cables de Acero en la Estabilización de Taludes* en *Simposio nacional sobre Taludes y laderas inestables*. Granada 1997.

² Muñoz Pérez, B y Torres Vila, J.A. *Sistemas de Soporte Flexibles en la Estabilización de Taludes y Control de la Erosión. Experiencias de Aplicación en Andalucía* en el *II Congreso Andaluz de Carreteras*, Cádiz 2000.

Muchos de estos productos, algunos de ellos de demostrada eficiencia en jardinería y en terrenos fértiles de muy poca pendiente, han dado resultados pobres o nulos al ser empleados en el tratamiento de taludes en vías de comunicación.

La principal insuficiencia en la aplicación de estos productos (excepto las georredes) es la baja o casi nula capacidad de soportar empujes del terreno, por lo que deben ser empleados en combinación con un elemento superficial de soporte de los empujes del terreno. La capacidad del elemento soporte dependerá del tipo de terreno, las condiciones de yacimiento y la geometría del desmote o ladera.

Otras deficiencias que se han observado con el empleo de los productos arriba mencionados, para el tratamiento antierosión de la superficie del terreno, son las siguientes:

- Baja durabilidad por pudrición en el caso de las mantas orgánicas.
- Baja durabilidad por degradación debida a la acción de los rayos UVA, en el caso del empleo de productos compuestos por polímeros inestables o en el caso de las mantas orgánicas, cuando el refuerzo está compuesto por hilos inestables ante la acción de la radiación ultravioleta.
- Adosado insuficiente a la superficie del terreno, con la consecuente muerte de la vegetación en esta zona y la progresión de la erosión.
- Falta de luz por debajo de la manta, por lo que se pierde el poder de sustrato de la superficie natural del terreno.

Tomando como base las experiencias anteriores, positivas o negativas, se han estado desarrollando y empleando sistemas de estabilización superficial y de control de la erosión de taludes de suelos y conglomerados empleando láminas flexibles ancladas al terreno en calidad de elemento de soporte superficial, en combinación con elementos de control de la erosión.

3.2 INTRODUCCIÓN

Existen en el mercado sistemas antierosión que han dado buenos resultados en la prevención del fenómeno de la erosión superficial y la revegetación de la superficie de desmontes y laderas.

Los sistemas más conocidos son:

- Geoceldas
- Krismer
- Gunita
- Sistema BBA¹
- Sistema BBM¹
- Pentifix[®] Soil Passive¹

3.2.1 GEOCELDAS

El sistema consiste en una estructura tridimensional de un elemento polimérico con forma de panal de abejas. La estructura se introduce o coloca en la superficie a tratar y se fijan o unen entre sí las diferentes bandas, mediante el empleo de estacas (plásticas o metálicas). El espacio interior de las celdas se rellena con material orgánico y se siembra. (Figura 3-1)

Este sistema se emplea con eficiencia y da sus mejores resultados en taludes de terraplenes y en desmontes, fundamentalmente de suelos arenosos y limosos sueltos. También se emplea con otros taludes de terrenos sueltos. Es adecuado en taludes con pendientes limitadas donde desde el punto de vista geotécnico, la estabilidad global y local del terraplén está garantizada. En estas condiciones, la función de este tratamiento es solamente antierosiva.

¹ Sistemas empleados y desarrollados por la empresa GEOBRUGG Ibérica S.A.

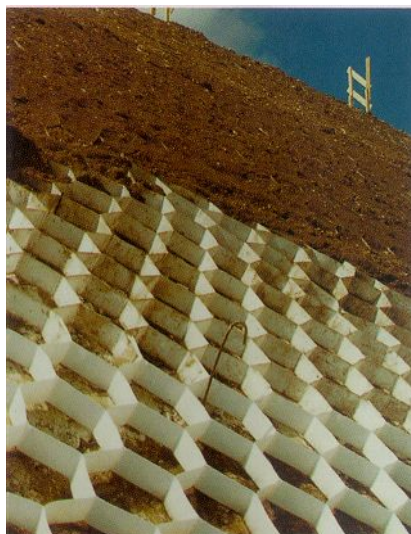


Figura 3-1 (Geoceldas sobre talud parcialmente rellenas).

3.2.2 KRISMER

Consiste en una estructura espacial de paneles de chapa de acero unidos y fijados al terreno por estacas metálicas hincadas a percusión. El espacio existente dentro de la estructura se rellena con grava y se cubre con un manto orgánico para el soporte de la revegetación. El sistema está concebido como elemento de soporte del material de aportación de drenaje y suelo orgánico para la cubierta del talud. (Figura 3-2)

Se puede colocar en pendientes fuertes y en cualquier tipo de terreno estable que soporte el peso de la estructura. Es un sistema fundamentalmente de control de la erosión y de revegetación de la superficie. Funcionalmente no actúa como elemento de soporte y estabilización del macizo.

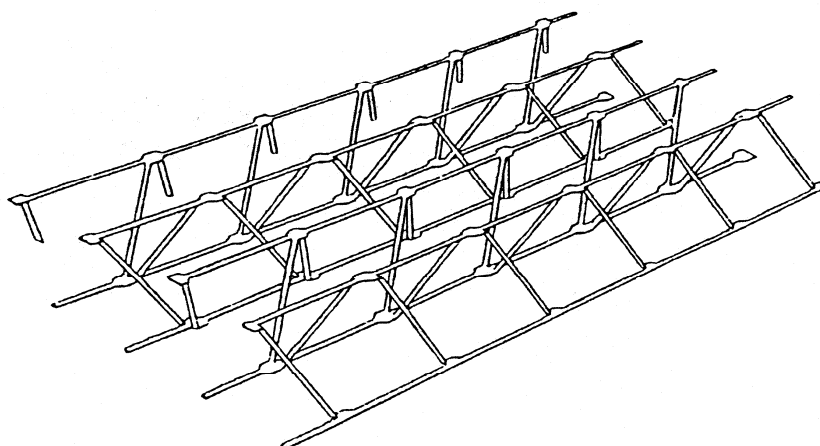


Figura 3-2 (Estructura del sistema Krismer)

3.2.3 GUNITA

En no pocas ocasiones se ha empleado y se sigue empleando el gunitado de la superficie de taludes de suelos y materiales sueltos para el control de la erosión y la estabilización superficial del terreno.

En estas condiciones, la gunita debe emplearse con muy buen criterio, ya que sólo en la concurrencia de un conjunto de factores favorables el resultado es positivo.

Los principales inconvenientes que presenta la gunita en el tratamiento superficial de taludes y laderas de suelos son los siguientes:

- El elevado impacto ambiental.
- Baja o ninguna adherencia al terreno subyacente, especialmente en taludes de materiales sueltos.
- Graves problemas de drenaje, aparición de empujes hidrostáticos sobre la lámina proyectada.
- Socavaciones del sustrato entre la gunita y el suelo.
- Incompatibilidad estructural al colocar una lámina rígida sobre un medio reformable.

La técnica de revegetación de la superficie es costosa y de poca efectividad, existen no pocos ejemplos de su corta durabilidad y/o muerte de la siembra.

El empleo de sistemas estructurados que combinan las técnicas de estabilización superficial del terreno con adecuados sistemas de anclajes, técnicas de control de la erosión, y con posibilidad de emplear técnicas de revegetación, han sido desarrollados e introducidos en los últimos años en España por la empresa GEOBRUGG.

3.2.4 SISTEMA BBA

Estos sistemas de protección antierosión, BBA, BBM y Pentifix Soil Passive, son una sistematización de adosado de mallas y elementos complementarios de montaje a la superficie del talud, complementados con un elemento de interposición entre el suelo y la membrana de soporte de la carga, que tiene como objetivo prevenir la erosión superficial del material suelto. Están concebidos como un conjunto de soluciones basadas en una filosofía general donde cada solución está concebida para diferentes intervalos de capacidad de soporte. Como elemento novedoso de estos sistemas se emplean anclajes mecánicos, especialmente diseñados para suelos y materiales sueltos, que permiten la fijación del elemento de protección al suelo o terreno suelto a precios asequibles en comparación con lo prohibitivo de cualquier solución alternativa hasta hoy empleada.

En este sistema (Figura 3-3), la membrana de soporte está compuesta por una malla hexagonal de alambre galvanizado de triple torsión, preferiblemente del tipo 80 x 100 / 17 (alambre de acero dulce de $\phi = 3$ mm.), adosada directamente a la superficie de la ladera o talud de desmonte en suelo mediante anclajes, colocados a tresbolillo con una superficie por anclaje normalmente del orden de 9 m^2 , colocando anclajes complementarios en el interior de la cuadrícula para lograr un perfecto adosado a la superficie en caso que las condiciones del desmonte lo exijan.

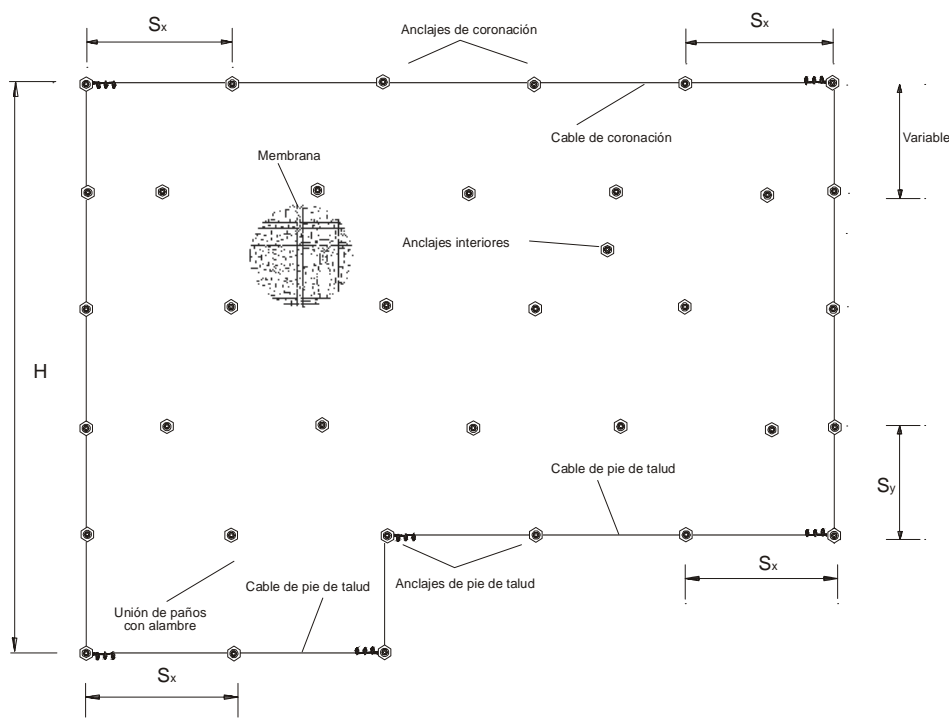


Figura 3-3. Esquema del sistema BBA.

Como elemento de interposición antierosión por deslave y para el soporte de la revegetación, se coloca entre la superficie del talud y la membrana una geomalla tridimensional de polipropileno o polietileno con alta resistencia al ataque de los rayos UVA.

Para la fijación del sistema a las cabezas de los anclajes se utilizarán placas especiales de acero (Figura 3-4).



Figura 3-4. Detalle del sistema BBA

La membrana se fijará en su borde superior e inferior con cables de acero de 16 y 12 mm. de diámetro, respectivamente.

Este sistema antierosión no está concebido para la contención de los grandes movimientos de masas de tierra, asociados a la presencia de superficies de falla profundas en el cuerpo de la explanación o el desmonte. Su actuación está relacionada con la vecindad de la cara exterior de la ladera o talud, afectada por la influencia de los agentes meteorológicos. Aunque para la estabilización de pequeños deslizamientos de suelos en la zona de coronación o para taludes de pequeña altura, el sistema puede ser utilizado eficazmente.

El intervalo de inclinación del talud para la aplicación de este sistema depende de un gran número de factores asociados a la altura del talud, tipo de suelo y condiciones de

yacimiento, pudiéndose aplicar a taludes geotécnicamente estables con pendientes no superiores a 30 – 35°.

Este sistema es el más ligero de las soluciones flexibles de soporte del terreno, con una capacidad de soporte estimada del orden de 0.5 – 0.7 kN/m².

3.2.5 *SISTEMA BBM*

En este sistema, la membrana de soporte está compuesta por una malla hexagonal de alambre galvanizado de triple torsión, preferiblemente del tipo 80 x 100 / 17 (alambre de acero dulce de $\phi = 3$ mm.).

Al igual que en el caso anterior, la membrana se fijará con un cable de coronación, uno de remate en el pie y se reforzará con cables horizontales separados usualmente cada 3 m. Estos cables horizontales se solidarizan con la membrana de forma continua. Este sistema de refuerzo garantiza que el empuje del terreno sea absorbido por la membrana como un elemento continuo sometido a tracción directa en la dirección vertical. Estas tensiones generadas por los empujes del terreno son transferidas a los cables horizontales de refuerzo y, éstos a su vez, a la cabeza de los anclajes y de aquí a la zona estable del talud.

Los anclajes se colocan al tresbolillo sobre los cables horizontales, con una superficie por anclaje normalmente del orden de 9-12 m² y empleando anclajes complementarios en el interior de la cuadrícula para lograr un perfecto adosado a la superficie en caso que las condiciones del desmonte lo exijan (Figura 3-5).

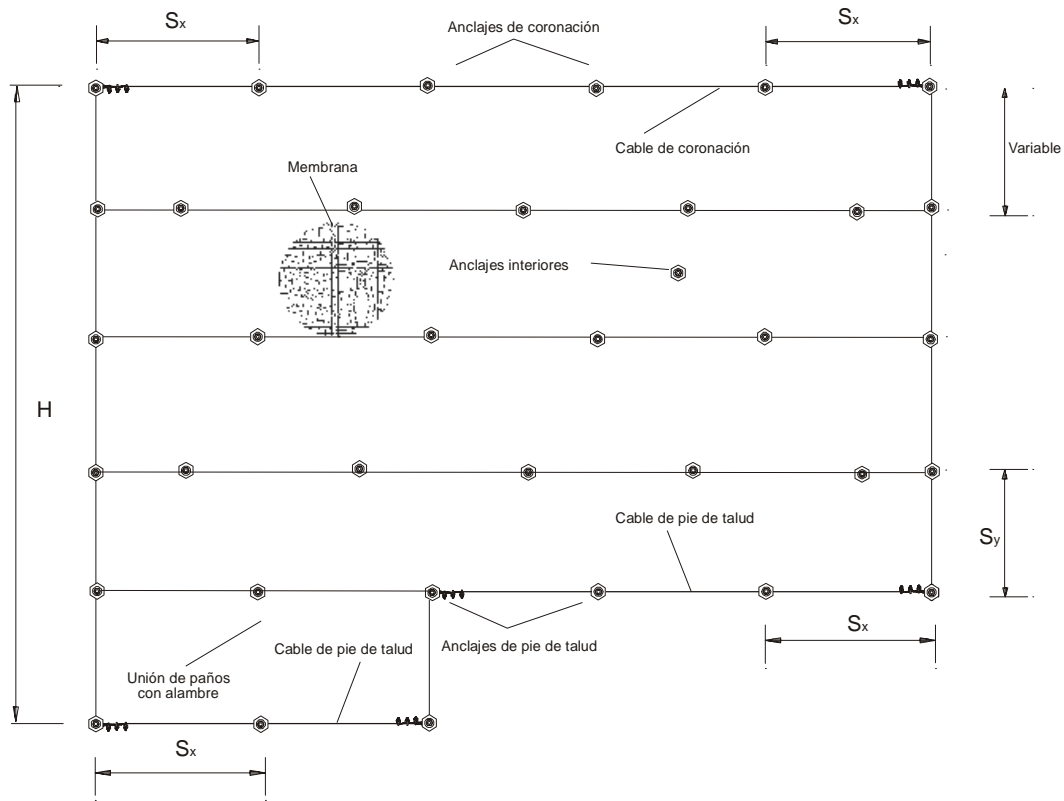


Figura 3-5 Esquema general del sistema.

Como elemento de interposición antierosión por deslave y para el soporte de la revegetación, se coloca entre la superficie del talud y la membrana una geomalla tridimensional de polipropileno o polietileno con alta resistencia al ataque de los rayos UVA.

Para la fijación del sistema a las cabezas de los anclajes se utilizarán placas especiales de acero (Figura 3-6).



Figura 3-6. Detalle del anclaje interior en la zona de unión de los dos paños

Este sistema antierosión no está concebido para la contención de los grandes movimientos de masas de tierra, asociados a la presencia de superficies de falla profundas en el cuerpo de la explanación o el desmonte. Su actuación está relacionada con la vecindad de la cara exterior de la ladera o talud, afectada por la influencia de los agentes meteorológicos. Aunque para la estabilización de pequeños deslizamientos de suelos en la zona de coronación o para taludes de pequeña altura, el sistema puede ser utilizado eficazmente.

El intervalo de inclinación del talud para la aplicación de este sistema depende de un gran número de factores asociados a la altura del talud, tipo de suelo y condiciones de yacimiento, pudiéndose aplicar a taludes geotécnicamente estables con pendientes no superiores a 35 – 45°.

La capacidad de carga de este sistema es algo superior a la del sistema BBM. En condiciones de explotación estos valores están entorno a 3.5 – 4 kN/m².

3.2.6 PENTIFIX[®] SOIL PASSIVE.

El elemento de soporte consiste en paños de red romboidal de cables unidos vertical y horizontalmente con cables de acero de alma metálica. La luz de los rombos de la red oscila normalmente entre 20 y 30 cm. La red se coloca sobre una malla de alambre galvanizado de triple torsión y sobre una geomalla, para evitar la erosión, adosadas directamente a la superficie de la ladera o talud de desmonte (Figura 3-7).



Figura 3-7. Sistema flexible PENTIFIX[®] Soil Passive. Elementos componentes del sistema: Geomalla, malla de triple torsión y red de cables.

El sistema se adosará al terreno mediante anclajes, distribuidos modularmente formando rectángulos de “ S_x ” m de ancho por “ S_y ” m de altura generalmente, colocando anclajes en el interior de la cuadrícula para lograr el mejor adosado de la red al terreno.

Los cables de acero garantizan un soporte continuo de la red. Los empujes ejercidos por la superficie del talud sobre la red son transmitidos por ésta hacia los cables, los que a su vez los transmiten hacia los nudos de anclaje (ubicados en la intersección de los cables horizontales y verticales de cosido y refuerzo) y de aquí al terreno (Figura 3-8).

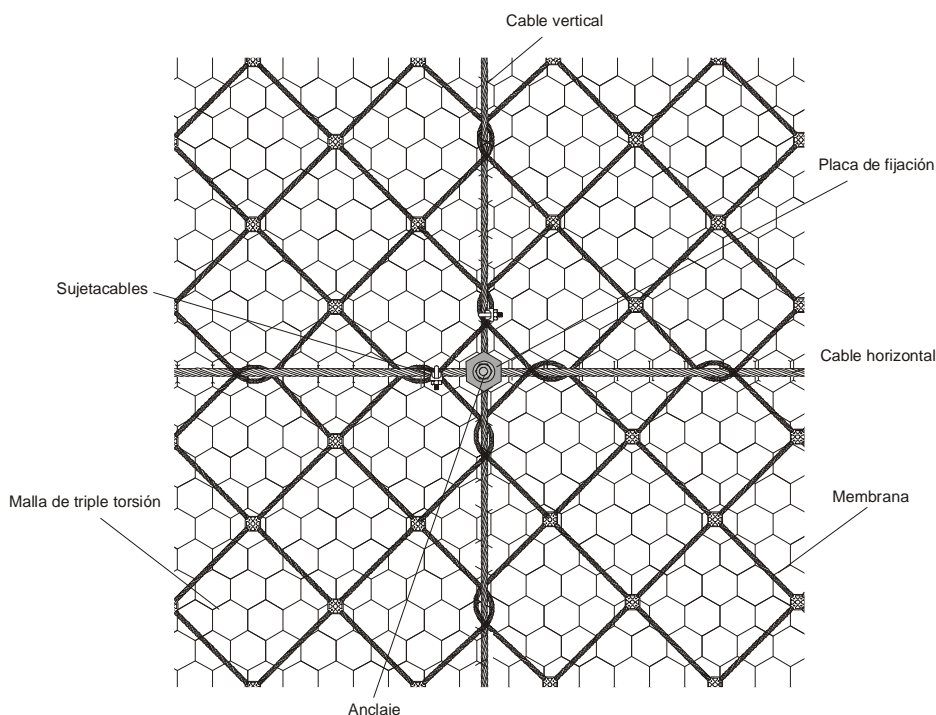


Figura 3-8. Detalle del anclaje interior en la zona de unión entre paños de red.

Para la sujeción de los cables a los anclajes interiores se utilizan placas especiales. Estas fijaciones facilitan considerablemente el montaje, evitan que los cables se separen del anclaje al entrar en carga el sistema, con lo que aumenta la fiabilidad de la solución y ayudan al adosado del sistema a la superficie.

Entre la superficie del talud y la membrana se colocará un elemento de interposición antierosión por deslave y para el soporte de la posible revegetación. Este elemento consistirá en una geomalla tridimensional de polipropileno o polietileno, resistente a los rayos UVA.

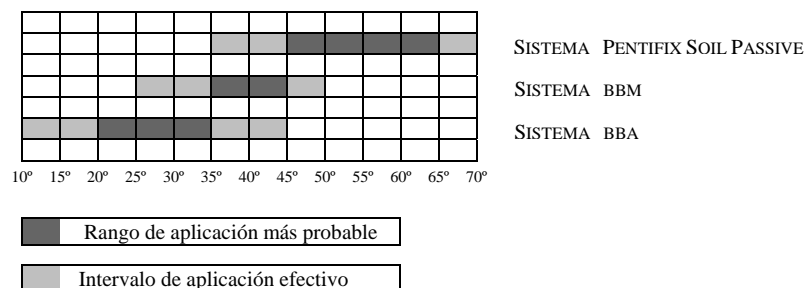
Los anclajes interiores se realizan normalmente con barras de acero las cuales trabajan a tracción directa, de acuerdo con la tecnología del sistema. Todos los esfuerzos de cortante son transmitidos al perímetro del sistema, en el cual se instalan anclajes de cable flexibles.

Al recibir los empujes del terreno, el sistema funciona como una membrana curvada en las direcciones horizontal y vertical. Los esfuerzos de tracción a los que estará sometida la membrana son del mismo orden en ambas direcciones.

La capacidad de carga de este sistema es superior a la de los sistemas anteriores. El valor de la capacidad de soporte varía con el tipo de red empleada y el lado de la cuadrícula de anclaje. El rango usual para taludes de materiales sueltos estará entre 9 – 16 kN/m² para un coeficiente de seguridad de 1.67. El valor real del soporte del sistema estará condicionado por a) el límite de carga que alcancen los anclajes en un determinado tipo de suelo y b) condiciones del bulbo de anclaje en la zona estable

El sistema PENTIFIX[®] Soil Passive está concebido para la contención de la erosión superficial de laderas y taludes de suelos, provocada por el arrastre de los materiales de la superficie y, fundamentalmente, por el movimiento de masas de tierra de la vecindad de la cara del desmote. Se emplea en laderas y desmotes de suelos y conglomerados de fuerte pendiente, en laderas reptantes de limitada potencia y en laderas con fallas superficiales sucesivas. Aunque en general, por su carácter pasivo, su actuación está relacionada con la vecindad de la cara exterior de la ladera o talud, afectada por la influencia de los agentes meteorológicos. Se puede usar en combinación con anclajes profundos en el caso de combinación de estabilización global con soporte superficial del terreno.

El intervalo de inclinación del talud para la aplicación de este sistema se encuentra entre 45 – 65°, generalmente, aunque depende de un gran número de factores asociados a la altura del talud, tipo de suelo y condiciones de yacimiento.



3.2.7 LIMITACIONES DE LOS ANTERIORES SISTEMAS FLEXIBLES DE SOSTENIMIENTO.

Los sistemas denominados BBA y BBM, aunque desde el punto de vista conceptual se corresponden con la filosofía de un elemento flexible de sostenimiento superficial continuo anclado a la parte estable del terreno, presentan las siguientes limitaciones:

- ❑ El material empleado en calidad de membrana (malla de alambre galvanizado de triple torsión), no es adecuado como elemento de soporte de cargas del terreno, ya que es un elemento excesivamente deformable (deformación unitaria de los alambres del 12 – 20%).
- ❑ Para limitar la deformación en carga, la malla debe trabajar a tensiones muy bajas, con factores de seguridad entre 3 y 4, lo que limita sustancialmente la capacidad de soporte unitario de estas soluciones.
- ❑ Estas soluciones no cuentan con un modelo de cálculo riguroso para la determinación de la capacidad de soporte del sistema. Según informaciones publicadas,^{1,2,3} la capacidad de soporte de estos dos sistemas se estima a partir de ensayos de resistencia a tracción directa de las mallas de triple torsión, aplicándoles ciertos factores de seguridad y utilizando un modelo simplificado de deformación de las mallas y de los cables.
- ❑ El sistema PENTIFIX[®] Soil Passive es un sistema mucho más elaborado, que tiene un modelo físico y una base de cálculo racional para la determinación de carga del sistema y que se apoya en un procedimiento geotécnico simplificado para la determinación de los empujes del terreno. No obstante, a pesar de ser en

¹ Muñoz Pérez, B. y Torres Vila, J.A. *Sistemas de Soporte Flexibles en la Estabilización de Taludes y Control de la Erosión. Experiencias de Aplicación en Andalucía* en el II Congreso Andaluz de Carreteras, Cádiz 2000.

² Torres Vila, J.A. *Procedimiento de Análisis y Diseño para la Aplicación de Redes de Cables de Acero en la Estabilización de Taludes* en *Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Granada 1997.

³ Torres Vila, J.A. y Theo, L. *Protección Activa contra la Erosión de Taludes y Laderas. Productos y Soluciones* en *Simposio sobre estructuras de contención de Terrenos*. Santander 1996.

la actualidad el sistema más elaborado que existe, presenta las siguientes limitaciones:

- Es un modelo particular para una tipología de membrana determinada (red diagonal de cables de acero), y con unas condiciones de deformación de la red determinadas empíricamente a partir de pruebas de laboratorio y observaciones de sistemas instalados. (Modelo de cálculo con geometría impuesta).
- El modelo de soporte del sistema permite calcular con suficiente precisión la capacidad de carga en condiciones límites de trabajo, pero no con estados intermedios de carga.
- Este modelo está desarrollado para una membrana “isotrópica”, con los módulos de elasticidad en las direcciones horizontal y vertical de la misma magnitud, ($E_x = E_y = E$). Para cualquier otro tipo de membrana “isotrópica”, se podría aplicar el modelo anterior, recalculando los parámetros del modelo matemático para las condiciones resistentes y deformacionales de dicha membrana obtenidas en ensayos de laboratorio.

Teniendo en cuenta las limitaciones de las soluciones y procedimientos actualmente empleados, y de acuerdo con los objetivos del presente trabajo, se pueden hacer las siguientes observaciones:

- Para el caso de membranas “anisótropas”, el modelo anterior deberá adecuarse para tener en cuenta las diferentes características tenso-deformacionales de la membrana, según la dirección del esfuerzo aplicado.
- Es conveniente el desarrollo de modelos generales de comportamiento de los sistemas flexibles de sostenimiento del terreno, para membranas isotropas o anisótropas que sean capaces de simular el comportamiento mecánico del sistema y la capacidad de carga del mismo, apoyándose en la teoría de la elasticidad y a partir de los parámetros resistentes del material de la membrana (E_x , E_y , μ_x , μ_y , σ_x , y σ_y).

3.3 SISTEMAS FLEXIBLES DE SOSTENIMIENTO SUPERFICIAL DE TALUDES

3.3.1 DESCRIPCIÓN

Se define como un sistema de sostenimiento flexible¹ del terreno a un conjunto de elementos formado principalmente por una membrana de material de elevada resistencia a tracción, la cual es capaz de recibir o aplicar empujes al terreno de forma continua y transmitir esos esfuerzos a la cabeza del conjunto de anclajes y de aquí a la parte estable del macizo, para cualquier condición y tipo de terreno.

El sistema se complementa con un geosintético (geomalla) colocado entre el terreno y la membrana, que tiene como función controlar la erosión superficial por deslave del terreno.

3.3.2 ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO

Debido a las presiones ejercidas por el terreno sobre la membrana, ésta se deformará con una cierta curvatura, y generará una tensión de tracción en la membrana. Dependiendo de a) la magnitud de la tensión de tracción a la que esté sometida la membrana y b) de la curvatura de la misma, se producirá una presión continua estabilizadora sobre el terreno.

Dependiendo del tipo de membrana que se emplee, "isótropa" o "anisótropa", las tensiones de tracción se transmitirán en dos direcciones ortogonales con magnitudes semejantes o en una dirección principal más cargada y otra secundaria menos cargada

El arriostamiento de la membrana superficial se realiza mediante un conjunto de anclajes que atraviesan la zona inestable y se anclan en la zona estable del terreno.

Dependiendo de la forma en que se transmitan las tracciones generadas en la membrana a los puntos de anclaje y del tipo de membrana, (isótropa o anisótropa), el modelo físico de funcionamiento del sistema será diferente.

3.3.3 MODELOS FÍSICOS DE FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA.

¹ Torres Vila, J.A. *Procedimiento de Análisis y Diseño para la Aplicación de Redes de Cables de Acero en la Estabilización de Taludes en Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Granada 1997.

- ◆ **Modelo Puntual**
- ◆ **Modelo Unidireccional**
- ◆ **Modelo Bidireccional.**

3.3.3.1 Modelo Puntual

En este caso, el arriostramiento de la membrana se produce únicamente por la conexión de ésta a la cabeza de los anclajes. Las tensiones de tracción generadas en la membrana se transmitirán directamente a la cabeza de los anclajes y se concentrarán en este punto.

La presión ejercida por la membrana en estas condiciones de empleo no es uniforme en toda la superficie, dependerá de la curvatura de la misma en cada punto y la forma de la curvatura de la superficie dependerá también del tipo de membrana empleado.

Los anclajes se dispondrán alineados horizontalmente separados a una distancia " S_x ". Los anclajes de dos líneas continuas se dispondrán a tresbolillo con una separación entre filas " S_y ".

La capacidad máxima de trabajo en este caso está muy limitada porque dependerá solamente de la conexión puntual entre el anclaje y la membrana, pudiendo modificarse variando la densidad de los puntos de anclaje (Figura 3-9).

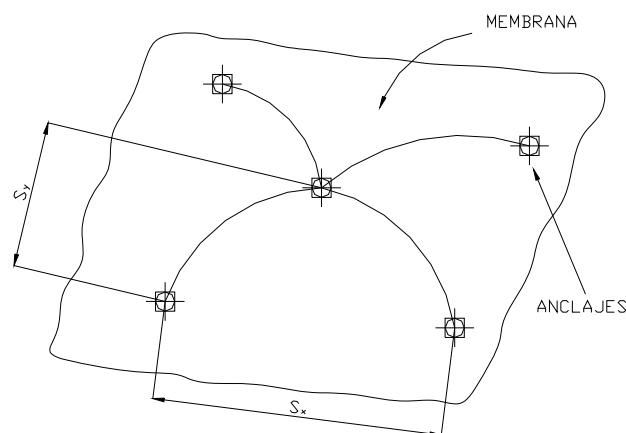


Figura 3-9. Esquema modelo puntual.

En estas condiciones de instalación de la membrana, el valor soporte estará condicionado por la relación entre la capacidad de carga de la membrana en la conexión con la

cabeza del anclaje y la superficie que tributa sobre cada anclaje. Así, el valor de soporte unitario del sistema será:

$$p = \frac{Q_{Trabajo}}{S_x \times S_y} \quad (kN / m^2)$$

Teniendo en cuenta que, dada la limitada capacidad de la conexión en comparación con la posibilidad de transmisión de carga de la membrana, las tensiones a las que estará sometida la misma son muy bajas, el factor determinante en el cálculo de este sistema no es la deformación de la malla, sino la conexión con la cabeza de los anclajes.

3.3.3.2 Modelo Unidireccional

El modelo físico de funcionamiento unidireccional se presenta sólo en el caso del empleo de membranas anisótropas, colocadas con la dirección de mayor rigidez en el sentido vertical.

A diferencia del caso anterior, la membrana no se arriestra directamente a los anclajes, sino que se coloca un elemento de soporte continuo, perpendicular a la dirección de máxima rigidez, al cual se transfieren las tensiones de tracción (σ_y) generadas en la membrana.

Si el elemento de arriostamiento horizontal fuese lo suficientemente rígido, la deformada de la lámina se correspondería perfectamente con un sector cilíndrico, aunque en la realidad no es así; podemos considerar el sistema como un conjunto continuo de láminas cilíndricas de ancho finito.

El arriostamiento horizontal se realizará, normalmente, con un cable de acero solidarizado con la membrana de forma continua y separados según la vertical a una distancia “ S_y ”.

Los anclajes se dispondrán sobre los cables de refuerzo separados a una distancia “ S_x ”, de forma tal que en una línea de refuerzo, respecto a otra, queden situados a tresbolillo preferentemente (Figura 3-10).

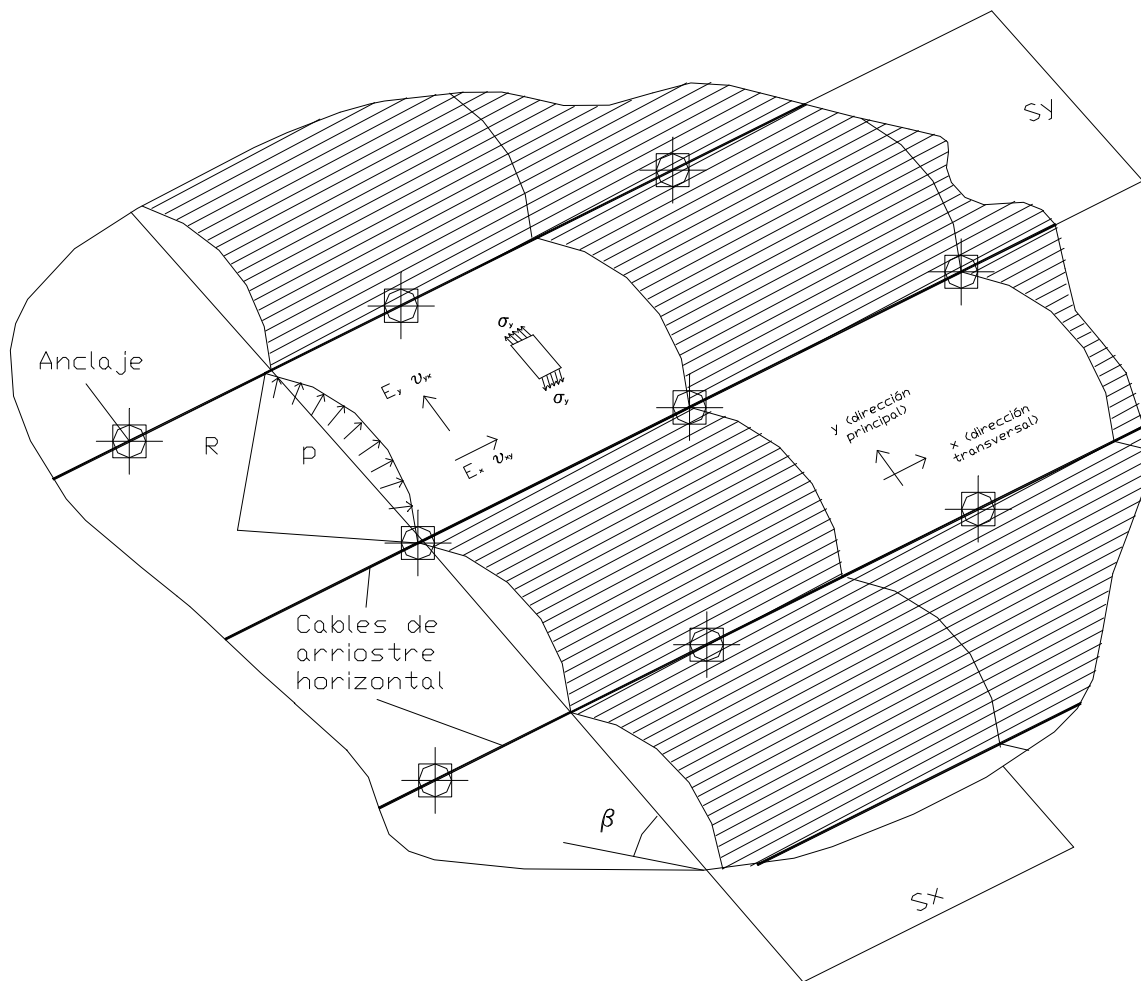


Figura 3-10. Esquema del modelo Unidireccional

♦ **Membranas anisótropas**

De todas las membranas analizadas, se consideró que la malla de alambre TECCO Mesh G-65 es una de las que mejor puede funcionar como elemento de soporte en el modelo unidireccional (Figura 3-11). Está constituida por alambres de acero de alto límite elástico dispuestos en forma romboidal.

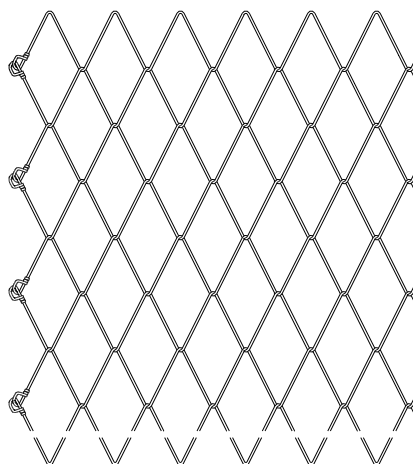


Figura 3-11. Malla TECCO Mesh G-65

La geometría de la malla impone unas características anisotrópicas a este material; por lo tanto, sus características mecánicas varían en función de la dirección que se esté estudiando.

La malla se considera como un material continuo¹, aunque en realidad no lo es. Dado que la malla carece de resistencia a flexión, no se considera su espesor y los parámetros de la misma se emplearán siempre por unidades de longitud y no de superficie, en lo que a su sección se refiere. Sólo se considera la resistencia a tracción directa.

A partir de las lecciones sobre anisotropía del Profesor Ronald D. Kriz², si realizamos un análisis tensorial (Figura 3-12) de un material anisótropo mediante métodos numéricos, el Prof. Kriz. propone las siguientes ecuaciones para el cálculo de los módulos "E", "G", y el coeficiente de Poisson "μ":

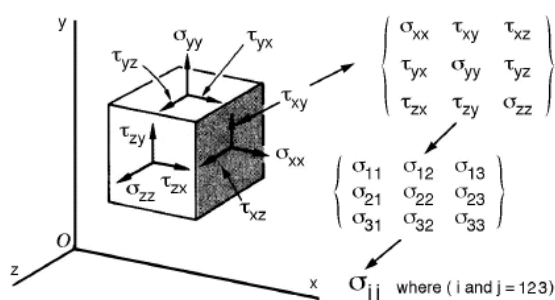


Figura 3-12. Esquema de fuerzas

¹ Da Costa García, Almudena. *Corrección de inestabilidades superficiales de taludes en suelos*. Trabajo de investigación. Departamento de Ciencias e Ingeniería del Terreno y los Materiales. División de Ingeniería del Terreno. Universidad de Cantabria. 2000.

² Ronald D. Kriz, Associate Professor. *Microstructure Lectures. Engineering Science and Mechanics*. Editado por Virginia Polytechnic Institute and State University.

La relación entre la fuerza y la tensión será:

$$l_{ij} = S_{ijkl} \sigma_{kl}$$

La deformación y la rigidez pueden ser considerados como tensores de cuarto orden ya que se transforman como tensores de cuarto orden.

$$S'_{ijkl} = a_{ir} a_{js} a_{kl\lambda} a_{lv} S_{rsuv}$$

La relación entre la deformación y la rigidez puede ser considerada como una relación inversa. Esta relación se muestra en una relación contraída. Aunque estas se relacionan inversamente, S_{ij} , C_{ij} , no son tensores ya que no se transforman como tensores de segundo orden.

$$[S_{\alpha\beta}] = [C_{\alpha\beta}]^{-1}$$

La deformación, a diferencia de la rigidez, tiene una relación simple con los parámetros elásticos, como el módulo de elasticidad longitudinal, el transversal y el coeficiente de Poisson. Por ejemplo, la deformación en el eje "z", S_{33} se define como el inverso del módulo de elasticidad longitudinal en la misma dirección

$$E_3^{-1} \equiv S_{33} \quad (1)$$

Expresiones similares toman el módulo de elasticidad transversal y el coeficiente de Poisson en el plano y-z. Los términos correspondientes de la matriz de deformación serían

$$G_{23}^{-1} = S_{44} \quad \nu_{23} \equiv \frac{-S_{23}}{S_{33}} \quad (2)$$

La variación de los parámetros elásticos del material en función del ángulo será:

$$E_3^{-1}(\theta) \equiv S'_{33}(\theta) = S_{11} + (2S_{13} + S_{44} - 2S_{11}) \cos^2 \theta + (S_{11} + S_{33} - S_{13} - S_{44}) \cos^4(\theta) \quad (3)$$

$$G_{23}^{-1}(\theta) \equiv S'_{44}(\theta) S_{44} + 4 (S_{11} + S_{33} - 2S_{13} - S_{44}) \cos^2 \theta \sin^2 \theta \quad (4)$$

$$\nu_{32}(\theta) \equiv -S'_{23}(\theta)/S'_{33}(\theta) = E_3(\theta) [S_{13} + (S_{11} + S_{33} - 2S_{13} - S_{44}) \cos^2(\theta) \sin^2(\theta)] \quad (5)$$

Teniendo en cuenta las ecuaciones anteriores y sustituyendo los términos adecuados en (3), (4) y (5), se obtienen las siguientes expresiones:

$$\frac{1}{E_{\theta}} = \frac{1}{E_y} + \left(\frac{-2\mu_{xy}}{E_x} + \frac{1}{G_{xy}} - \frac{2}{E_y} \right) \cos^2 \theta + \left(\frac{1}{E_y} + \frac{1}{E_x} + \frac{\mu_{xy}}{E_x} - \frac{1}{G_{xy}} \right) \cos^4 \theta \quad (6)$$

$$\frac{1}{G_{\theta}} = \frac{1}{G_{xy}} + 4 \cos^2 \theta \sin^2 \theta \left(\frac{1}{E_y} + \frac{1}{E_x} + \frac{2\mu_{xy}}{E_x} - \frac{1}{G_{xy}} \right) \quad (7)$$

$$\mu_{\theta} = \frac{-\frac{2\mu_{xy}}{E_x} + 4 \cos^2 \theta \sin^2 \theta \left(\frac{1}{E_y} + \frac{1}{E_x} + \frac{2\mu_{xy}}{E_x} - \frac{1}{G_{xy}} \right)}{\frac{1}{E_y} + \left(\frac{-2\mu_{xy}}{E_x} + \frac{1}{G_{xy}} - \frac{2}{E_y} \right) \cos^2 \theta + \left(\frac{1}{E_y} + \frac{1}{E_x} + \frac{\mu_{xy}}{E_x} - \frac{1}{G_{xy}} \right) \cos^4 \theta} \quad (8)$$

Operando las ecuaciones (6), (7) y (8) se obtiene:

$$\frac{1}{E_{\theta}} = \frac{\sin^4 \theta}{E_y} + \frac{\cos^4 \theta}{E_x} + \frac{\sin^2 \theta \cos^2 \theta}{G_{xy}} - \frac{2\mu_{xy} \sin^2 \theta \cos^2 \theta}{E_x} \quad (9)$$

$$\frac{1}{G_{\theta}} = \left(\frac{4 \sin^2 \theta \cos^2 \theta}{E_y} + \frac{4 \sin^2 \theta \cos^2 \theta}{E_x} + \frac{8 \mu_{xy} \sin^2 \theta \cos^2 \theta}{E_x} + \frac{1 - 4 \sin^2 \theta \cos^2 \theta}{G_{xy}} \right) \quad (10)$$

$$\mu_{\theta} = \frac{\sin^2 \theta \cos^2 \theta \left(\frac{1}{E_x} + \frac{1}{E_y} - \frac{1}{G_{xy}} \right) - \frac{\mu_{xy}}{E_x} (\sin^4 \theta \cos^4 \theta)}{\frac{\sin^4 \theta}{E_y} + \frac{\cos^4 \theta}{E_x} + \frac{\sin^2 \theta \cos^2 \theta}{G_{xy}} - \frac{2\mu_{xy} \sin^2 \theta \cos^2 \theta}{E_x}} \quad (11)$$

Para el estudio del caso concreto de una lámina con una dirección principal, los resultados que ha desarrollado el Profesor Kriz son los siguientes:

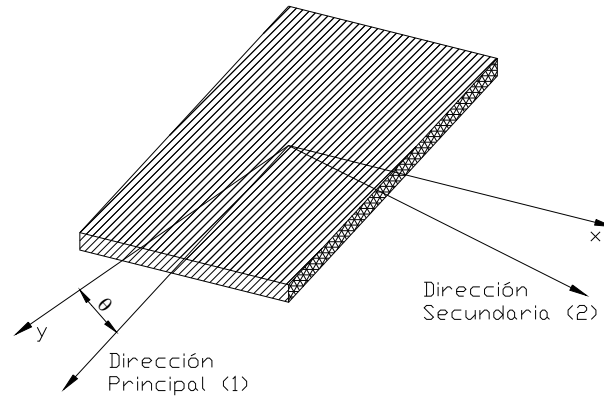


Figura 3-13. Lámina anisotrópica

La matriz de transformación tensión-deformación de la malla será:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} Q_{11} & Q_{12} & 0 \\ Q_{12} & Q_{22} & 0 \\ 0 & 0 & 2Q_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12}/2 \end{Bmatrix}$$

Donde:

$$Q_{11} = \frac{E_{11}}{1 - \nu_{12}\nu_{21}}, \quad Q_{22} = \frac{E_{22}}{1 - \nu_{12}\nu_{21}}, \quad Q_{12} = \frac{\nu_{21} E_{11}}{1 - \nu_{12}\nu_{21}} = \frac{\nu_{12} E_{22}}{1 - \nu_{12}\nu_{21}},$$

$$Q_{66} = G_{12} \quad \text{and} \quad \nu_{21} E_{11} = \nu_{12} E_{22}$$

Si se calculan el resto de relaciones:

$$\begin{aligned} \{\sigma\} &= [T] \{\sigma\}_x \\ \{\varepsilon\} &= [T] \{\varepsilon\}_x \end{aligned}$$

Donde:

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & 2\sin \theta \cos \theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -2\sin \theta \cos \theta \\ -\sin \theta \cos \theta & \sin \theta \cos \theta & (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta) \end{bmatrix}$$

La matriz tensión deformación en coordenadas x-y será:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{Q}_{11} & \bar{Q}_{12} & 2\bar{Q}_{16} \\ \bar{Q}_{12} & \bar{Q}_{22} & 2\bar{Q}_{26} \\ \bar{Q}_{16} & \bar{Q}_{26} & 2\bar{Q}_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy}/2 \end{Bmatrix}$$

En notación reducida:

$$\{\sigma\}_x = [\bar{Q}] \{\varepsilon\}_x$$

Donde:

$$[\bar{Q}] = [T]^{-1} [Q] [T]$$

La relación inversa obtenida será:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12}/2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & 0 \\ S_{12} & S_{22} & 0 \\ 0 & 0 & 2S_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{Bmatrix}$$

Donde:

$$S_{11} = 1/E_{11}, S_{12} = -\nu_{12}/E_{22} = -\nu_{21}/E_{11}, S_{22} = 1/E_{22}, S_{66} = 1/G_{12}$$

De las ecuaciones anteriores se deduce que:

$$E_x \mu_{yx} = E_y \mu_{xy} \quad (12)$$

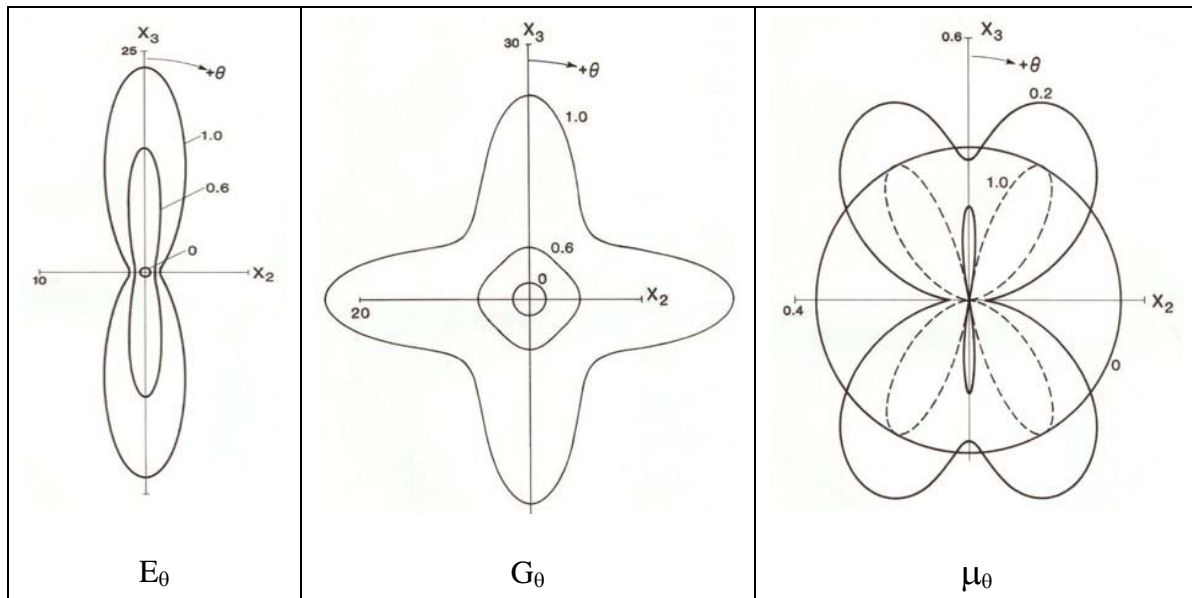
$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E_y} - \mu_{yx} \frac{\sigma_x}{E_x} \quad (13)$$

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E_x} - \mu_{xy} \frac{\sigma_y}{E_y} \quad (14)$$

Si igualamos a cero la deformación, utilizando la formulación anterior podemos calcular el modulo de elasticidad de la membrana en función del módulo de elasticidad confinado, obteniéndose las ecuaciones:

$$E_y = E_{yc} (1 - \mu_{xy} \mu_{yx}) \quad y \quad E_x = E_{xc} (1 - \mu_{xy} \mu_{yx}) \quad (15)$$

En los siguientes gráficos se puede observar la forma habitual que toman los parámetros E, G, y μ en un material anisótropo:



En el modelo unidireccional, podemos considerar que la malla solamente se deforma en una dirección, la dirección principal "y". Teniendo en cuenta la formulación desarrollada anteriormente:

$$E_x \mu_{yx} = E_y \mu_{xy} \quad (12)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E_y} - \mu_{yx} \frac{\sigma_x}{E_x} \quad (13)$$

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E_x} - \mu_{xy} \frac{\sigma_y}{E_y} \quad (14)$$

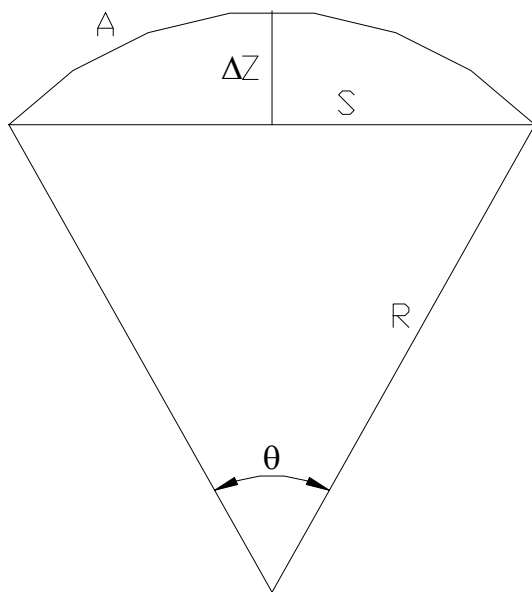
Para un arriostre lateral de la malla, $\varepsilon_x = 0$, despejando en (14) y sustituyendo en (13), se obtiene:

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y (1 - \mu_{xy} \mu_{yx})}{E_y} \quad (16)$$

Si suponemos la carga ejercida por el terreno sobre la membrana, aplicada radialmente y uniformemente distribuida, el equilibrio del sistema se corresponderá con:

$$\sigma_y = p \cdot R \quad (17)$$

Por relaciones geométricas de la Figura 3-14 se obtienen las siguientes ecuaciones:



$$R = \frac{S}{2 \operatorname{sen} \theta/2} \quad (18)$$

$$\Delta Z = R (1 - \cos \theta/2) \quad (19)$$

$$A = R \cdot \theta \quad (20)$$

$$\theta/2 = 180 - 2 \operatorname{arctan} \frac{S}{2 \Delta Z} \quad (21)$$

Figura 3-14. Geometría Cilíndrica.

$$\varepsilon_y = \frac{R \cdot \theta - S}{S} \quad (22)$$

$$\varepsilon_y = \frac{R \cdot \theta - 2 R \operatorname{sen} \theta/2}{2 R \operatorname{sen} \theta/2} \quad (23)$$

Igualando (16) y (23) y sustituyendo (17), (18) y (21), se obtiene:

$$\frac{pS (1 - \mu_{xy} \mu_{xy})}{E_y} = \theta - 2 \operatorname{sen} \theta / 2 \quad (24)$$

Desarrollando en serie las funciones seno y coseno de (24), y sustituyendo (15) en la ecuación anterior, se obtiene:

$$\Delta Z = \left[\frac{S^2 \left(\frac{24 p S}{E_{yc}} \right)^{2/3}}{\left(64 - \left(\frac{96 p S}{E_{yc}} \right)^{2/3} \right)} \right]^{1/2} \quad (25)$$

La expresión anterior representa el desplazamiento vertical en función de la presión que aplica la malla sobre el talud.

3.3.3.3 Modelo Bidireccional

Este modelo físico está indicado cuando se emplean membranas isótropas, las cuales son capaces de trabajar igualmente en todas las direcciones.

Del mismo modo que el caso anterior, la membrana se arriostra mediante elementos de soporte continuos, pero en este caso perpendicularmente y longitudinalmente a la dirección de máxima rigidez a las que se transmitirán las tensiones generadas por la malla.

Normalmente, el elemento de arriostramiento horizontal no es lo suficientemente rígido, como para considerarle indeformable, por tanto, tendrá una curvatura en ambas direcciones.

En este caso, los anclajes están formando una cuadrícula, la cual define las direcciones de arriostramiento. El arriostramiento se realizará, normalmente, con un cable de acero solidarizado con la membrana de forma continua y separados una distancia " S_y " y " S_x ".

Según el funcionamiento físico de este sistema, se puede considerar que la membrana trabaja como un paraboloides elíptico (Figura 3-15).

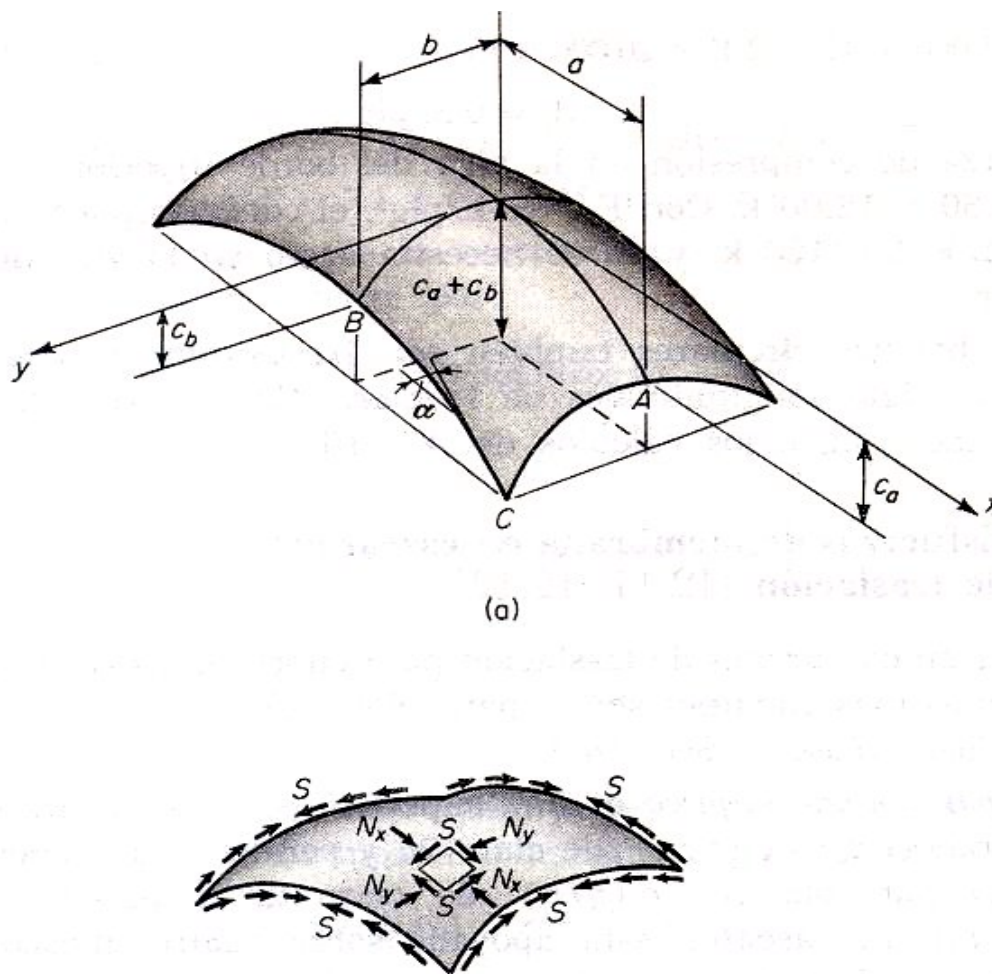


Figura 3-15. Paraboloides elíptico

El paraboloides elíptico está definido por una superficie sinclásica descrita por una parábola¹ $z_a = c_a (x/a)^2$, que se desliza sobre otra parábola $z_b = c_b (x/b)^2$. Este paraboloides está arriostrado en todo su contorno mediante elementos continuos de sujeción.

¹ Mario Salvadori y Matthys Levy. *Diseño Estructural en Arquitectura*. Editorial C.E.C.S.A. México 1975.

En la Figura 3-1:

$$a = S_x / 2$$

$$b = S_y / 2$$

$$c_a = \Delta Z_x \text{ Desplazamiento vertical de la malla en el eje x.}$$

$$c_b = \Delta Z_y \text{ Desplazamiento vertical de la malla en el eje y.}$$

$$\Delta Z = c_a + c_b$$

$$N_x = \sigma_x$$

$$N_y = \sigma_y$$

Para el caso de las membranas flexibles de sostenimiento del terreno, sin peso propio ni resistencia a flexión, ésta está sometida a esfuerzos de tracción directa en todas las direcciones debido al empuje distribuido ejercido por el suelo. En la figura anterior, la dirección de todas las flechas estará en sentido contrario.

La caracterización de este sistema según Mario Salvadori para una presión "p" aplicada sobre la superficie es la siguiente (Figura 3-15):

Los radios de curvatura de las parábolas en la parte superior de la membrana se definen como:

$$R_x = \frac{a^2}{2c_a} \quad R_y = \frac{b^2}{2c_b}$$

Cuando $b = a$ y $c_a = c_b = c$, los radios son iguales, $R_x = R_y = a^2 / 2c$

Si calculamos "p" en la parte superior de la deformada, donde por simetría, $S = 0$ y $N_x = N_y$

$$p = \frac{N_x}{R_x} + \frac{N_y}{R_y} = \frac{2N_x}{R} \quad \text{y} \quad N_x = N_y = N_{min} = \frac{1}{2} pR = \frac{pa^2}{4c}$$

En el punto B, (Figura 3-15), N_x será máxima. Las coordenadas son $y = b$, $N_y = 0$, por lo tanto:

$$N_{x,max} = pR = \frac{pa^2}{2c}$$

Los cortantes "S" serán cero en la parte superior de los arcos, tomando su valor máximo en los extremos (S_0), por lo tanto la carga transmitida a los anclajes será:

$$S = S_0 \left(\frac{x}{a} \right)^2 \quad y \quad S_{max} = S_0 = \frac{qa^2}{c}$$

En el caso de que $a \neq b$ y $c_a \neq c_b$

$$\frac{N_y}{N_x} = \left(\frac{b}{a} \right)^2 \sqrt{\frac{c_a}{c_b}}$$

$$p = \frac{N_x}{R_x} + \frac{N_y}{R_y}$$

Los arcos de la parte superior serán los que tengan las tensiones máximas que se calcularán mediante la siguiente fórmula:

$$N_{x,max} = pR_x = \frac{pa^2}{2c_a} \quad y \quad N_{y,max} = pR_y = \frac{pb^2}{2c_b}$$

4 MODELACION GEOTECNICA PARA LA DETERMINACION DEL EMPUJE DEL TERRENO.

4.1 INTRODUCCION

En este capítulo se proponen dos metodologías para el cálculo de las presiones ejercidas sobre el talud. La primera metodología está basada en la consideración del talud como indefinido. La segunda metodología consiste en un análisis local de la estabilidad de dos cuñas adyacentes.

Para la contención de movimientos superficiales cercanos a la cara del desmonte o talud natural se considerará que las membranas, como elemento de contención, soportan los empujes de una zona del terreno alterado de espesor "h".

Este espesor "h" depende de la inclinación del talud y de la superficie potencial de deslizamiento. La zona más interior del cuerpo del talud, por detrás de la capa de espesor "h", se considera estable.

4.2 CALCULO MEDIANTE FORMULACIÓN DE TALUD INDEFINIDO

El modelo que se propone emplear, para calcular la presión necesaria a aplicar sobre la ladera, es el de talud indefinido con ciertas correcciones. Este modelo está basado en una metodología de cálculo desarrollada por el Departamento de Ciencias e Ingeniería del Terreno y los materiales, División de Ingeniería del Terreno de la Universidad de Cantabria¹ dentro del marco del proyecto FEDER en el cual también está encuadrada esta investigación.

Se recomienda la aplicación de esta metodología en el caso de taludes de suelos y terrenos de materiales sueltos con desplazamientos planares planos e "infinitos", mayores de 15 m. de altura, con un espesor "h", cualquiera.

¹ Da Costa García, A. y Sagaseta Millán, C. (2000). *Análisis de la Estabilidad Superficial de un Talud en Suelo Sometido a Presiones Normal y Tangencial en su Superficie en Simposio sobre Geotecnia de las Infraestructuras del Transporte*. España 2000. Comunicación nº 101.

4.2.1 CÁLCULO DE LA PRESIÓN NECESARIA A APLICAR SOBRE LA LADERA. TALUD INDEFINIDO.

El modelo de talud indefinido proporciona diferentes valores para la presión a aplicar sobre la ladera, en función de las condiciones freáticas a las que esté sometida: talud seco, sumergido o con filtración paralela.

La presión necesaria a aplicar sobre un talud indefinido será función de los siguientes parámetros (Figura 4-1):

$$p = f(\gamma, h, c, \phi, \beta, F_0, \delta, \text{presencia de agua } \lambda)$$

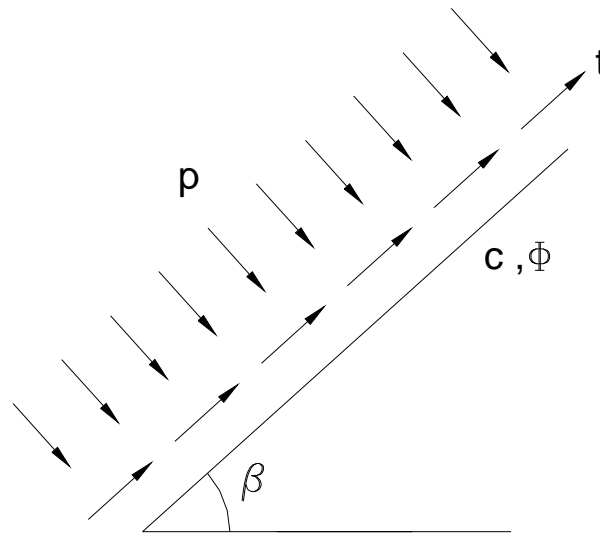


Figura 4-1. Parámetros a considerar

Donde:

- β : Inclinación del talud
- ϕ : Ángulo de rozamiento interno
- c : Cohesión del terreno
- F_0 : Coeficiente de seguridad
- h : Espesor de la posible capa a deslizar
- γ : Densidad del terreno
- δ : Ángulo tal que $t = p \cdot \text{tg } \delta$
- λ : Ángulo de la filtración de agua con la horizontal
- p : Presión necesaria para el coeficiente de seguridad F_0 .

En función de las condiciones del nivel freático de la ladera, la expresión que da el valor de “p” tomará las siguientes formas:

Talud seco:

$$p = \frac{\gamma h \left(\sin \beta - \cos \beta \frac{\text{tg } \phi}{F_0} - \frac{c}{\gamma h} \right)}{\frac{\text{tg } \phi}{F_0} + \text{tg } \delta}$$

Puede ocurrir que las características resistentes del terreno (c , ϕ) sean tales que el talud sea estable, sin necesidad de aplicarle una presión normal, para un coeficiente de seguridad mayor que F_0 . En este caso, se obtendrá un valor negativo para la presión p . Si esta presión es suficientemente negativa, se puede llegar a una situación en la que las presiones normales en el plano de deslizamiento sean negativas también, apareciendo tracciones. En la práctica, la presión normal p nunca será negativa, por lo tanto, no llegarán a aparecer tracciones, sino que en estos casos el coeficiente de seguridad será mayor que el establecido (F_0), con presión p nula.

Talud sumergido

$$p = \frac{\gamma_{sum} h \left(\sin \beta - \cos \beta \frac{\text{tg } \phi}{F_0} - \frac{c}{\gamma_{sum} h} \right)}{\frac{\text{tg } \phi}{F_0} + \text{tg } \delta}$$

Talud con filtración cuyas líneas de corriente forman un ángulo λ con la horizontal

En este caso, la presencia de agua puede hacer que aparezcan tracciones por lo que la fuerza normal efectiva en el plano de deslizamiento es negativa (de tracción). El cálculo se ha de realizar haciendo nula dicha fuerza y dejando que el coeficiente de seguridad a deslizamiento tome el valor que le corresponda, que siempre será mayor al inicial F_0 . Esto se debe a que la presión necesaria queda determinada por la condición de soportar las presiones del agua y no por la de deslizamiento. En definitiva, se trata de sustituir la ecuación $F = F_0$ por $\sigma' = 0$ y F libre. Por tanto, habrá que diferenciar entre $\sigma' > 0$ y $\sigma' < 0$, ya que la solución que se obtiene en cada caso es distinta.

La condición de fuerza normal efectiva positiva o negativa depende de que la siguiente expresión sea mayor o menor que cero (fuerza normal efectiva positiva o negativa, respectivamente).

$$\operatorname{tg} \beta - \frac{\frac{c}{F_0}}{\gamma h \cos \beta} + \left(1 - \frac{\frac{\gamma_w \cos \lambda}{\gamma}}{\cos \beta \cos(\beta - \lambda)} \right) \operatorname{tg} \delta$$

Siendo para cada caso el valor de la presión necesaria el indicado en las siguientes ecuaciones:

A) Fuerza normal efectiva positiva, no hay tracciones.

$$\operatorname{tg} \beta - \frac{\frac{c}{F_0}}{\gamma h \cos \beta} + \left(1 - \frac{\frac{\gamma_w \cos \lambda}{\gamma}}{\cos \beta \cos(\beta - \lambda)} \right) \operatorname{tg} \delta > 0$$

$$p = \frac{\gamma h \left(\operatorname{sen} \beta - \frac{\frac{c}{F_0}}{\gamma h} - \cos \beta \frac{\operatorname{tg} \phi}{F_0} + \frac{\frac{\gamma_w \cos \lambda}{\gamma}}{\cos(\beta - \lambda)} \frac{\operatorname{tg} \phi}{F_0} \right)}{\frac{\operatorname{tg} \phi}{F_0} + \operatorname{tg} \delta}$$

B) Fuerza normal efectiva negativa, hay tracciones.

$$\operatorname{tg} \beta - \frac{\frac{c}{F_0}}{\gamma h \cos \beta} + \left(1 - \frac{\frac{\gamma_w \cos \lambda}{\gamma}}{\cos \beta \cos(\beta - \lambda)} \right) \operatorname{tg} \delta < 0$$

$$p = \frac{\gamma_w h \cos \lambda}{\cos(\beta - \lambda)} - \gamma h \cos \beta$$

En este caso p no depende de las características resistentes del terreno, ya que como se ha dicho, tal presión queda determinada por la condición de equilibrar la presión del agua. Por tanto, el factor de seguridad al deslizamiento queda libre y toma el siguiente valor:

$$F = \frac{c'}{\gamma h \operatorname{sen} \beta - p \operatorname{tg} \delta}$$

A partir de estas expresiones se puede obtener el valor de p y t necesarios para tener un cierto coeficiente de seguridad.

$$\phi^* = \operatorname{arctg} \left(\frac{\operatorname{tg} \phi}{F} \right)$$

4.3 MODELO DE EQUILIBRIO DE DOS CUÑAS.

Como ya se comentó anteriormente, este modelo está basado en el análisis de estabilidad local mediante la interacción de dos cuñas adyacentes, pero sin tener en cuenta cuñas superiores.

Este modelo está indicado para el cálculo de la estabilidad global en el interior de la cuadrícula de anclaje con dos variantes:

- ♦ Utilización como estabilización superficial del espacio entre dos anclajes con un espesor de altura "h".
- ♦ Utilización como estabilización superficial dentro de un sistema combinado con anclajes profundos para estabilización global.

El desarrollo de esta metodología es una revisión y continuación de un modelo existente² desarrollado para unas condiciones específicas. Aparte se han estudiado los casos en el que el terreno tiene cohesión y, por último, aquellos en que la resultante tiene una cierta inclinación respecto de la perpendicular a la superficie de la ladera.

Para el desarrollo de este modelo se considera que la zona de cálculo no se ve sometida por los empujes de bloques superiores ya que estos están estabilizados por la presión ejercida por la membrana.

4.3.1 HIPÓTESIS DE CÁLCULO

- ♦ Se considera una presión "p" uniforme sobre toda la superficie del talud.
- ♦ El soporte total que ejerce cada cuadro de malla anclada es el resultado de la proyección en la dirección perpendicular a la cara del talud de las fuerzas de tracción en todo el perímetro de la misma.
- ♦ Se consideran superficies de deslizamiento planares limitadas entre filas horizontales de anclajes.
- ♦ La densidad del material es constante para todos los cálculos.
- ♦ No se considera la presencia de movimientos en el interior de los desmontes o laderas.

4.3.2 CASO I: LOS ANCLAJES SON PERPENDICULARES AL TERRENO Y ESTE NO TIENE COHESIÓN.

² Torres Vila, J.A. 1997. *Procedimiento de Análisis y Diseño para la Aplicación de Redes de Cables de Acero en la Estabilización de Taludes en Simposio nacional sobre Taludes y laderas inestables*. Granada 1997.

Con la ayuda del esquema de la Figura 4-2 se plantea el equilibrio entre las fuerzas actuantes, (peso de la cuña y la acción de la cuña superior) y las fuerzas resistentes (fricción en el plano de deslizamiento y soporte de las redes)

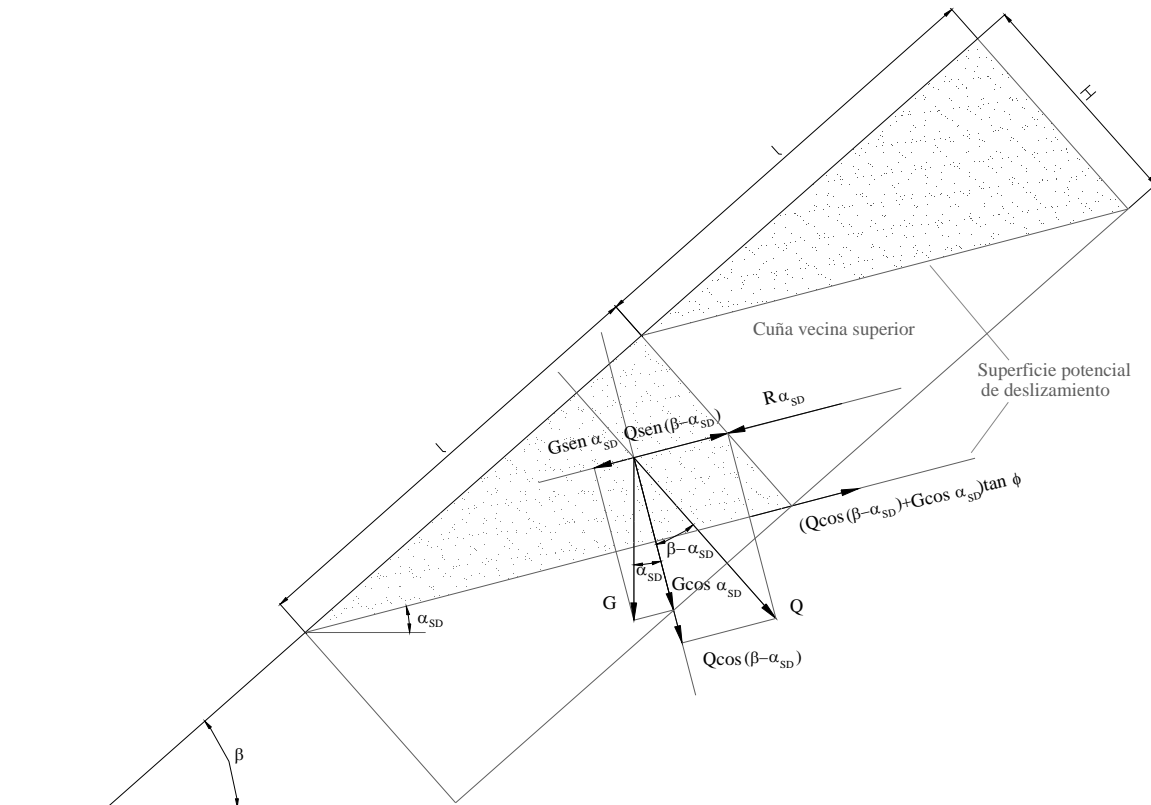


Figura 4-2. Esquema de fuerzas

Donde:

- β Ángulo de inclinación del talud respecto de la horizontal.
 - α_{SD} Ángulo de inclinación de la superficie de deslizamiento respecto a la horizontal.
 - ϕ Ángulo de rozamiento interno de la superficie de deslizamiento.
 - l Altura de la cuadrícula.
 - γ Densidad del suelo
 - H Espesor de la capa inestable
 - $R_{\alpha_{SD}}$ Acción total de la cuña superior en la dirección del plano de deslizamiento.
- Fuerzas actuantes = Fuerzas resistentes

$$l_2 G \sin(\alpha_{SD}) + R_{\alpha_{SD}} = \tan(\phi) [Q \cos(\beta - \alpha_{SD}) + l_2 G \cos(\alpha_{SD})] + Q \sin(\beta - \alpha_{SD}) \quad (1)$$

$$G = (l_1^2 / 2) \gamma \tan (\beta - \alpha_{SD})$$

$$H = l \tan (\beta - \alpha_{SD})$$

Despejando (1)

$$Q = \{l_2 G [\sin (\alpha_{SD}) - \tan (\phi) \cos (\alpha_{SD})] + R_{\alpha_{SD}}\} / \{ \tan (\phi) \cos (\beta - \alpha_{SD}) + \sin (\beta - \alpha_{SD}) \} \quad (2)$$

Agrupando:

$$q_n = l_2 G [\sin (\alpha_{SD}) - \tan (\phi) \cos (\alpha_{SD})] \quad (a)$$

$$q_d = \tan (\phi) \cos (\beta - \alpha_{SD}) + \sin (\beta - \alpha_{SD}) \quad (b)$$

$$Q = (q_n + R_{\alpha_{SD}}) / q_d$$

Teniendo en cuenta el efecto de la cuña superior, tenemos (Figura 4-3):

$$R_{H\beta} = l [2 G \sin (\beta) - 2 G \cos (\beta) \tan (\phi)] - Q \tan (\phi) \quad (4)$$

$$R_{V\beta} = 2 l G \cos (\beta) + Q \quad (5)$$

$$R_{H\alpha_{SD}} = R_{H\beta} \cos (\beta - \alpha_{SD}) - R_{V\beta} \sin (\beta - \alpha_{SD}) \quad (6)$$

$$R_{V\alpha_{SD}} = R_{H\beta} \sin (\beta - \alpha_{SD}) + R_{V\beta} \cos (\beta - \alpha_{SD}) \quad (7)$$

$$R_{\alpha_{SD}} = R_{H\alpha_{SD}} - R_{V\alpha_{SD}} \tan (\phi) \quad (8)$$

Sustituyendo las ecuaciones (4) y (5) en las (6) y (7), y estas dos últimas a su vez en la ecuación (8), se obtiene:

$$\begin{aligned} R_{\alpha_{SD}} = & 2 l G \sin (\beta) \cos (\beta - \alpha_{SD}) - 2 l G \cos (\beta) \tan (\phi) \cos (\beta - \alpha_{SD}) - Q \tan (\phi) \cos (\beta - \alpha_{SD}) \\ & - 2 l G \cos (\beta) \sin (\beta - \alpha_{SD}) - 2 l G Q \sin (\beta - \alpha_{SD}) - 2 l G \sin (\beta) \tan (\phi) \sin (\beta - \alpha_{SD}) \\ & + 2 l G \cos (\beta) \tan^2 (\phi) \sin (\beta - \alpha_{SD}) + Q \tan^2 (\phi) \sin (\beta - \alpha_{SD}) - 2 l G \cos (\beta) \tan (\phi) \\ & \cos (\beta - \alpha_{SD}) + Q \tan (\phi) \cos (\beta - \alpha_{SD}) \end{aligned}$$

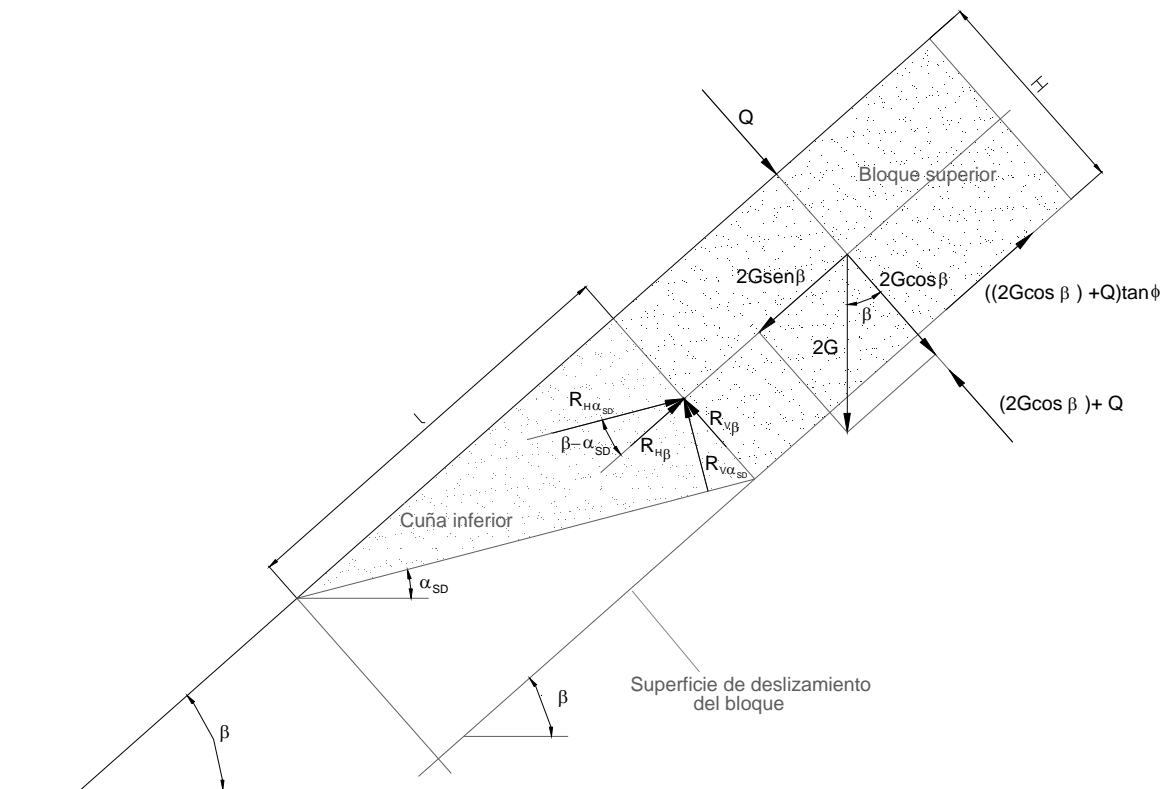


Figura 4-3. Interacción entre cuñas

Agrupando términos:

$$R_{\alpha_{SD}} = [2 l G \operatorname{sen}(\beta) - 2 l G \cos(\beta) \tan(\phi) - 2 l G \cos(\beta) \tan(\phi)] \cos(\beta - \alpha_{SD}) - \\ - [(2 l G \cos(\beta) + 2 l G \operatorname{sen}(\beta) \tan(\phi) - 2 l G \cos(\beta) \tan^2(\phi))] \operatorname{sen}(\beta - \alpha_{SD}) + \\ + Q [\tan^2(\phi) \operatorname{sen}(\beta - \alpha_{SD}) - \operatorname{sen}(\beta - \alpha_{SD}) - 2 \tan(\phi) \cos(\beta - \alpha_{SD})]$$

Agrupando términos en $(2 l G)$ y (Q) :

$$R_{\alpha_{SD}} = (R_{\alpha_{SD}})_{2lG} + (R_{\alpha_{SD}})_Q$$

$$(R_{\alpha_{SD}})_{2lG} = 2 l G \{ \cos(\beta - \alpha_{SD}) [\operatorname{sen}(\beta) - \cos(\beta) \tan(\phi)] + \\ + \operatorname{sen}(\beta - \alpha_{SD}) \tan(\phi) [\tan(\phi) \cos(\beta) - \operatorname{sen}(\beta)] \\ - \cos(\beta) [\tan(\phi) \cos(\beta - \alpha_{SD}) + \operatorname{sen}(\beta - \alpha_{SD})] \}$$

$$(R_{\alpha_{SD}})_{2lG} = 2 l G \{ [\operatorname{sen}(\beta) - \cos(\beta) \tan(\phi)] [\cos(\beta - \alpha_{SD}) - \operatorname{sen}(\beta - \alpha_{SD})] - \\ - \cos(\beta) [\tan(\phi) \cos(\beta - \alpha_{SD}) + \operatorname{sen}(\beta - \alpha_{SD})] \} \quad (c)$$

$$(R_{\alpha_{SD}})_Q = Q [\tan^2(\phi) \operatorname{sen}(\beta - \alpha_{SD}) - \operatorname{sen}(\beta - \alpha_{SD}) - 2 \tan(\phi) \cos(\beta - \alpha_{SD})] \quad (d)$$

Sumando q_d con $-(R_{\alpha_{SD}})_Q$ tenemos Q_D (denominador de (2) una vez operado $R_{\alpha_{SD}}$

$$Q_D = q_d - (R_{\alpha_{SD}})_Q$$

$$Q_D = \tan(\phi) \cos(\beta - \alpha_{SD}) + \sin(\beta - \alpha_{SD}) - \tan^2(\phi) \sin(\beta - \alpha_{SD}) + \sin(\beta - \alpha_{SD}) + 2 \tan(\phi) \cos(\beta - \alpha_{SD})$$

$$Q_D = 3 \tan(\phi) \cos(\beta - \alpha_{SD}) + 2 \sin(\beta - \alpha_{SD}) - \tan^2(\phi) \sin(\beta - \alpha_{SD}) \quad (e)$$

$$Q = [q_n + (R_{\alpha_{SD}})_{2IG}] / Q_D$$

$Q = \frac{1 G [\sin(\alpha_{SD}) - \tan(\phi) \cos(\alpha_{SD})] + 2 1 G \{ [\sin(\beta) - \cos(\beta) \tan(\phi)] [\cos(\beta - \alpha_{SD}) - \sin(\beta - \alpha_{SD})] - \cos(\beta) [\tan(\phi) \cos(\beta - \alpha_{SD}) + \sin(\beta - \alpha_{SD})] \}}{3 \tan(\phi) \cos(\beta - \alpha_{SD}) + 2 \sin(\beta - \alpha_{SD}) - \tan^2(\phi) \sin(\beta - \alpha_{SD})}$
--

Aplicando un factor de seguridad, obtendríamos:

$$FS = F_{RESISTENTES} / F_{ACTUANTES}$$

$$F_{ACTUANTES} = 1 G \sin(\alpha_{SD}) + R_{\alpha_{SD}}$$

$$F_{RESISTENTES} = \tan(\phi) [Q \cos(\beta - \alpha_{SD}) + 1 G \cos(\alpha_{SD})] + Q \sin(\beta - \alpha_{SD})$$

Sustituyendo:

$$FS 1 G \sin(\alpha_{SD}) + FS R_{\alpha_{SD}} = \tan(\phi) [Q \cos(\beta - \alpha_{SD}) + 1 G \cos(\alpha_{SD})] + Q \sin(\beta - \alpha_{SD})$$

Despejando Q:

$$Q = \{ FS [1 G \sin(\alpha_{SD}) + R_{\alpha_{SD}}] - 1 G \tan(\phi) \cos(\alpha_{SD}) \} / [\tan(\phi) \cos(\beta - \alpha_{SD}) + \sin(\beta - \alpha_{SD})]$$

Considerando:

$$R_{\alpha_{SD}} = (R_{\alpha_{SD}})_{2IG} + (R_{\alpha_{SD}})_Q$$

Obtenemos:

$$FS R_{\alpha_{SD}} = FS (R_{\alpha_{SD}})_{2IG} + FS (R_{\alpha_{SD}})_Q$$

El nuevo Q_D será:

$$Q_D = q_d - FS (R_{\alpha_{SD}})_Q$$

$$Q_D = \tan(\phi) \cos(\beta - \alpha_{SD}) + \text{sen}(\beta - \alpha_{SD}) - FS \tan^2(\phi) \text{sen}(\beta - \alpha_{SD}) + FS \text{sen}(\beta - \alpha_{SD}) + 2 FS \tan(\phi) \cos(\beta - \alpha_{SD})$$

$$Q_D = \tan(\phi) \cos(\beta - \alpha_{SD}) (2 FS + 1) + \text{sen}(\beta - \alpha_{SD}) (FS + 1) - FS \tan^2(\phi) \text{sen}(\beta - \alpha_{SD})$$

Finalmente:

$$Q = [FS I G \text{sen}(\alpha_{SD}) - I G \tan(\phi) \cos(\alpha_{SD}) + FS (R_{\alpha_{SD}})_{2IG}] / Q_D$$

$Q = \frac{FS I G \text{sen}(\alpha_{SD}) - I G \tan(\phi) \cos(\alpha_{SD}) + 2 FS I G \{[\text{sen}(\beta) - \cos(\beta) \tan(\phi)] [\cos(\beta - \alpha_{SD}) - \text{sen}(\beta - \alpha_{SD})] - \cos(\beta) [\tan(\phi) \cos(\beta - \alpha_{SD}) + \text{sen}(\beta - \alpha_{SD})]\}}{\tan(\phi) \cos(\beta - \alpha_{SD}) (2 FS + 1) + \text{sen}(\beta - \alpha_{SD}) (FS + 1) - FS \tan^2(\phi) \text{sen}(\beta - \alpha_{SD})}$

Aplicación del modelo:

Para unas determinadas condiciones de yacimiento del terreno, (talud de altura H y ángulo de inclinación β), parámetros del terreno (c, ϕ) y una cuadrícula de anclajes determinada, se calcula el valor del soporte total (Q) que debe tener el sistema de estabilización (Carga por anclaje), para un determinado factor de seguridad en el cálculo.

En la ecuación anterior se encuentran implícitos los valores de Q y α_{SD} , los cuales se resolverán numéricamente. Se variará el ángulo hasta obtener un valor máximo de Q. En el Anexo N° 1 se recogen unas tablas¹ con los cálculos del soporte total de la membrana para este caso y, el cálculo de la variación de la superficie de deslizamiento en función del soporte máximo para un caso particular.

¹ Documentación aportada por GEOBRUGG Ibérica S.A.

4.3.3 CASO II: LOS ANCLAJES SON PERPENDICULARES AL TERRENO Y ESTE TIENE COHESIÓN "C".

Al igual que en el caso anterior, se plantea el equilibrio entre las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes (Figura 4-4).

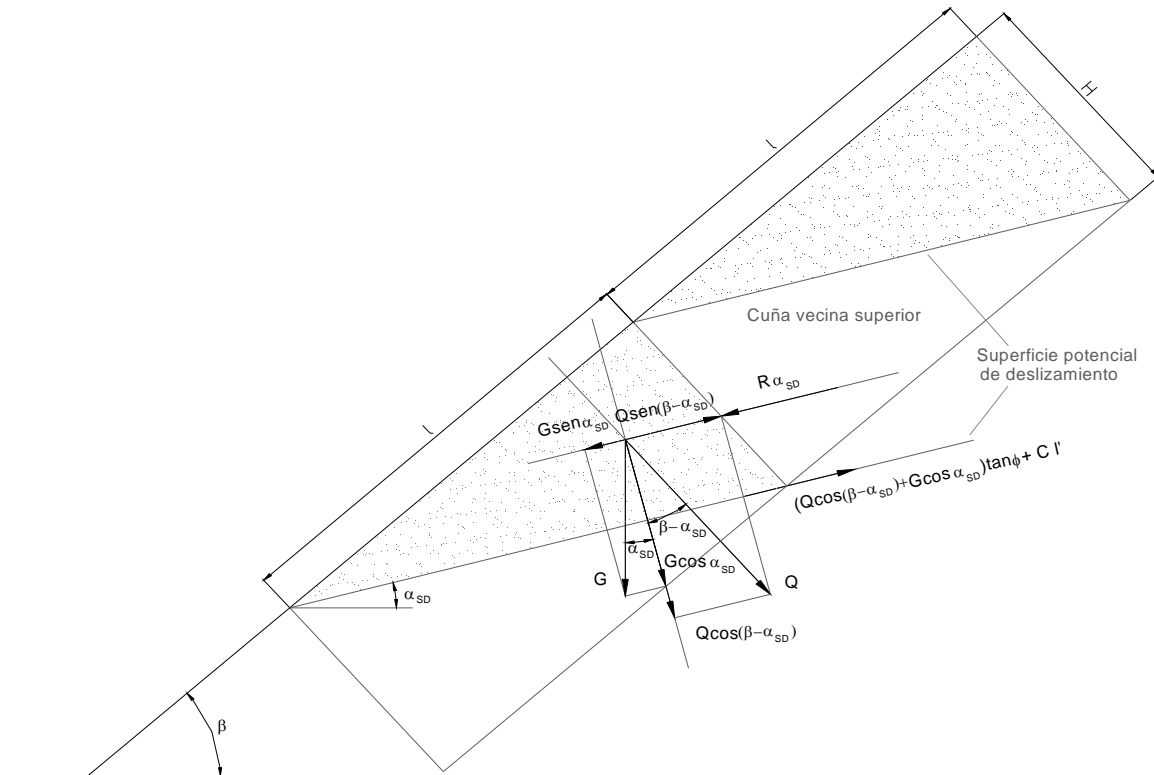


Figura 4-4. Esquema de fuerzas

$$l' = l / \cos(\beta - \alpha_{SD})$$

Fuerzas actuantes = Fuerzas resistentes

$$L G \sin(\alpha_{SD}) + R_{\alpha_{SD}} = \tan(\phi) [Q \cos(\beta - \alpha_{SD}) + l G \cos(\alpha_{SD})] + Q \sin(\beta - \alpha_{SD}) + c l' / \cos(\beta - \alpha_{SD}) \quad (1c)$$

$$G = (l^2 / 2) \gamma \tan(\beta - \alpha_{SD})$$

$$H = l \tan(\beta - \alpha_{SD})$$

Despejando (1c)

$$Q = \{ l G [\sin(\alpha_{SD}) - \tan(\phi) \cos(\alpha_{SD})] + R_{\alpha_{SD}} + c l' / \cos(\beta - \alpha_{SD}) \} / [\tan(\phi) \cos(\beta - \alpha_{SD}) - \sin(\beta - \alpha_{SD})] \quad (2c)$$

$$q_c = c l^2 / \cos (\beta - \alpha_{SD}) \quad (f)$$

Teniendo en cuenta las ecuaciones (a) y (b) del apartado anterior.

$$Q = [q_n + R_{\alpha_{SD}} + c l^2 / \cos (\beta - \alpha_{SD})] / q_d$$

Teniendo en cuenta el efecto de la cuña superior, en este caso tenemos (Figura 4-5)

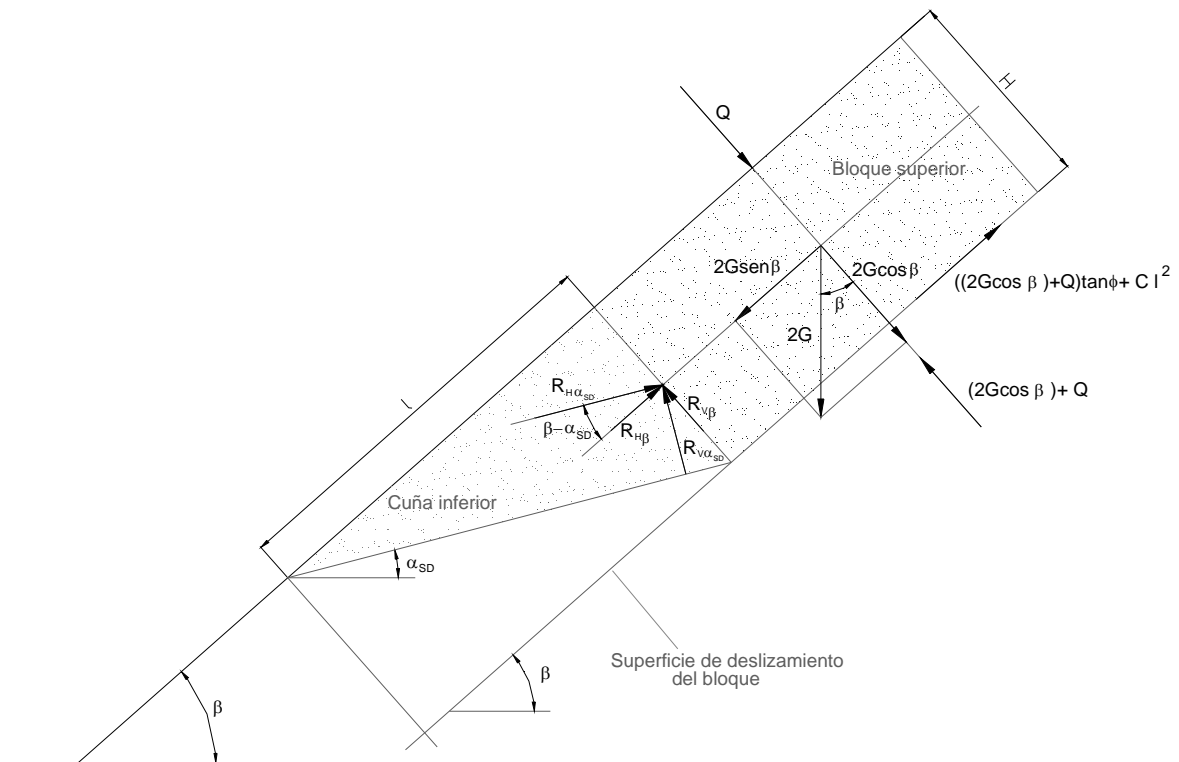


Figura 4-5. Interacción entre cuñas

$$R_{H\beta} = 1 [2 G \operatorname{sen} (\beta) - 2 G \cos (\beta) \tan (\phi)] - Q \tan (\phi) - c l^2 \quad (4c)$$

$$R_{V\beta} = 2 l G \cos (\beta) + Q \quad (5c)$$

$$R_{H\alpha_{SD}} = R_{H\beta} \cos (\beta - \alpha_{SD}) - R_{V\beta} \operatorname{sen} (\beta - \alpha_{SD}) \quad (6c)$$

$$R_{V\alpha_{SD}} = R_{H\beta} \operatorname{sen} (\beta - \alpha_{SD}) + R_{V\beta} \cos (\beta - \alpha_{SD}) \quad (7c)$$

$$R_{\alpha_{SD}} = R_{H\alpha_{SD}} - R_{V\alpha_{SD}} \tan (\phi) \quad (8c)$$

Sustituyendo las ecuaciones (4c) y (5c) en las (6c) y (7c), y estas dos últimas a su vez en la ecuación (8c), se obtiene:

$$\begin{aligned}
 R_{\alpha_{SD}} = & 2 l G \operatorname{sen}(\beta) \cos(\beta - \alpha_{SD}) - 2 l G \cos(\beta) \tan(\phi) \cos(\beta - \alpha_{SD}) - Q \tan(\phi) \cos(\beta - \alpha_{SD}) - \\
 & - 2 l G \cos(\beta) \operatorname{sen}(\beta - \alpha_{SD}) - 2 l G Q \operatorname{sen}(\beta - \alpha_{SD}) - 2 l G \operatorname{sen}(\beta) \tan(\phi) \operatorname{sen}(\beta - \alpha_{SD}) + \\
 & + 2 l G \cos(\beta) \tan^2(\phi) \operatorname{sen}(\beta - \alpha_{SD}) + Q \tan^2(\phi) \operatorname{sen}(\beta - \alpha_{SD}) - \\
 & - 2 l G \cos(\beta) \tan(\phi) \cos(\beta - \alpha_{SD}) + \\
 & + Q \tan(\phi) \cos(\beta - \alpha_{SD}) + c l^2 [\tan(\phi) \operatorname{sen}(\beta - \alpha_{SD}) - \cos(\beta - \alpha_{SD})]
 \end{aligned}$$

Observamos que aparece un término más que en el caso anterior, correspondiente a la cohesión, quedando el resto idéntico.

$$R_c = c l^2 [\tan(\phi) \operatorname{sen}(\beta - \alpha_{SD}) - \cos(\beta - \alpha_{SD})] \quad (g)$$

Considerando las ecuaciones (c), (d) y (e) del apartado anterior y la (g) obtenida en éste, conseguimos:

$$Q = [q_n + q_c + (R_{\alpha_{SD}})_{2lG} + R_c] / Q_D$$

Llamando:

$$Q_c = q_c + R_c = c l^2 [[\tan(\phi) \operatorname{sen}(\beta - \alpha_{SD}) - \cos(\beta - \alpha_{SD}) - \sec(\beta - \alpha_{SD})] \quad (h)$$

Finalmente:

$$Q = [q_1 + Q_c + (R_{\alpha_{SD}})_{2lG}] / Q_D$$

$$Q = \frac{1 G [\operatorname{sen}(\alpha_{SD}) - \tan(\phi) \cos(\alpha_{SD})] + 2 l G \{ [\operatorname{sen}(\beta) - \cos(\beta) \tan(\phi)] [\cos(\beta - \alpha_{SD}) - \operatorname{sen}(\beta - \alpha_{SD})] - \cos(\beta) [\tan(\phi) \cos(\beta - \alpha_{SD}) + \operatorname{sen}(\beta - \alpha_{SD})] + c l^2 [\tan(\phi) \operatorname{sen}(\beta - \alpha_{SD}) - \cos(\beta - \alpha_{SD}) - \sec(\beta - \alpha_{SD})] \}}{3 \tan(\phi) \cos(\beta - \alpha_{SD}) + 2 \operatorname{sen}(\beta - \alpha_{SD}) - \tan^2(\phi) \operatorname{sen}(\beta - \alpha_{SD})}$$

Aplicando un factor de seguridad, obtendríamos:

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos en el caso anterior, el FS afectará a los términos de R_c . El valor de Q obtenido será:

$$Q = \{ [FS \cdot l \cdot G \cdot \sin(\alpha_{SD}) - l \cdot G \cdot \tan(\phi) \cdot \cos(\alpha_{SD}) + FS \cdot [(R_{\alpha_{SD}})_{2lG} + R_c] - c \cdot l^2 \cdot \sec(\beta - \alpha_{SD}) \} / Q_D$$

$Q = \frac{FS \cdot l \cdot G \cdot \sin(\alpha_{SD}) - l \cdot G \cdot \tan(\phi) \cdot \cos(\alpha_{SD}) + 2 \cdot FS \cdot l \cdot G \cdot \{ [\sin(\beta) - \cos(\beta) \cdot \tan(\phi)] \cdot [\cos(\beta - \alpha_{SD}) - \sin(\beta - \alpha_{SD})] - \cos(\beta) \cdot [\tan(\phi) \cdot \cos(\beta - \alpha_{SD}) + \sin(\beta - \alpha_{SD})] \} + c \cdot l^2 \cdot \{ FS \cdot [\tan(\phi) \cdot \sin(\beta - \alpha_{SD}) - \cos(\beta - \alpha_{SD})] - \sec(\beta - \alpha_{SD}) \}}{\tan(\phi) \cdot \cos(\beta - \alpha_{SD}) \cdot (2 \cdot FS + 1) + \sin(\beta - \alpha_{SD}) \cdot (FS + 1) - FS \cdot \tan^2(\phi) \cdot \sin(\beta - \alpha_{SD})}$

Como se puede observar, la cohesión se agrupa en un factor independiente, pudiendo eliminarse sin afectar al resto de la fórmula.

Aplicación del modelo:

Del mismo modo que en el caso anterior, para unas determinadas condiciones de yacimiento del terreno, (talud de altura H y ángulo de inclinación β), parámetros del terreno (c, ϕ) y una cuadrícula de anclajes determinada, se calcula el valor del soporte total (Q) que debe tener el sistema de estabilización (Carga por anclaje), para un determinado factor de seguridad en el cálculo.

Los valores de Q y α_{SD} , se deberán calcular numéricamente para un valor máximo del soporte total (Q).

4.3.4 CASO III: LOS ANCLAJES NO SON PERPENDICULARES AL TERRENO Y ESTE NO TIENE COHESIÓN.

Siguiendo con la misma metodología de análisis que en los dos supuestos anteriores, tenemos para este caso (Figura 4-6):

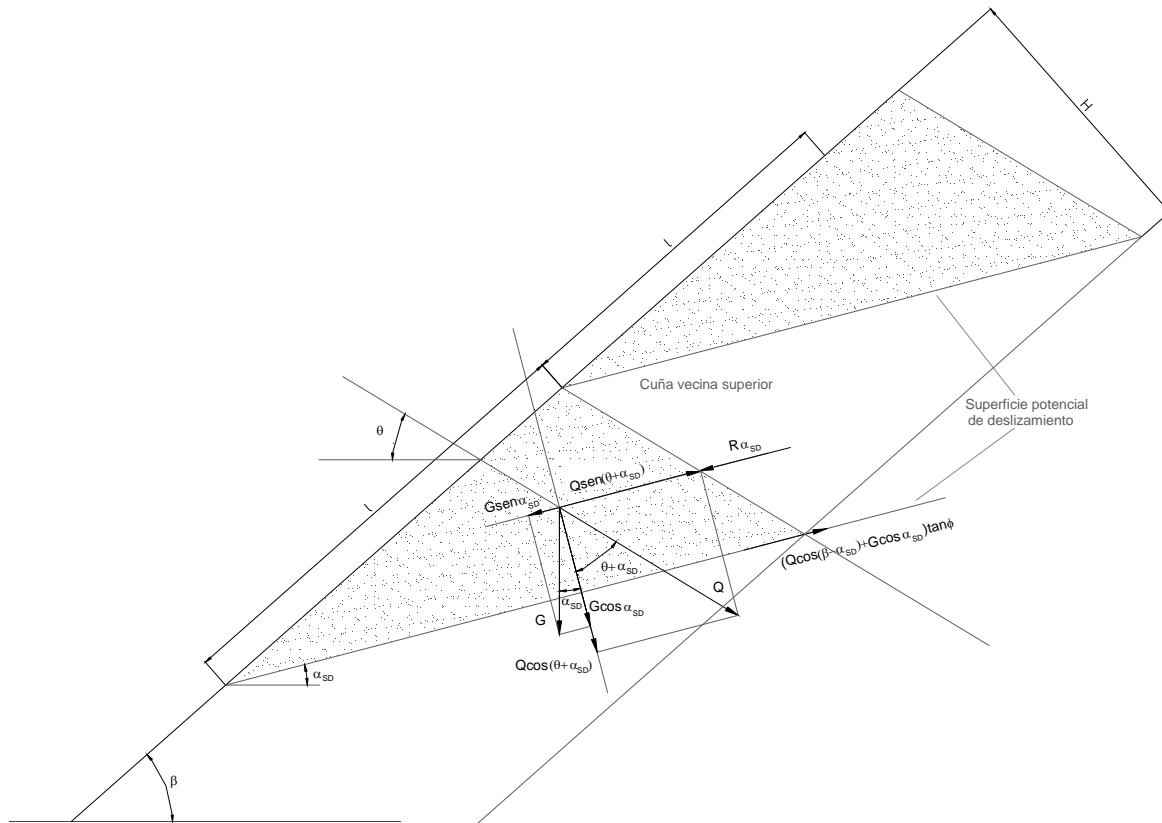


Figura 4-6. Esquema de fuerzas

Fuerzas actuantes = Fuerzas resistentes

$$L G \sin(\alpha_{SD}) + R_{\alpha_{SD}} = \tan(\phi) [Q \sin(\theta + \alpha_{SD}) + L G \cos(\alpha_{SD})] + Q \cos(\theta + \alpha_{SD}) \quad (1q)$$

$$G = (l^2 / 2) \gamma \tan(\beta - \alpha_{SD})$$

$$H = l \tan(\beta - \alpha_{SD})$$

Despejando (1)

$$Q = \{1 G [\text{sen}(\alpha_{SD}) - \tan(\phi) \cos(\alpha_{SD})] + R_{\alpha_{SD}}\} / \{ \tan(\phi) \text{sen}(\theta + \alpha_{SD}) + \cos(\theta + \alpha_{SD}) \} (2q)$$

Agrupando:

$$q_d = \tan(\phi) \text{sen}(\theta + \alpha_{SD}) + \cos(\theta + \alpha_{SD})$$

$$Q = (q_n + R_{\alpha_{SD}}) / q_d$$

Teniendo en cuenta el efecto de la cuña superior, tenemos (Figura 4-7):

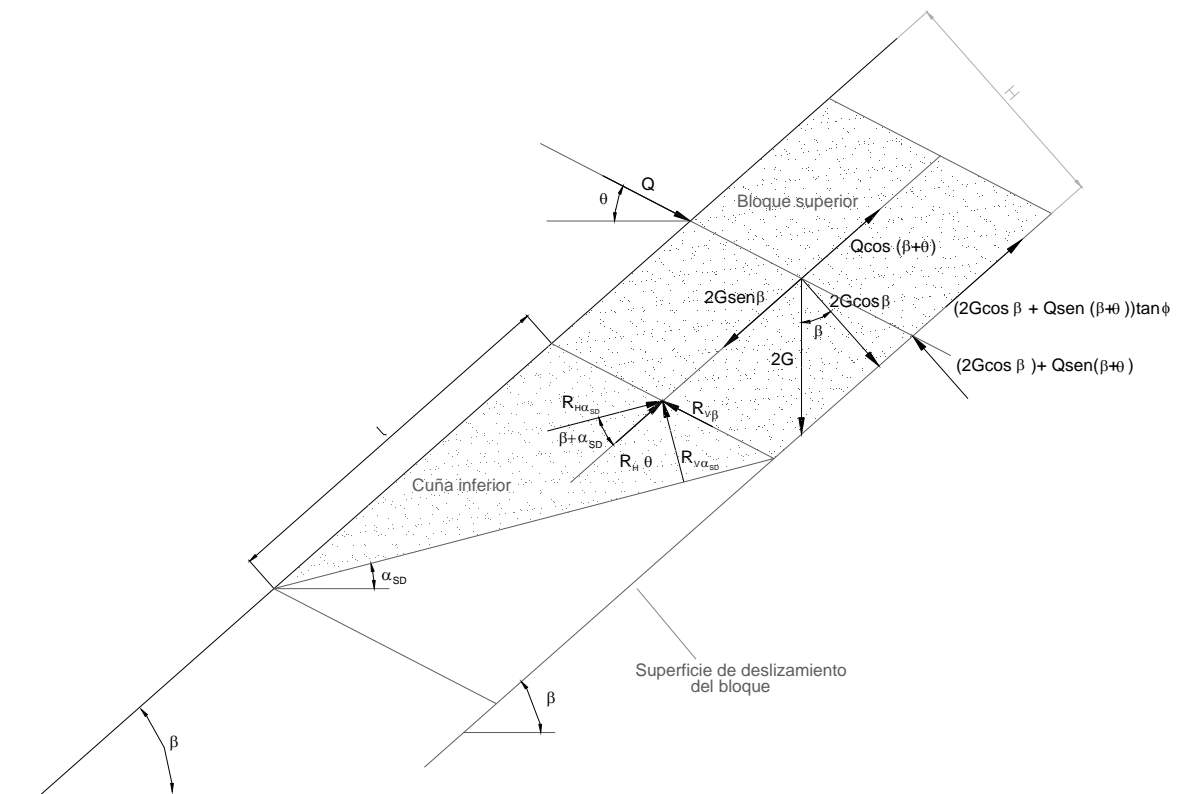


Figura 4-7. Interacción entre cuñas

$$R_{H\beta} = 1 [2 G \text{sen}(\beta) - 2 G \cos(\beta) \tan(\phi) - Q \cos(\beta + \theta)] - Q \tan(\phi) \text{sen}(\beta + \theta) \quad (4q)$$

$$R_{V\beta} = 2 l G \cos (\beta) + Q \sin (\beta + \theta) \quad (5q)$$

$$R_{H\alpha_{SD}} = R_{H\beta} \cos (\beta - \alpha_{SD}) - R_{V\beta} \sin (\beta - \alpha_{SD}) \quad (6q)$$

$$R_{V\alpha_{SD}} = R_{H\beta} \sin (\beta - \alpha_{SD}) + R_{V\beta} \cos (\beta - \alpha_{SD}) \quad (7q)$$

$$R_{\alpha_{SD}} = R_{H\alpha_{SD}} - R_{V\alpha_{SD}} \tan (\phi) \quad (8q)$$

Sustituyendo las ecuaciones (4q) y (5q) en las (6q) y (7q), y estas dos últimas a su vez en la ecuación (8q), solamente varían los términos en Q, por lo que tendremos la misma $(R_{\alpha_{SD}})_{2lG}$ y variará $(R_{\alpha_{SD}})_Q$, quedando:

$$(R_{\alpha_{SD}})_{Q_q} = Q \{ [- \cos (\beta + \theta) \cos (\beta - \alpha_{SD}) - \sin (\beta + \theta) \cos (\beta - \alpha_{SD}) \tan (\phi) - \\ - \sin (\beta + \theta) \sin (\beta - \alpha_{SD})] - \tan (\phi) [- \cos (\beta + \theta) \sin (\beta - \alpha_{SD}) - \\ - \sin (\beta + \theta) \sin (\beta - \alpha_{SD}) \tan (\phi) + \sin (\beta + \theta) \cos (\beta - \alpha_{SD}) \tan (\phi)] \}$$

$$(R_{\alpha_{SD}})_{Q_q} = Q \{ \sin (\beta + \theta) [\cos (\beta - \alpha_{SD}) \tan (\phi) - \sin (\beta - \alpha_{SD})] + \\ + [\cos (\beta + \theta)) + \sin (\beta + \theta) \tan (\phi)] [\sin (\beta - \alpha_{SD}) \tan (\phi) - \cos (\beta - \alpha_{SD})] \}$$

$$Q_{D_q} = q_d - (R_{\alpha_{SD}})_{Q_q}$$

$$Q_{D_q} = \tan (\phi) \sin (\theta + \alpha_{SD}) + \cos (\theta + \alpha_{SD}) + \sin (\beta + \theta) [\sin (\beta - \alpha_{SD}) - \cos (\beta - \alpha_{SD}) \tan (\phi)] + [\cos (\beta + \theta)) + \sin (\beta + \theta) \tan (\phi)] [\cos (\beta - \alpha_{SD}) - \sin (\beta - \alpha_{SD}) \tan (\phi)]$$

$$Q = [q_n + (R_{\alpha_{SD}})_{2lG}] / Q_{D_q}$$

$$Q = \frac{1 G [\sin (\alpha_{SD}) - \tan (\phi) \cos (\alpha_{SD})] + 2 l G \{ [\sin (\beta) - \cos (\beta) \tan (\phi)] [\cos (\beta - \alpha_{SD}) - \sin (\beta - \alpha_{SD})] - \cos (\beta) [\tan (\phi) \cos (\beta - \alpha_{SD}) + \sin (\beta - \alpha_{SD})] \}}{\tan (\phi) \sin (\theta + \alpha_{SD}) + \cos (\theta + \alpha_{SD}) + \sin (\beta + \theta) [\sin (\beta - \alpha_{SD}) - \cos (\beta - \alpha_{SD}) \tan (\phi)] + [\cos (\beta + \theta) + \sin (\beta + \theta) \tan (\phi)] [\cos (\beta - \alpha_{SD}) - \sin (\beta - \alpha_{SD}) \tan (\phi)]}$$

El término de la cohesión Q_c calculado en el apartado anterior se puede añadir como un término independiente ya que ahora no depende de Q.

Aplicando un factor de seguridad, obtendríamos:

$$FS [L G \sin (\alpha_{SD}) + R_{\alpha_{SD}}] = \tan (\phi) [Q \sin (\theta + \alpha_{SD}) + 1 G \cos (\alpha_{SD})] + Q \cos (\theta + \alpha_{SD})$$

Considerando los resultados obtenidos en apartados similares de casos anteriores, en este caso el FS afectará a $(R_{\alpha_{SD}})_{Qq}$ y los correspondientes de q_n , obteniéndose:

$$Q = \frac{FS 1 G \sin (\alpha_{SD}) - 1 G \tan (\phi) \cos (\alpha_{SD}) + 2 FS 1 G \{[\sin (\beta) - \cos (\beta) \tan (\phi)] [\cos (\beta - \alpha_{SD}) - \sin (\beta - \alpha_{SD})] - \cos (\beta) [\tan (\phi) \cos (\beta - \alpha_{SD}) + \sin (\beta - \alpha_{SD})]\}}{\tan (\phi) \sin (\theta + \alpha_{SD}) + \cos (\theta + \alpha_{SD}) + FS \sin (\beta + \theta) [\sin (\beta - \alpha_{SD}) - \tan (\phi) \cos (\beta - \alpha_{SD})] + FS [\cos (\beta + \theta) + \sin (\beta + \theta) \tan (\phi)] [\cos (\beta - \alpha_{SD}) - \sin (\beta - \alpha_{SD}) \tan (\phi)]}$$

Como en el apartado anterior, los términos de la cohesión calculados teniendo en cuenta el FS se pueden añadir si el terreno es cohesivo.

Aplicación del modelo:

Del mismo modo que en los dos casos anteriores, para unas determinadas condiciones de yacimiento del terreno, (talud de altura H y ángulo de inclinación β), parámetros del terreno (c , ϕ) y una cuadrícula de anclajes determinada, se calcula el valor del soporte total (Q) que debe tener el sistema de estabilización (Carga por anclaje), para un determinado factor de seguridad en el cálculo.

Los valores de Q y α_{SD} , se deberán calcular numéricamente para un valor máximo del soporte total (Q).

5 ENSAYOS PARA LA CARACTERIZACION MECANICA DE LAS MEMBRANAS (TECCO® Mesh G-65).

5.1 INTRODUCCION

En un *sistema flexible de estabilización superficial*, el elemento más importante a seleccionar es la membrana resistente del empuje del terreno. Este elemento tiene como principal función la transmisión de dichos esfuerzos a los anclajes o según sea el caso, directamente a los cables de refuerzo y de aquí a la cabeza de los anclajes.

Existen en el mercado multitud de membranas susceptibles de utilización como elemento de soporte, pero no todas poseen unas propiedades óptimas para esta función.

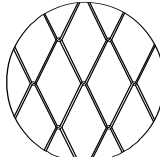
Entre los geosintéticos (geotextiles, geomallas, georedes, etc.), se puede encontrar una amplia gama de estos productos, algunos de ellos con gran capacidad de carga, pero de coste muy elevado. Los principales inconvenientes que presentan son: limitada durabilidad; elementos combustibles; baja capacidad de resistencia a punzonamiento, lo que conlleva un soporte puntual bajo así como dificultad de interconexión entre paños y con los elementos de anclaje, lo que imposibilita la estructuración de un sistema tecnológicamente factible.

Entre las mallas metálicas existentes en el mercado, las mallas hexagonales de triple torsión y las mallas de simple torsión, están realizadas con alambre de acero dulce muy deformables (12 – 20 %) y con resistencia de 450 - 550 N/mm², porque estas mallas presentan una capacidad de carga baja y elevadas deformaciones unitarias.

Las redes de cables de acero requieren la instalación de una membrana metálica adicional en entre ella y la superficie del terreno, con el consecuente incremento de los costes de instalación.

Por lo tanto, se ha buscado una membrana que cubriera las deficiencias del resto de membranas existentes en el mercado y se ha optado por estudiar una membrana de alambre de alto límite elástico con una protección anticorrosión (TECCO® Mesh G-65) producida por FATZER AG.

5.1.1 DATOS TÉCNICOS DE LA MEMBRANA (TECCO® STEEL WIRE MESH G-65)

TIPO DE MALLA	NOMENCLATURA	ESQUEMA	DIMENSIONES
Malla de simple torsión	TECCO® Mesh G-65 1770 N / mm ²		83 x 143 x 3 mm 83 x 143 x 4 mm

• Geometría de las mallas TECCO® (Figura 5-1)

Geometría de la malla	Romboidal
Tamaño de cada rombo	Círculo inscrito de 65 mm
Dimensiones de cada rombo	143 x 83 mm (± 2%)
Superficie de cada rombo	2.625 mm ²
Nº de espiras en la dirección horizontal	12 espiras/m
Nº de mallas en la dirección vertical	7 mallas/m

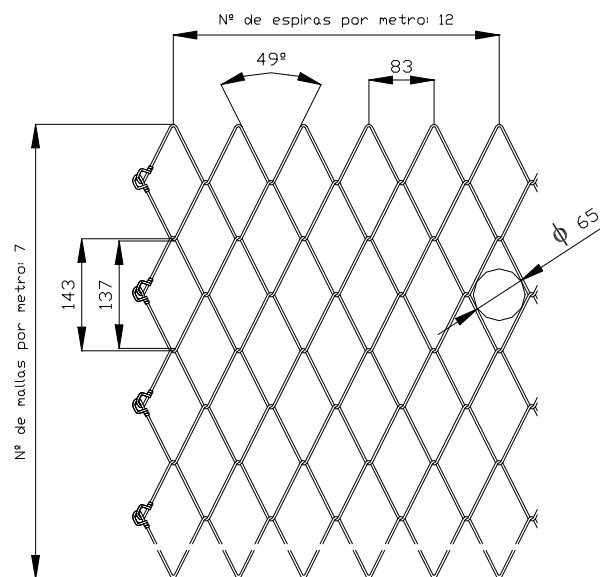


Figura 5-1 Geometría de la membrana TECCO® G-65.

• Alambre de las mallas TECCO®

Diámetro del alambre	3.0 y 4.0 mm
Resistencia nominal (R _A)	1.770 – 2.020 N/mm ²
Material	Acero de alto límite elástico
Protección anticorrosión	SUPERCOATING® (Zn/Al)

5.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

El objetivo general de los ensayos de laboratorio es la determinación de las características tenso-deformacionales y la capacidad de carga bajo diferentes condiciones de instalación para las membranas flexibles susceptibles de ser empleadas como elementos de estabilización superficial y control de la erosión en desmontes de suelos y materiales sueltos.

Estos parámetros serán introducidos en los diferentes modelos matemáticos correspondientes a los modelos físicos de comportamiento de los sistemas de estabilización superficial con el objetivo de obtener la capacidad de soporte para cada uno de los sistemas desarrollados.

5.2.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

La parte experimental correspondiente a las pruebas de laboratorio realizadas con la malla TECCO Mesh G-65 con diámetros de alambre de 3 y 4 milímetros, tiene los siguientes objetivos específicos:

- ❑ Determinación de las características mecánicas, curva esfuerzo-deformación y módulo de deformación en condiciones de carga a tracción directa, para las mallas TECCO Mesh G-65, en las direcciones “x” e “y”.
- ❑ Determinación del comportamiento mecánico de las mallas en dirección transversal al sentido de aplicación de las cargas.
- ❑ Evaluación del comportamiento de las uniones entre paños de mallas adyacentes, dependiendo del elemento utilizado, con grapas metálicas especiales o cables de acero.
- ❑ Determinación de la capacidad de transmisión de carga entre la malla TECCO Mesh G-65 y la placa romboidal en la cabeza de los anclajes: *Modelo Puntual*.

5.2.2 TIPOS DE ENSAYOS REALIZADOS CON LAS MALLAS.

Las muestras de la malla TECCO Mesh G-65 con diámetros de alambre de 3 y 4 milímetros fueron sometidas en el laboratorio a los siguientes ensayos:

- Ensayo de tracción directa sobre el alambre.

- Ensayos de tracción directa con muestras de malla TECCO Mesh G-65
 - Tracción directa longitudinal.

 - Tracción directa longitudinal con instrumentación lateral.

 - Tracción directa transversal.

 - Tracción directa transversal con instrumentación lateral.

- Ensayos de elementos de conexión entre paños de malla
 - Grapas de unión entre dos paños.

 - Cables de unión entre dos paños.

- Ensayos de punzonamiento.

5.2.3 TAMAÑO DE LA MUESTRA

A la vista de los resultados de los ensayos realizados por Fatzer Ltd. y bajo la supervisión de *Landesgewerbeanstalt Bayern* sobre muestras de la malla TECCO-65 y de características similares a los que se pretendían realizar, se calcularon los siguientes valores estadísticos:

$$\text{Varianza } (\sigma_{xx}) = 2.6722$$

$$\text{Desviación típica } (\sigma_x) = 1.635$$

$$\text{Tamaño de muestra } (n) = 4$$

Con estos datos se calculó un semiancho para el intervalo de confianza de la muestra, con un nivel de confianza $(1-\alpha)$:

$$e = z(1 - \alpha / 2) \frac{\sigma}{\sqrt{n}}$$

$$\alpha = 0.05$$

$$e = 3$$

Con este intervalo de confianza se calculó un tamaño de muestra necesario:

$$n = \frac{\sigma^2 * z^2(1 - \alpha / 2)}{e^2}$$

$n = 3$ muestras

Teniendo en cuenta este resultado, se decidió adoptar como tamaño mínimo de muestra $n=3$ especímenes. En caso de que apareciesen resultados con una dispersión acusada, se repetiría la serie de ensayos.

5.3 ENSAYO DE TRACCION DIRECTA SOBRE EL ALAMBRE.

Los ensayos de tracción directa sobre los alambres componentes de las muestras de la malla TECCO 65, se realizaron con el objetivo de verificar la calidad del alambre empleado en tres partidas de muestras y su correspondencia con los valores nominales aportados por el fabricante.

Las muestras empleadas para realizar estos ensayos tenían una longitud de 30 cm y diámetros nominales de 3 y 4 mm. Dichas muestras se encasquillaron en sus extremos con un tubo de cobre y una resina como ligante, para facilitar la adherencia con las mordazas de la máquina.

a) Equipo de ensayo

Los ensayos de tracción directa sobre alambres individuales han sido realizados en el Laboratorio de la División de Ciencia e Ingeniería de los Materiales (LADICIM), empleándose un equipo de presión de alta precisión “INSTRON, Mod.8501”, con control remoto para el registro de los datos y un extensómetro electrónico para medir deformaciones, con una base de medida de 12.5 mm. (Figura 5-2).



Figura 5-2. Máquina empleada para el ensayo a tracción directa del alambre

b) Resultados de los ensayos

Ensayo de tracción directa sobre muestras de alambre	Resultados de los ensayos para diámetros de alambre:	
	ϕ 3mm	ϕ 4mm
Carga de rotura a tracción directa, N	13.641	22.525
	13.852	22.025
		22.338
Valor medio de la carga de rotura, N	13.746,5	22.296
Diámetro medido, mm	3,00	3.88
	3,00	3.89
		3.88
Valor medio del diámetro	3,00	3.883
Resistencia a Tracción Directa, R_A (N/mm²)	1.945	1.886

Como se ve en la tabla anterior, la carga de rotura obtenida en ambos tipos de muestras se encuentra dentro del rango de resistencia aportado por el fabricante (1.770 – 2.020 N/mm²).

Para la determinación del módulo de elasticidad del alambre, se han dibujado las curvas de tensión deformación de todas las muestras ensayadas (Figura 5-3).

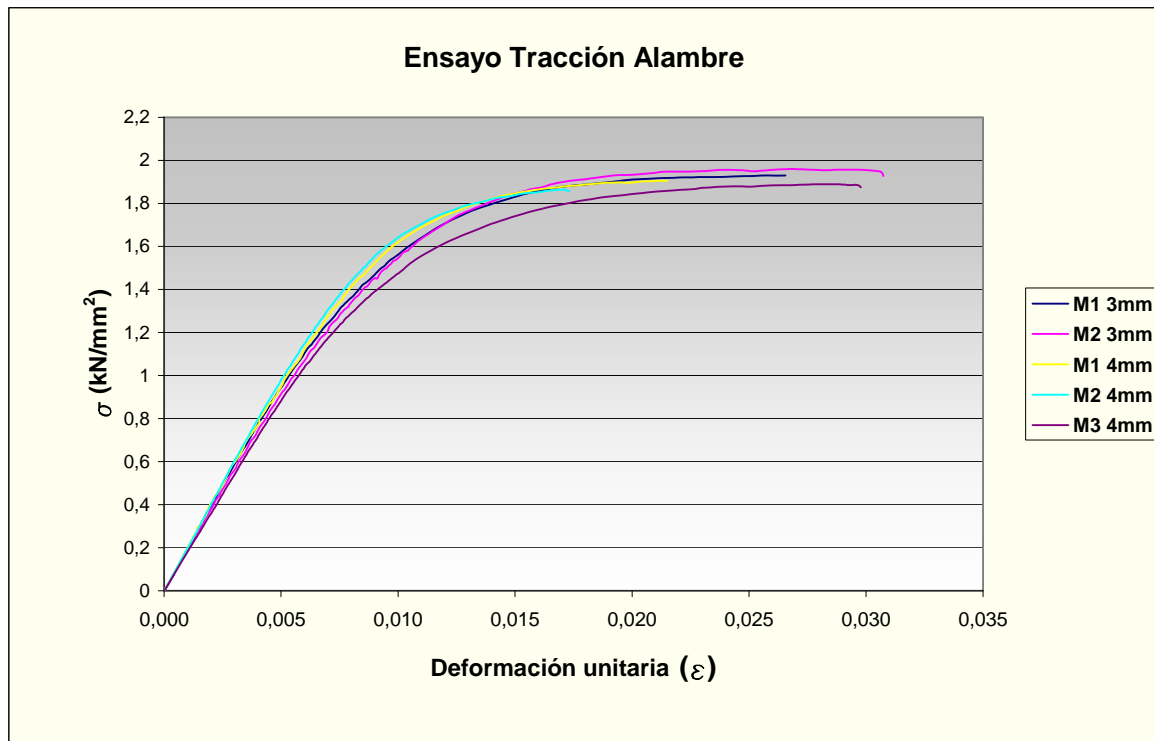


Figura 5-3. Gráfica de tensión-deformación unitaria para el alambre.

Los valores del módulo de elasticidad del alambre obtenido son los siguientes:

Ensayo	Módulo de Elasticidad: E_A (N/ mm ²)
Alambre ($\phi=3.00$ mm) “Muestra 1”	196.144
Alambre ($\phi=3.00$ mm) “Muestra 2”	195.878
Alambre ($\phi=4.00$ mm) “Muestra 1”	196.910
Alambre ($\phi=4.00$ mm) “Muestra 2”	198.693
Alambre ($\phi=4.00$ mm) “Muestra 3”	179.379*
Media	196.906

(*) Este valor no se incluyó en la media por tener una dispersión cercana al 10 %.

En el Anexo N° 4 (Resultados de los ensayos de tracción directa sobre el alambre), aparecen en detalle los resultados obtenidos para cada una de las muestras ensayadas.

5.4 ENSAYOS DE TRACCIÓN DIRECTA SOBRE MUESTRAS DE MALLA TECCO G-65

Este ensayo tiene como objetivo la determinación de las características mecánicas, curva esfuerzo-deformación, módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson, en condiciones de carga a tracción directa, para *las mallas TECCO Mesh G-65 con diámetros de alambre de 3 y 4 milímetros*. Los ensayos a tracción directa se realizarán en la dirección principal de carga de la malla “y” (diagonal mayor del rombo) y en la dirección ortogonal “x” (diagonal menor del rombo).

Teniendo en cuenta los modelos físico-matemáticos desarrollados en capítulos anteriores, los parámetros de carga-deformación, módulo de elasticidad y coeficientes de Poisson de la membrana, deberán ser obtenidos con condiciones de ensayo de laboratorio tales que simulen el estado tenso-deformacional a que estará sometida la membrana según las hipótesis de trabajo de cada modelo.

En las condiciones del modelo unidireccional (Modelo “y”), la membrana puede deformarse solamente en la dirección principal “y”. En la dirección transversal “x” la deformación es nula debido a que la membrana se considera infinita transversalmente. Para simular estas condiciones en el ensayo de laboratorio las muestras se ensayarán a tracción directa longitudinal (Dirección “y”) con arriostamiento lateral de la muestra.

El dispositivo de ensayo estará formado por dos sujeciones transversales a la dirección de carga, una fija y otra móvil, en la cual se aplicará la tracción en el plano de la membrana. Lateralmente la malla se arriostrará de forma tal, que tenga impedido el desplazamiento en el sentido transversal de la carga, pero no en el sentido de aplicación. Los valores de carga y de deformación serán captados por un dispositivo de medición que registre de forma continua y simultánea las magnitudes de la carga aplicada y la deformación de la malla.

En las condiciones del modelo bidireccional (Modelo “x-y”), la membrana se deformará en las direcciones “x” e “y”. Para poder determinar los parámetros resistentes de la membrana en estas direcciones es necesario ensayar las muestras a tracción directa longitudinal (Dirección “y”) y transversal (Dirección “x”), ambas con arriostramiento lateral de la muestra.

En este modelo la malla trabaja simultáneamente en dos direcciones, siendo la dirección de mayor rigidez la que controla el estado deformacional. Por esta razón, para determinadas condiciones de carga distribuida, la deformación unitaria de la membrana en las direcciones “x” e “y” serán diferentes. Para poder estudiar el comportamiento de la malla en condiciones de trabajo, es necesario medir simultáneamente el estado de carga en ambas direcciones.

Para medir la carga de trabajo en la dirección transversal a la aplicación principal de la carga, será necesario introducir un dispositivo de medición entre el arriostre lateral y el borde de la muestra.

Los tipos de ensayos que se han realizado, así como los parámetros que se obtendrán como resultados de estas pruebas de laboratorio, se enumeran a continuación:

- Ensayo de tracción directa longitudinal.
Gráfico carga-deformación.
Carga de rotura a tracción directa en la dirección principal (σ_y)
Módulo de elasticidad de la malla en la dirección principal (E_{yc})

- Tracción directa longitudinal con instrumentación lateral.
Gráfico carga por malla - deformación longitudinal.
Gráfico carga por malla - carga longitudinal.

- Ensayo de tracción directa transversal.
 Gráfico carga-deformación.
 Carga de rotura a tracción directa en la dirección secundaria (σ_x)
 Módulo de elasticidad de la malla en la dirección secundaria (E_{xc})

- Tracción directa transversal con instrumentación lateral.
 Gráfico carga por espira - deformación transversal.
 Gráfico carga por espira - carga transversal.

5.4.1 CÁLCULO DEL TAMAÑO DE LOS PAÑOS Y ESTIMACIÓN DE LA CARGA DE ROTURA DE LAS MUESTRAS.

Para el diseño del equipamiento para la realización de los ensayos de tracción directa es necesario conocer inicialmente el tamaño de las muestras a ensayar, así como estimar la carga que deberán soportar los diferentes elementos del sistema en el momento de rotura de las mallas ensayadas.

Ancho de la muestra. Se tomará 1,0 m como ancho nominal de las muestras para los ensayos de tracción directa. Para cada caso el ancho real dependerá de la geometría de la malla y del número entero de espiras o mallas que proporcionen un valor inmediatamente superior a un metro de ancho.

Longitud de la muestra. Si consideramos la malla TECCO Mesh 65 colocada sobre un talud, todas las espiras de un paño llegarán a la parte lateral del mismo, donde se une con el paño adyacente o con un cable de cierre perimetral. Por tanto, para tener en cuenta el efecto de los bordes laterales en la rigidez de la malla, para la ejecución del ensayo, se tomaron longitudes de muestras tal que todas las espiras tengan el inicio en una de las fijaciones en el sentido de carga y el extremo en un borde lateral.

Ensayo de Tracción Directa	Ancho	Largo
Longitudinal	13 espiras (1079 mm)	7 mallas (1001 mm)
Transversal	7 mallas (1001 mm)	7 espiras (581 mm)

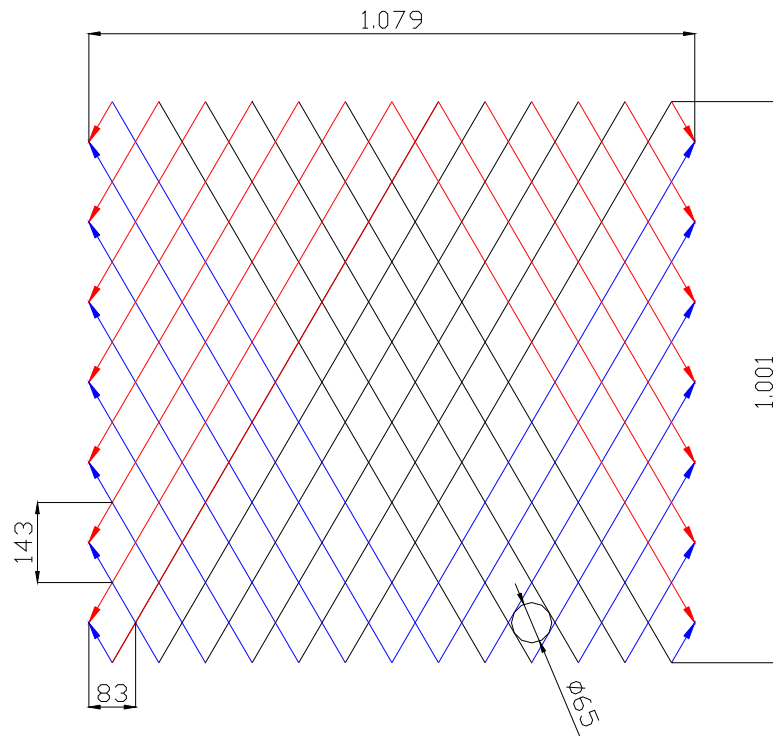


Figura 5-4 Muestra para ensayo de tracción directa longitudinal

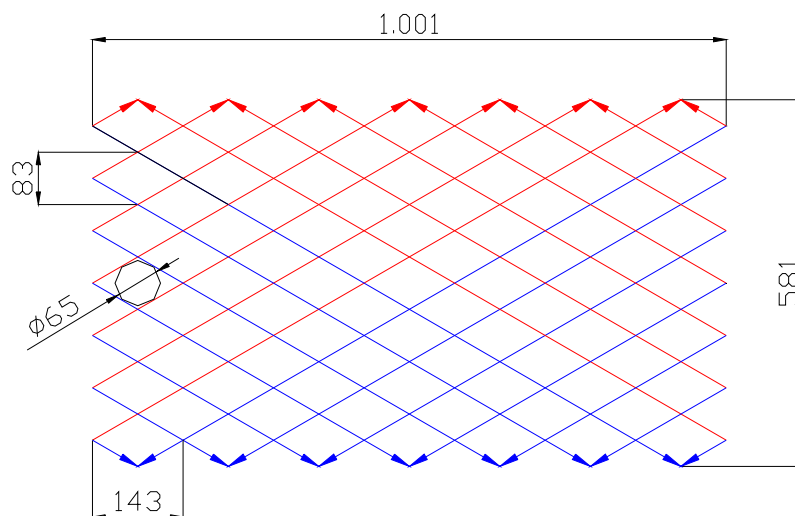


Figura 5-5. Muestra para ensayo de tracción directa transversal

Aparte de las muestras indicadas anteriormente, también se utilizarán tamaños de muestra de largo menor (7 mallas / 3 espiras), para evaluar el efecto de la condición de borde en los resultados de los valores de resistencia a la tracción directa y compararlos con las series de ensayos realizados recientemente en FATZER AG. sobre muestras de idénticas dimensiones.

Teniendo en cuenta que el ancho de las muestras difiere de la anchura nominal, la resistencia a tracción directa longitudinal de la malla TECCO Mesh G-65 por metro de ancho deberá ser afectada por un factor de corrección (K_y), el cual será:

$$K_y = \frac{1000}{1079} = 0.9268$$

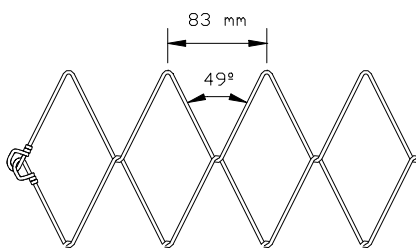
$$\sigma_y = 0.9268 \times \sigma_{Y \text{ ENSAYO}} \quad (kN / m)$$

Cuando el ensayo se realiza a tracción directa transversal, la resistencia a tracción será:

$$\sigma_x = \sigma_{X \text{ ENSAYO}} \quad (kN / m)$$

Estimación de la carga de rotura de las muestras.

Una vez calculado el tamaño de muestra necesario, es necesario estimar la carga que va a soportar para el dimensionamiento de los equipos a emplear.



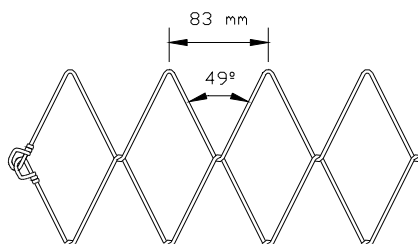
Número de espiras por metro (n):	12 Uds.
Diámetro nominal del alambre (ϕ):	3 mm.
Area de acero (A):	7,07 mm ² .
Resistencia del alambre (R_A):	1.770 N/mm ²
Carga de rotura por alambre (A x R_A):	12.511 N

Carga de rotura a tracción directa estimada:

$$\sigma_{Y \text{ Calculada}} = n * R_A * A * 2 * \cos(24.5) = 273 \text{ kN}$$

Aplicando un factor de corrección por la pérdida de resistencia del alambre al doblarse sobre su mismo diámetro, se obtiene:

$$\sigma_{Y \text{ Lab}} = \sigma_{Y \text{ Calculada}} * 0,60 = 164 \text{ kN}$$



Número de espiras por metro (n):	12 Uds.
Diámetro nominal del alambre (ϕ):	4 mm.
Area de acero (A):	12,57 mm ² .
Resistencia del alambre (R_A):	1.770 N/mm ²
Carga de rotura por alambre ($A \times R_A$):	22.242 N

Carga de rotura a tracción directa estimada:

$$\sigma_{Y \text{ Calculada}} = n * R_A * A * 2 * \cos(24.5) = 485 \text{ kN}$$

Aplicando un factor de corrección por la pérdida de resistencia del alambre al doblarse sobre su mismo diámetro, se obtiene:

$$\sigma_{Y \text{ Lab}} = \sigma_{Y \text{ Calculada}} * 0,60 = 290 \text{ kN}$$

En las siguientes tablas se describen las diferentes series (Tipos de ensayos) que se realizaron en el aparato de tracción directa sobre la membrana (TECCO Mesh G-65):

Tipo de ensayo	Descripción del ensayo ($\phi = 3 \text{ mm}$)	Nº muestras
I	Ensayo a tracción directa longitudinal sobre muestras de 13 espiras x 7 mallas, sin instrumentación lateral	3
II	Ensayo a tracción directa longitudinal sobre muestras de 13 espiras x 7 mallas, con instrumentación lateral	3
III	Ensayo a tracción directa longitudinal sobre muestras de 13 espiras x 3 mallas, sin instrumentación lateral.	3
IV	Ensayo a tracción directa transversal sobre muestras de 7 mallas x 7 espiras, sin instrumentación lateral	3
V	Ensayo a tracción directa transversal sobre muestras de 7 mallas x 7 espiras, con instrumentación lateral	3
VI	Ensayo a tracción directa transversal sobre muestras de 7 mallas x 3 espiras, sin instrumentación lateral.	3

Tipo de ensayo	Descripción del ensayo ($\phi = 4 \text{ mm}$)	Nº muestras
I	Ensayo a tracción directa longitudinal sobre muestras de 13 espiras x 7 mallas, sin instrumentación lateral	3
II	Ensayo a tracción directa longitudinal sobre muestras de 13 espiras x 7 mallas, con instrumentación lateral	3
IV	Ensayo a tracción directa transversal sobre muestras de 7 mallas x 7 espiras, sin instrumentación lateral	3
V	Ensayo a tracción directa transversal sobre muestras de 7 mallas x 7 espiras, con instrumentación lateral	3

Tipo de ensayo	Descripción del ensayo	Nº muestras
VII	Ensayo a tracción directa transversal sobre dos paños de malla de 7 mallas x 3 espiras, unidos por grapas metálicas.	3
VIII	Ensayo a tracción directa transversal sobre dos paños de malla de 7 mallas x 3 espiras, unidos por un cable entrelazado.	3

5.4.2 DESCRIPCIÓN DE LA INSTALACIÓN.

El ensayo se realizó en un bastidor diseñado para tal efecto y construido con perfiles de acero (Figura 5-6).

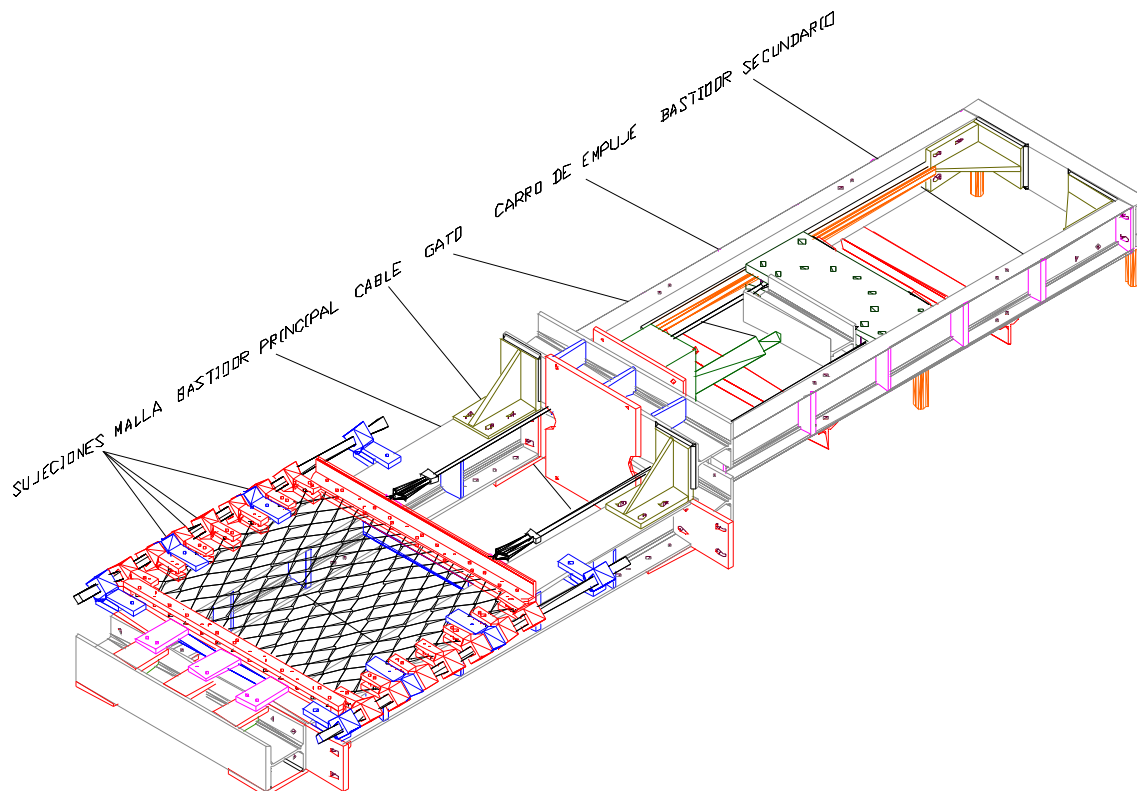


Figura 5-6. Vista general del bastidor sin instrumentación lateral

Dicho bastidor consta de cuatro partes fundamentales:

- I. *Elementos de sujeción de la malla*¹. La malla se fija en un extremo, en la dirección de tracción, a un yunque que está fijado al bastidor principal y en el extremo opuesto a otro yunque móvil que desliza sobre el bastidor. Para evitar deformaciones laterales, que proporcionarían resultados engañosos de los ensayos, la malla se arriestra lateralmente mediante unas deslizaderas que corren por ambos lados por dos ejes macizos, los cuales van sujetos al bastidor principal por medio de dos piezas especiales. Dependiendo del tipo de ensayo,

¹ Elementos de sujeción de la malla facilitados por FATZER AG.

cuando la separación entre deslizaderas sea lo suficientemente amplia, se colocará una deslizadera auxiliar que rodará mediante un cojinete por el canto del perfil, para eliminar la flexión del eje. (Figura 5-7).

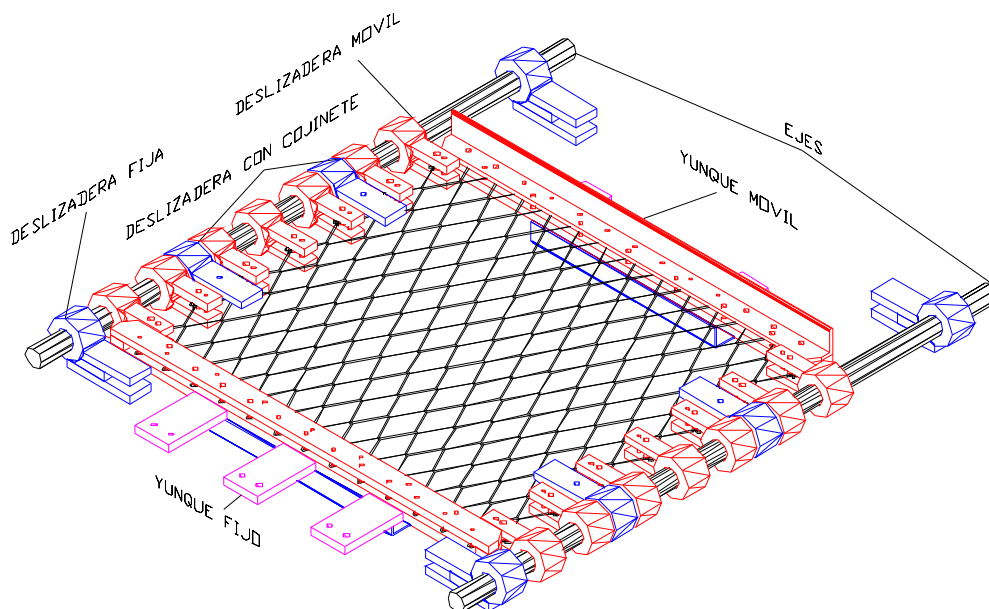


Figura 5-7. Elementos de sujeción de la malla

- II. *Bastidor principal*, consta de dos hastiales principales, (I y II), otro hastial auxiliar (III), un pie y una cabeza. Todas las piezas han sido construidas con perfiles laminados HEB-200 y provistas de elementos rigidizadores en ambos lados para evitar deformaciones por torsión del bastidor autoportante. La cabeza y el pie se unen a los hastiales mediante platabandas soldadas a estos últimos con taladros sesgados para facilitar el ajuste de las piezas en el montaje.

El bastidor principal fue provisto de un hastial auxiliar que se utilizó para desplazar el eje lateral y obtener el espacio necesario para la colocación de los elementos de medición para la instrumentación lateral, como se explicará más adelante. (Figura 5-8).

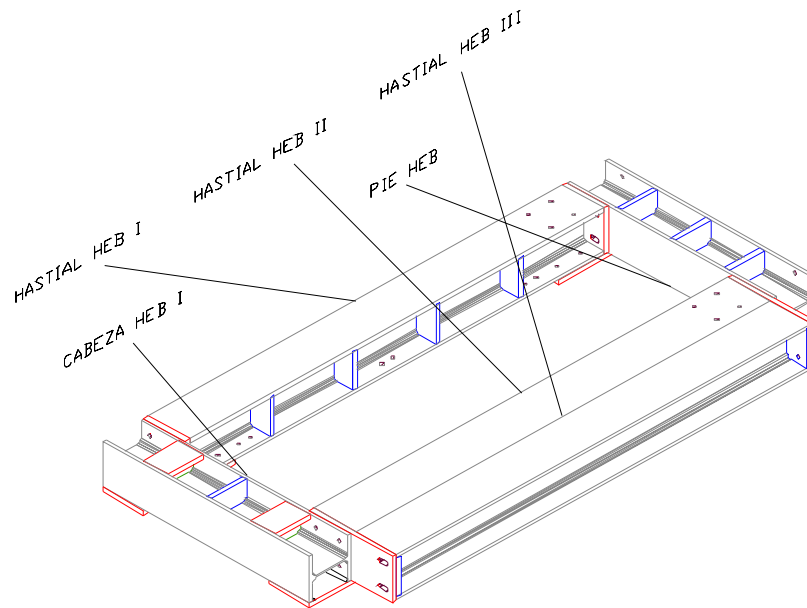


Figura 5-8. Bastidor Principal

III. *Bastidor secundario*, está formado por dos hastiales UPN-120, un pie UPN-120 y una cabeza HEB-200. En los hastiales se ha soldado un cuadradillo de 40 x 40 x 4, sobre el que deslizará el cuadro de empuje. Los hastiales llevan soldados rigidizadores y se unen a la cabeza y el pie por medio de platabandas soldadas, las cuales llevan unos taladros sesgados. En la cabeza se han soldado unos cartabones que se atornillarán a los hastiales I y II del bastidor principal para solidarizar ambos. (Figura 5-9).

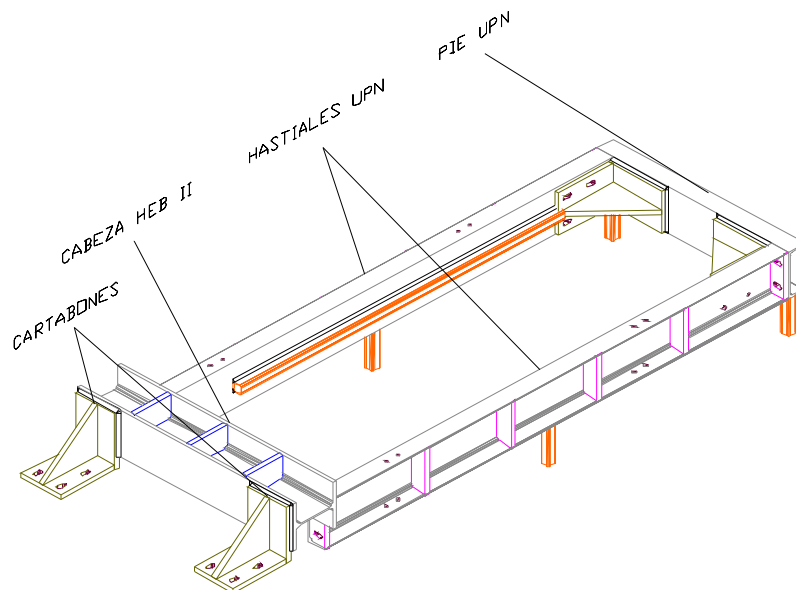


Figura 5-9. Bastidor secundario

- IV. *Carro de empuje.* El carro de empuje deslizará sobre los cuadradillos soldados a los hastiales del bastidor secundario. Está formado por dos platabandas con unos ejes y casquillos interiores colocados en forma de semicircunferencia para garantizar el deslizamiento del cable de tracción y con un diámetro tal que asegure el tiro paralelo y simultáneo desde los dos puntos de sujeción del cable al yunque móvil (Figura 5-10). En el lado de empuje del gato se ha soldado un perfil HEB-140, al cual se acopla la rótula de apoyo de la célula de carga, ubicada entre el carro de empuje y la cabeza del gato.

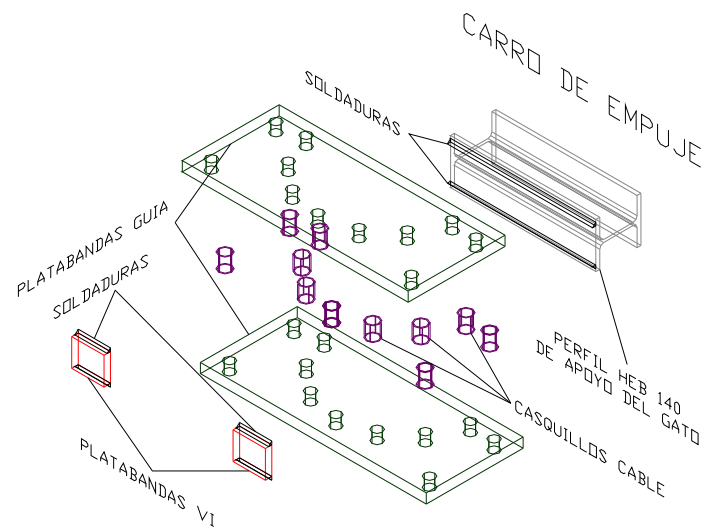


Figura 5-10. Despiece del carro de empuje visto por detrás.

- V. *Instrumentación lateral.* Los ensayos de tracción directa con instrumentación lateral se ejecutaron utilizando el equipo anteriormente descrito, con la introducción de algunas modificaciones que permiten el desplazamiento lateral de un eje para la colocación de los elementos de medición. Para la medición de la carga transversal en cada espira o malla se colocaron unas piezas (bielas) diseñadas para conectar la malla al eje lateral (Figura 5-12).

Para el soporte del eje lateral desplazado, el equipo de medición fue provisto de un hastial complementario que permite desplazar el eje lateral y enganchar a través de las bielas la malla a las deslizaderas. (Figura 5-11).

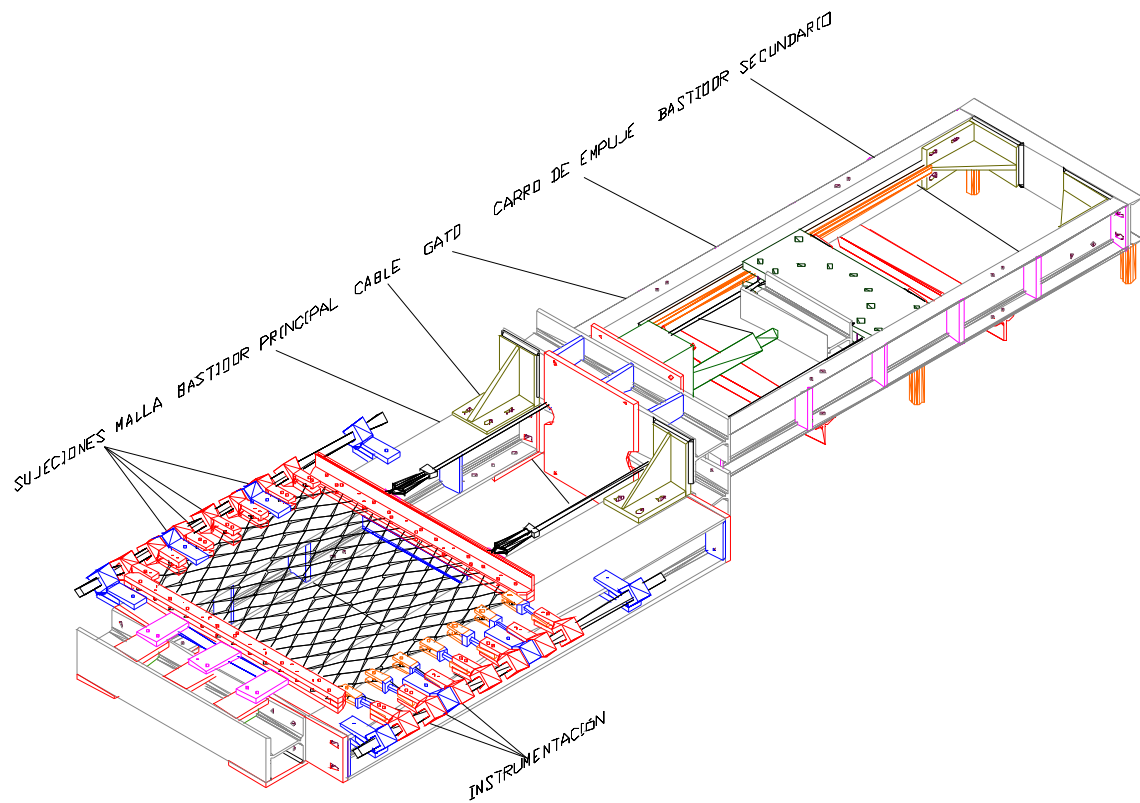


Figura 5-11. Vista general del bastidor con instrumentación lateral

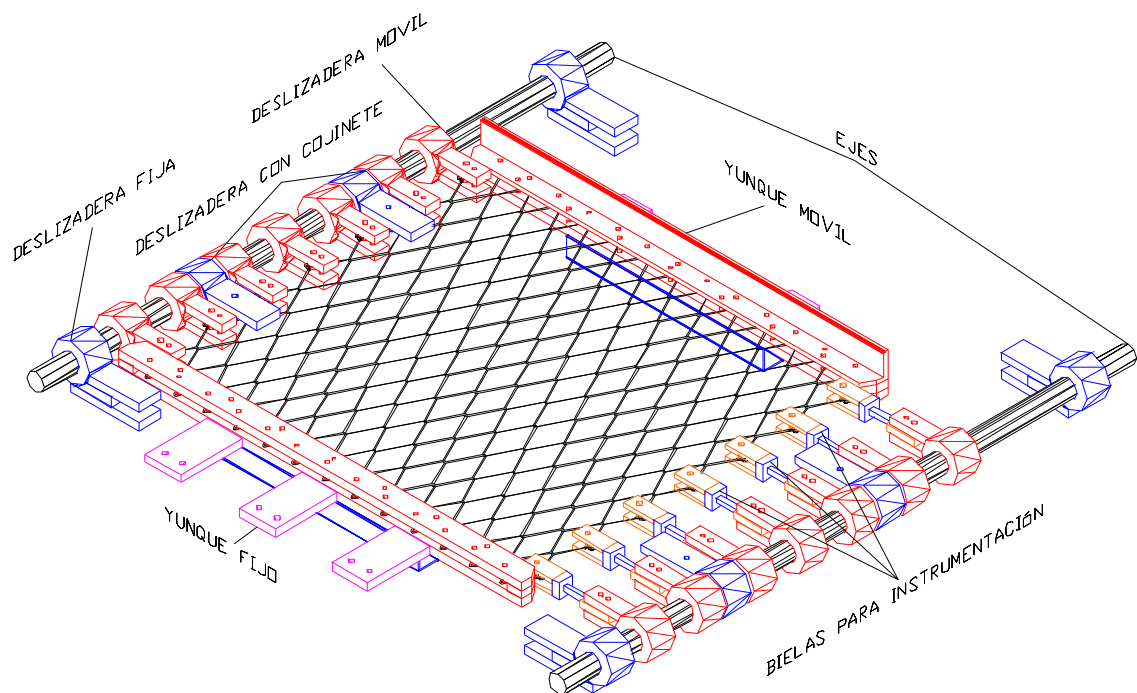


Figura 5-12. Elementos de sujeción de la malla y bielas para instrumentación

El centro de estas bielas está formado por un cuadradillo de 1,3 mm de lado, en cada cara, del cual se pegaron dos bandas extensométricas, una longitudinal y otra transversal para corregir posibles flexiones, y así poder medir la tensión en la dirección del eje de la biela (Figura 5-13).



Figura 5-13. Calibración de las bielas y detalle de la instrumentación

En el Anexo N° 2 (Planos), se adjuntan los planos en detalle de todos los elementos fabricados para el montaje de la instalación autoportante para la ejecución de los ensayos a tracción directa.

5.4.3 *FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA*

La muestra correspondiente a un paño de malla se coloca sobre el bastidor principal mediante los elementos de sujeción diseñados para tal función, los cuales permiten su instalación con la dirección principal en el sentido de la tracción (ensayo de tracción directa longitudinal) y con la dirección secundaria en el sentido de la tracción (ensayo de tracción directa transversal). El yunque móvil lleva enganchado un cable que pasará entre el pie y la

cabeza de los bastidores principal y secundario, respectivamente, y se introducirá entre las platabandas del carro de empuje y sobre sus casquillos. El cable se volverá a pasar entre la cabeza y el pie de los bastidores para enganchar esta punta en otro enganche del yunque móvil. Un gato se apoyará en el pie y la cabeza de los bastidores principal y secundario respectivamente, de tal forma que su eje quede a la misma cota que la malla. El gato conectado a un grupo hidráulico de presión empujará el carro sobre el perfil HEB-120, el cual tirará del cable y, a su vez, este del yunque móvil y de la malla.

Todos los elementos con partes deslizantes han sido engrasados adecuadamente, para disminuir al máximo la fricción. Tanto el bastidor principal como el secundario han sido sobredimensionados para evitar deformaciones permanentes por torsión o flexión producidas por los ciclos de carga de los diferentes ensayos.

5.4.4 *EQUIPAMIENTO EMPLEADO EN LA MEDICIÓN.*

Medición de la deformación de la muestra. Para la medición de la elongación de la muestra durante el ensayo se empleó un medidor de hilo tipo (ASM Positionssensoren. Ref. WS16-1250-420A-L10. N° Serie 20001363342. Certificado por BAREMO “CH-9405”) con un recorrido de 1250 mm. Este medidor va sujeto al yunque fijo y el extremo del hilo al yunque móvil. La señal emitida por el medidor es recogida por un captador digital que la transfiere a un módulo acondicionador de señal Solartron modelo 35951 B, el cual a su vez la envía al ordenador para su registro (Figura 5-14).

Medición de la carga de la muestra. Para la medición de la carga aplicada por el gato se empleó una célula de carga. La señal emitida por la célula de carga es recogida por un captador digital que la transfiere a un módulo acondicionador de señal Solartron modelo 35951 B, el cual a su vez la envía al ordenador para su registro (Figura 5-14).

Medición de la carga transversal en cada espira o malla. Para la medición de la carga aplicada en cada espira o malla se instrumentaron las bielas con bandas extensométricas. La señal emitida por estas bandas es recogida por un captador digital que la transfiere a un módulo acondicionador de señal Solartron modelo 35951 C, el cual a su vez compensa la lectura de las ocho bandas enviando al ordenador un registro único para cada una de las bielas (Figura 5-14).



Figura 5-14. Instalación empleada para la medición

1. Sistema hidráulico.
2. Captador digital de la señal del medidor de hilo.
3. Módulo acondicionador de señal Solartron modelo 35951 B.
4. Ordenador para registro de datos.
5. Captador digital de la señal de la célula de carga.

En el Anexo N° 3 (Empleo de las técnicas de medición extensométrica), se tratan en detalle todos los aspectos relacionados con el procedimiento de medición mediante el empleo de bandas extensométricas de resistencia eléctrica.

5.4.5 RESULTADO DE LOS ENSAYOS

Los ensayos de Tracción Directa han sido realizados en el Laboratorio de Estructuras (LABEST) de la E.T.S.I. de Caminos Canales y Puertos de la Universidad de Cantabria entre los días 6 y 22 de noviembre de 2000.

Durante todo el trabajo se hará referencia a los valores del módulo de elasticidad del material, sin embargo, con relación a este valor es necesario hacer las siguientes aclaraciones:

- La malla TECCO G-65 se comporta como un material elastoplástico, debido a que durante el proceso de carga se produce un aplastamiento de las espiras y una variación de la geometría del rombo, por lo que la componente deformacional tiene una parte plástica importante.
- Los valores calculados del módulo de elasticidad, en realidad representan valores de módulo de deformación “Módulo secante de la curva carga-deformación”. De todas formas, se utilizará el término módulo de elasticidad definido como un módulo de deformación, ya que los análisis se realizarán en un solo ciclo de carga y su modelación matemática se ha realizado con la ayuda de las ecuaciones de la teoría de la elasticidad.
- A los efectos de la determinación del “módulo de elasticidad” ya sea longitudinal o transversal, la malla se considera como una membrana continua, sin embargo, la variación de la geometría hace que el “material resultante” cambie sus propiedades mecánicas a lo largo del ciclo de carga, por lo que los módulos del material no serán constantes en todo el intervalo de carga del ensayo, ni tampoco los valores de los coeficientes de Poisson.

□ Ensayos de Tracción Directa Longitudinal. Malla TECCO G-65 ($\phi=3$ mm)

Los resultados de los ensayos Tipo I y II de carga-deformación, realizados en el aparato de tracción directa longitudinal con arriostramiento lateral, se analizan conjuntamente, debido a que la única diferencia entre ambos consiste en la medición de la carga lateral de las mallas. De esta forma, este ensayo consta de seis muestras idénticas, las cuales aparecen en las gráficas siguientes (Figura 5-15 y Figura 5-16).

Las curvas se han representado utilizando directamente los valores registrados por el ordenador durante la realización de los ensayos. La sensibilidad de los equipos de medición empleados es muy alta, con lo cual la aparición de errores accidentales en la medición puede descartarse, dando lugar a resultados de diferentes ensayos con muy poca dispersión.

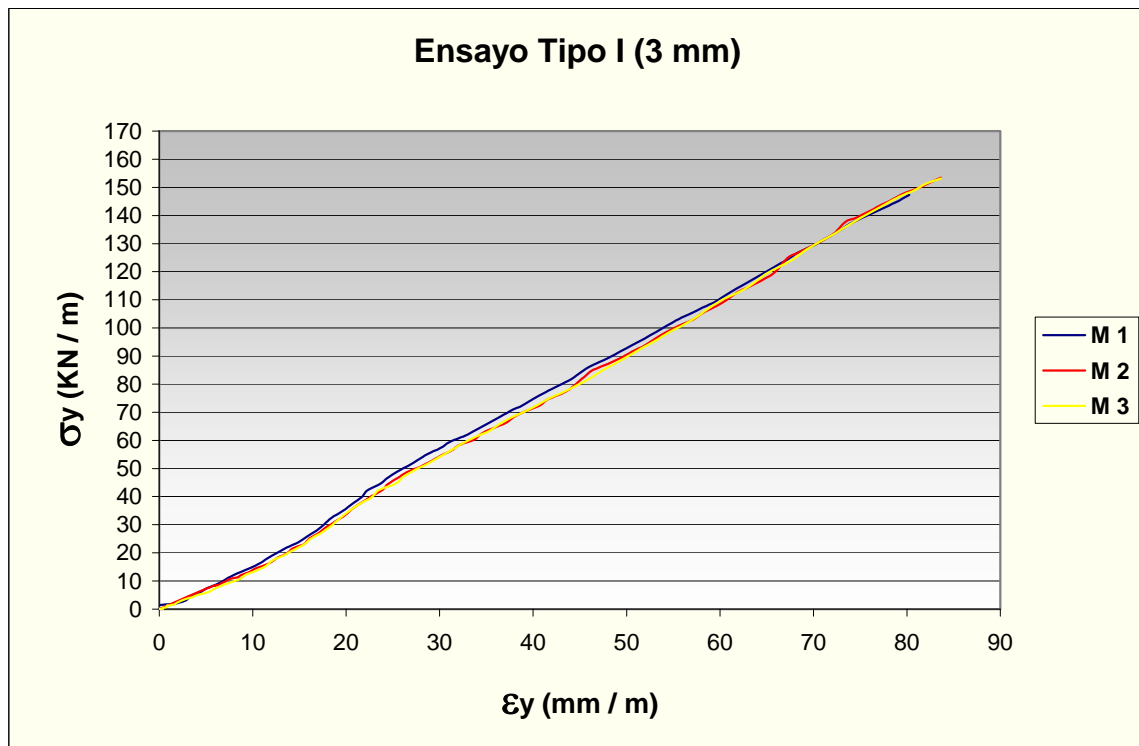


Figura 5-15. Ensayo de tracción directa longitudinal sin instrumentación lateral.

Como se puede observar, para valores de carga pequeños (0 – 10 kN), la malla se está acomodando a las condiciones de anclaje del aparato de ensayo. A partir de los 10 kN y hasta los 50 kN, la pendiente de la curva es continua y de aquí hasta la carga de rotura la pendiente disminuye debido a la pequeña deformación que introducen los nudos de remate de los bordes de la malla.

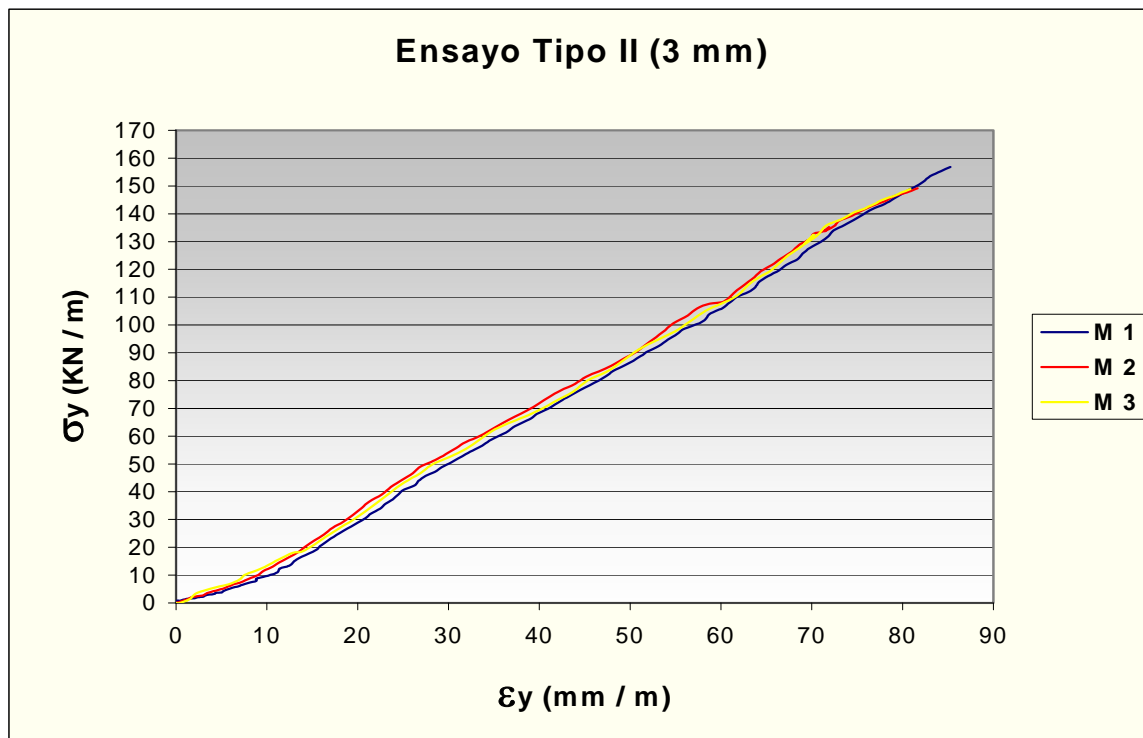


Figura 5-16. Ensayo de tracción directa longitudinal con instrumentación lateral

Los valores en el momento de la rotura, quedan recogidos en la siguiente tabla:

Tipo de Ensayo ($\phi=3$ mm)	Muestra Nº	Deformación Unitaria, ϵ_y (mm/m)	Carga de Rotura, σ_y (kN/m)
I	1	78,15	147,30
	2	83,57	153,41
	3	83,56	153,18
II	1	85,17	156,84
	2	85,57	149,15
	3	86,77	148,85
Valor Medio		83,80	151,46

Tomando como factor de seguridad para la carga el valor de 1,67, el valor de la carga de trabajo a tracción directa longitudinal de la malla de 3 mm será:

$$\sigma_{yTrabajo} = \frac{\sigma_{yRotura}}{FS} = \frac{151,46}{1,67} \approx 90 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{yTrabajo} \approx 90 \text{ kN/m}$$

Módulo de elasticidad.

Para la determinación del módulo de elasticidad confinado en la dirección principal de la malla (E_{yc}), se han agrupado los resultados de los seis ensayos en un solo registro de datos, los cuales se representan en el siguiente gráfico (Figura 5-17).

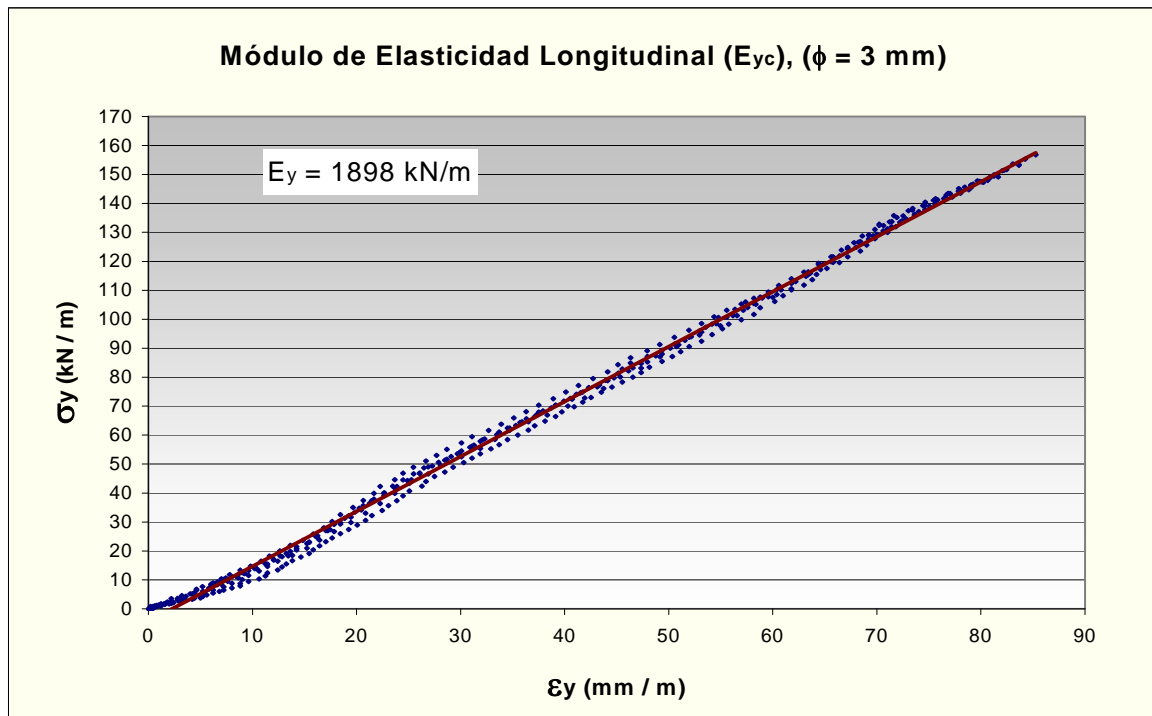


Figura 5-17. Módulo de elasticidad en la dirección principal “y”

El módulo de elasticidad obtenido se corresponde con el valor del módulo confinado, el cual se puede emplear directamente en la modelación matemática del comportamiento del material en las condiciones de trabajo del modelo unidireccional “Modelo y”. Aunque el valor del módulo de elasticidad cambia alrededor de los 50 kN, se puede decir que éste permanece constante durante el resto del ciclo de carga, por lo que se tomará el valor que mejor representa los valores medios de tensión de la malla.

Al conjunto de puntos se le ajustó una recta obteniéndose:

$$E_{yc} \approx 1.898 \text{ kN / m}$$

Ensayo de tracción directa longitudinal con muestras de 3 mallas de largo.

Este ensayo fue realizado con el objetivo de verificar la influencia del tamaño de la muestra en los resultados. En la siguiente gráfica (Figura 5-18) se han representado los valores registrados en los ensayos de las tres muestras del ensayo Tipo III.

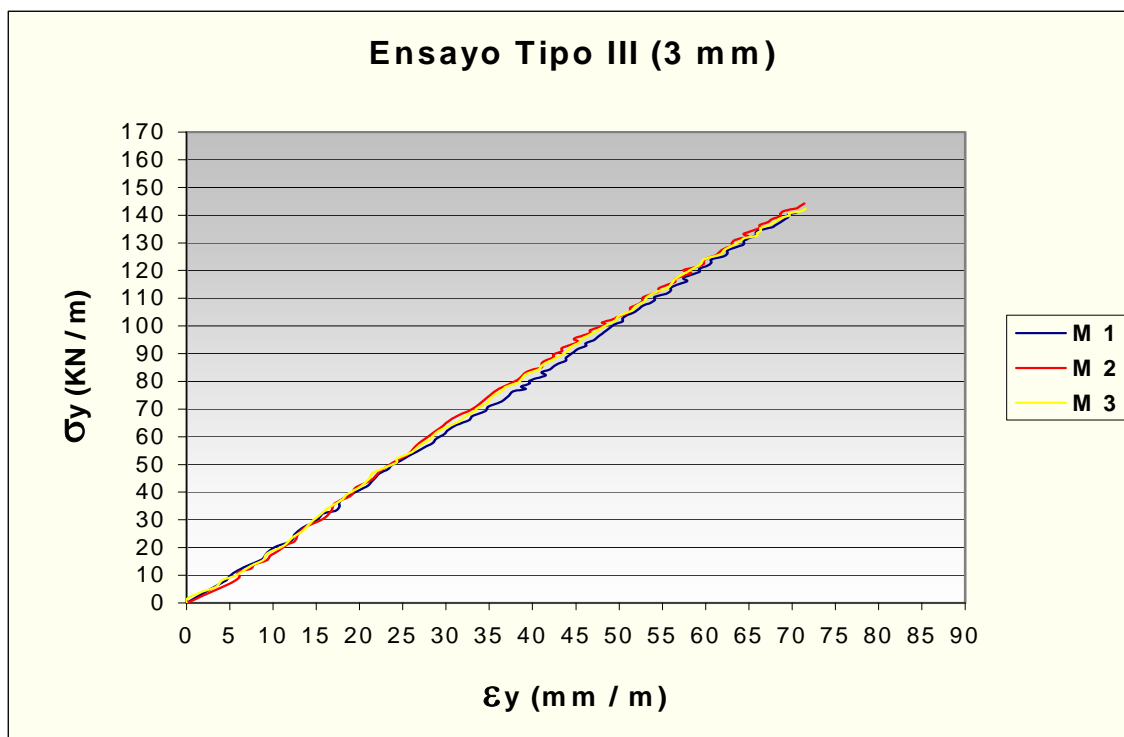


Figura 5-18. Ensayo de tracción directa longitudinal (largo de 3 mallas)

Los valores en el momento de la rotura, quedan recogidos en la siguiente tabla:

Tipo de Ensayo ($\phi=3$ mm)	Muestra Nº	Deformación Unitaria, ϵ_y (mm/m)	Carga de Rotura, σ_y (kN/m)
III	1	70,49	140,93
	2	71,43	144,25
	3	71,54	142,30
Valor Medio		71,15	142,49

La carga de rotura media obtenida es un 6,3 % más baja que la obtenida con la muestra de diseño y la deformación unitaria es un 17,7 % menor, por lo que el módulo de elasticidad resultante será superior al obtenido anteriormente.

Coefficiente de Poisson μ_{yx}

Para la determinación del coeficiente de Poisson, se registraron simultáneamente con los valores de carga y deformación en la dirección principal de la malla, los valores de carga transversal correspondientes a cada malla del borde de la muestra.

En el siguiente gráfico (Figura 5-19) se representa un ejemplo de los resultados registrados para la instrumentación lateral correspondientes a la muestra 1 del Ensayo Tipo II. El resto de los valores están recogidos en el Anexo N° 5 (Resultado de los ensayos de tracción directa de la membrana TECCO® Mesh G-65)

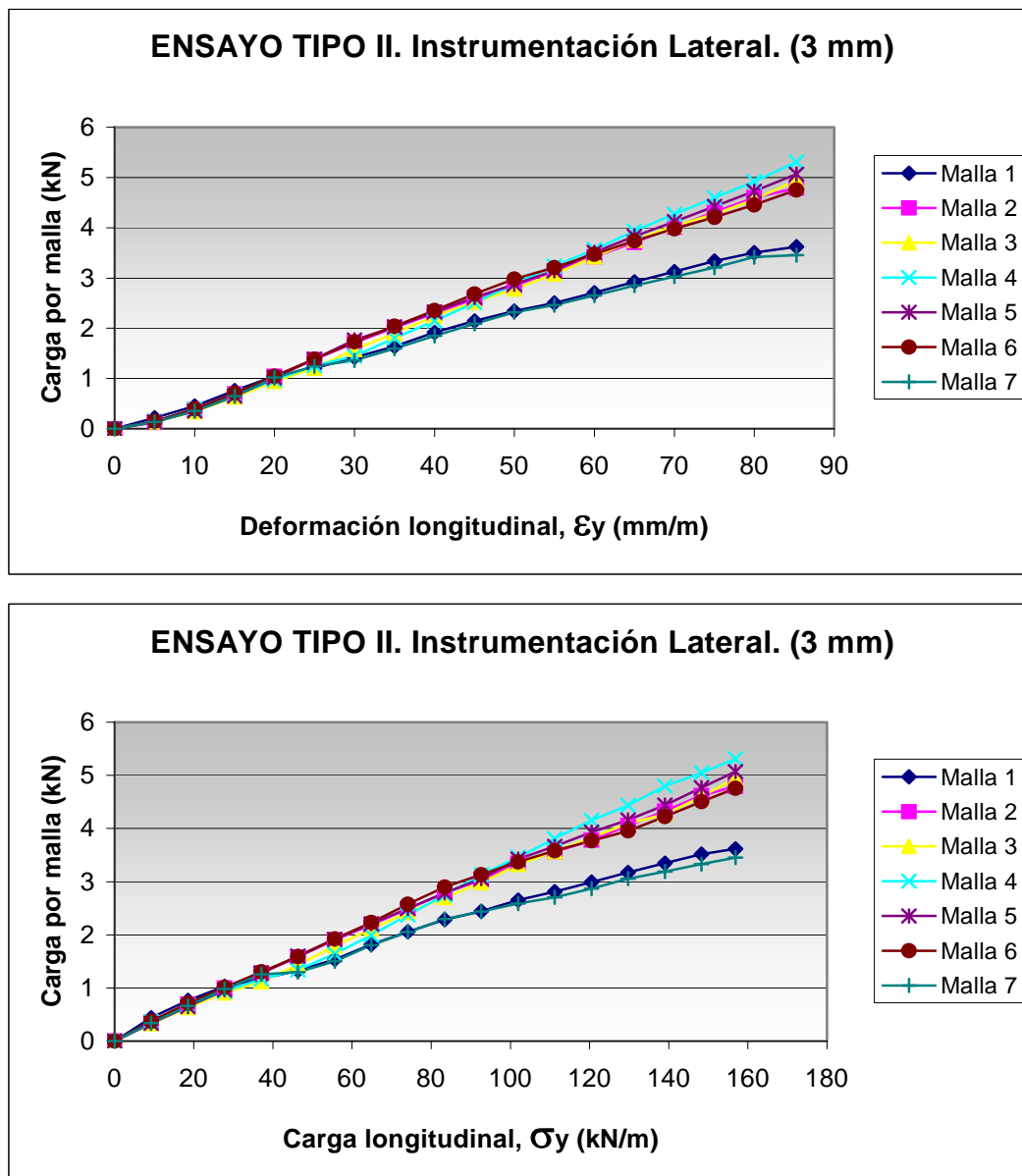


Figura 5-19. Valores de la instrumentación lateral para tracción directa longitudinal. El coeficiente de Poisson se obtiene de la relación

$$\mu_{yx} = \frac{\sigma_x}{\sigma_y}$$

Teniendo en cuenta que la longitud de la muestra es de un metro, los valores de σ_x (kN/m) se obtienen sumando la carga registrada en cada una de las siete mallas instrumentadas para cada escalón de carga longitudinal (σ_y). Los valores que aparecen recogidos en la siguiente tabla son el promedio de las tres muestras ensayadas.

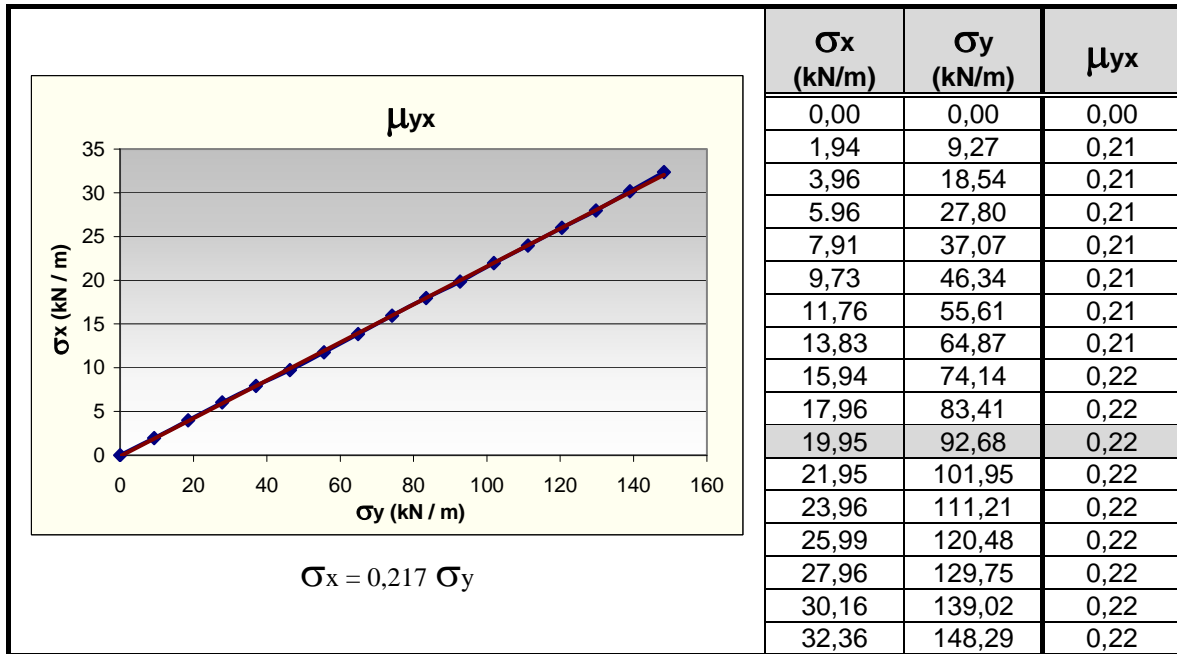


Figura 5-20. Coeficiente de Poisson ensayo tracción directa longitudinal.

El coeficiente de Poisson prácticamente no varía a lo largo del ensayo (Figura 5-20). Si se representan en una gráfica los valores correspondientes a (σ_x v.s. σ_y) y se ajusta una recta, se obtiene:

$$\mu_{yx} = 0,217$$

- Ensayos de Tracción Directa Transversal. Malla TECCO G-65 ($\phi=3$ mm)

Los resultados de los ensayos Tipo IV y V de carga-deformación, realizados en el aparato de tracción directa transversal con arriostramiento lateral, se analizan conjuntamente, debido a que la única diferencia entre ambos consiste en la medición de la carga lateral de las espiras. De esta forma, este ensayo consta de seis muestras idénticas, las cuales aparecen en las gráficas siguientes (Figura 5-21 y Figura 5-22).

Las curvas se han representado utilizando directamente los valores registrados por el ordenador durante la realización de los ensayos.

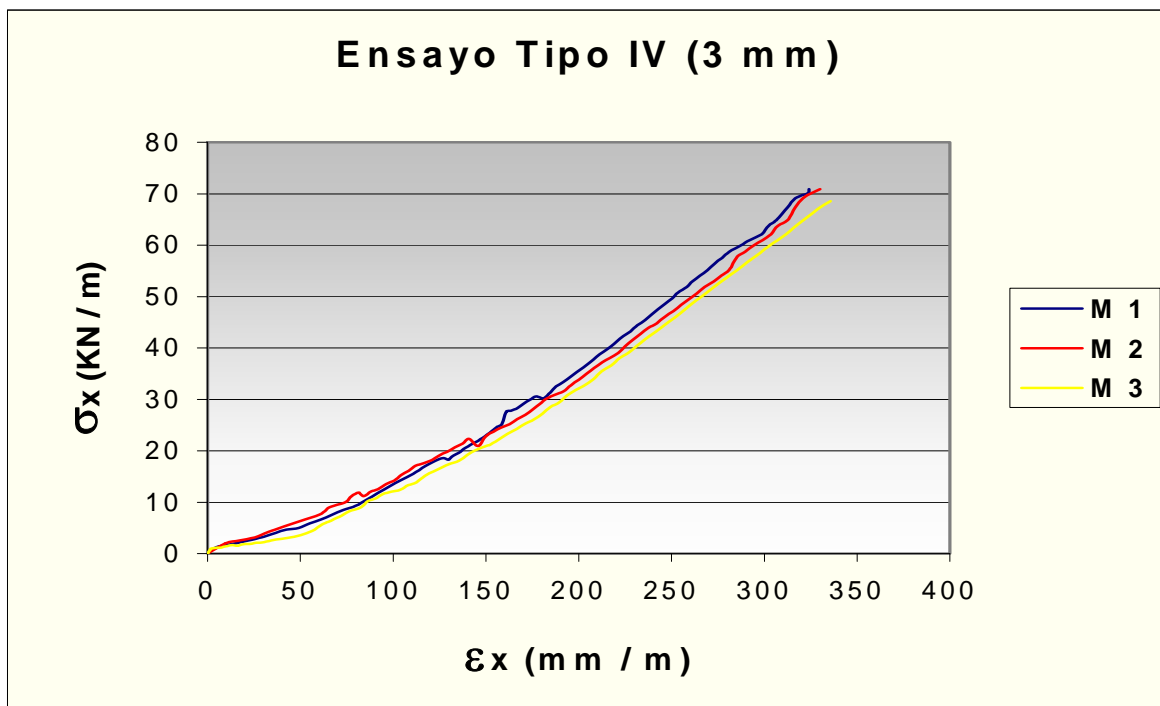


Figura 5-21. Ensayo de tracción directa transversal sin instrumentación lateral.

Debido a la variación de la geometría de la malla durante la realización del ensayo, los valores de carga de deformación no varían de forma lineal, produciéndose un incremento de la rigidez de la muestra en la medida que se elonga la misma. Esto se debe a un incremento de la magnitud de la diagonal menor del rombo con la consecuente variación de los ángulos de los rombos de la malla. Esto produce un incremento relativo de la resistencia a tracción directa en la dirección transversal de la malla debido a un incremento de la proyección de las tensiones de los alambres en esta dirección.

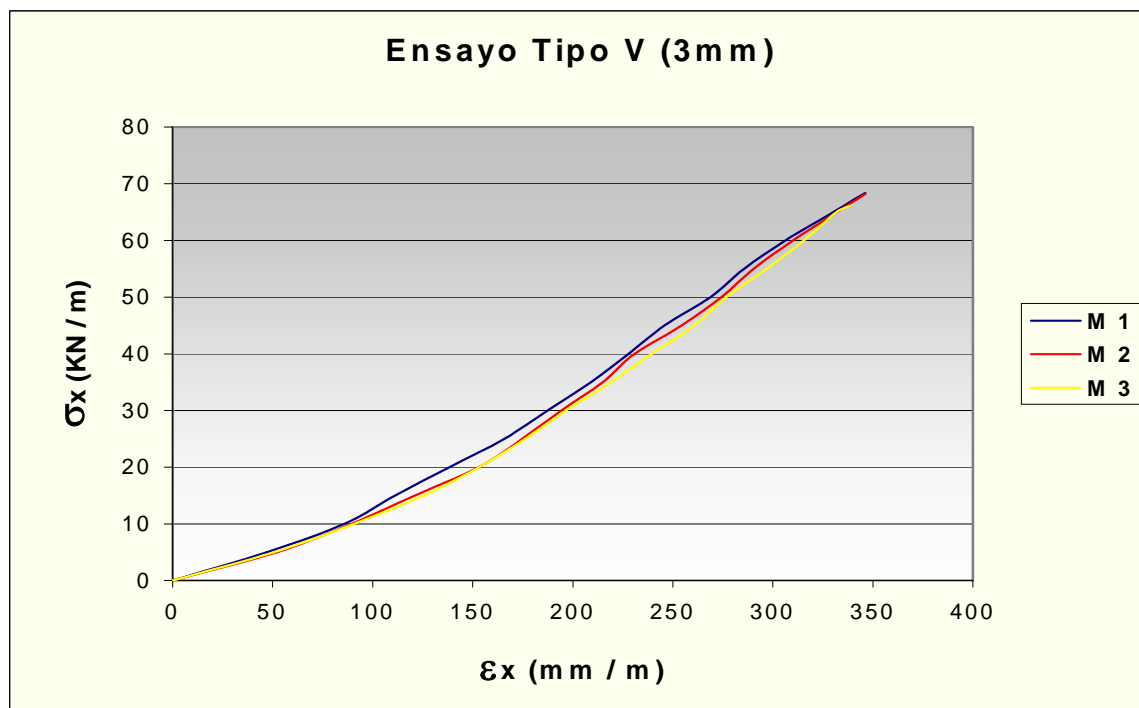


Figura 5-22. Ensayo de tracción directa transversal con instrumentación lateral.

Los valores en el momento de la rotura, quedan recogidos en la siguiente tabla:

Tipo de Ensayo ($\phi=3$ mm)	Muestra Nº	Deformación Unitaria, ϵ_x (mm/m)	Carga de Rotura, σ_x (kN/m)
IV	1	311,82	70,87
	2	333,53	70,92
	3	357,01	68,57
V	1	342,17	68,40
	2	346,30	68,25
	3	353,56	66,14
Valor Medio		340,73	68,86

La carga de rotura transversal no se utiliza como parámetro de diseño; no obstante, para obtener un valor comparativo, utilizando un factor de seguridad 1.67 para la carga, el valor de la carga de trabajo a tracción directa transversal de la malla de 3 mm será:

$$\sigma_{xTrabajo} = \frac{\sigma_{xRotura}}{FS} = \frac{68,86}{1,67} \approx 40 \text{ kN / m}$$

$$\sigma_{xTrabajo} \approx 40 \text{ kN / m}$$

Módulo de elasticidad.

Para la determinación del módulo de elasticidad confinado en la dirección secundaria de la malla (E_{xc}), se han agrupado los resultados de los seis ensayos en un solo registro de datos, los cuales se representan en el siguiente gráfico (Figura 5-23).

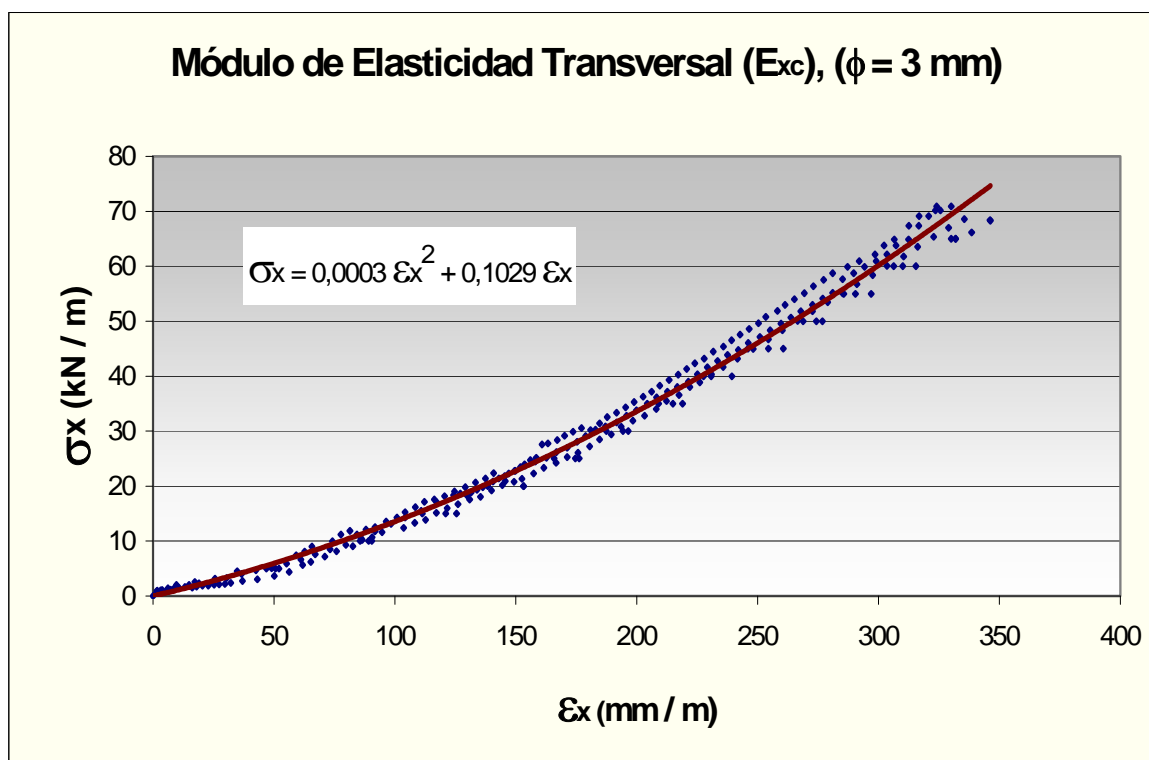


Figura 5-23. Módulo de elasticidad en la dirección secundaria “x”.

Como era de esperar, la curva carga-deformación transversal se corresponde con una parábola con la concavidad hacia arriba, por lo que se tendrán valores de módulo de elasticidad diferentes para cada nivel de carga.

Para las condiciones de contorno del modelo bidireccional, el estado deformacional de la membrana será controlado por la dirección de máxima rigidez, por lo que para un nivel de carga determinado, la deformación unitaria de la dirección secundaria será aproximadamente igual a la de la dirección principal. Teniendo en cuenta que la geometría del material varía con la aplicación de la carga, la definición de los módulos en longitudinal y transversal, deben realizarse en condiciones de trabajo simultáneas.

Por lo tanto, para calcular el módulo de elasticidad transversal, se definen unos escalones de carga en la dirección principal, para los cuales se calcula la deformación unitaria. Como se considera que esta deformación es aproximadamente igual en el sentido transversal, se toman estos valores de entrada en la gráfica carga-deformación transversal (Figura 5-23) y se calcula la carga transversal en ese punto. El cociente entre la carga transversal y la deformación unitaria será el módulo de elasticidad transversal.

En la siguiente tabla se recogen los valores del módulo de elasticidad transversal, E_{xc} , para distintos valores de deformación unitaria.

σ_y (kN/m)	σ_y/σ_{yR}	$\varepsilon_y \cong \varepsilon_x$ (mm/m)	σ_x (kN/m)	E_{xc} (kN/m)
45	0,3	24,7	2,72	110
75	0,5	41,2	4,75	115
90	0,6	49,5	5,83	118
120	0,8	66,0	8,10	123
151,46	1,0	83,8	10,53	128

En la tabla anterior se puede observar que la tensión generada en la dirección transversal durante la aplicación de la carga en la dirección longitudinal es de aproximadamente el 6% de esta, lo que confirma la condición de extrema anisotropía de la malla empleada.

El módulo de elasticidad, E_{xc} se tomará igual a 118 kN/m para condiciones de carga de trabajo en la dirección principal σ_y . Para valores altos de deformación transversal, el módulo de elasticidad E_{xc} , toma valores entorno a 185 kN/m.

Para las condiciones de contorno del modelo unidireccional, el procedimiento de cálculo del módulo de elasticidad transversal variará. Para una carga longitudinal determinada, se calculará la carga transversal medida en el ensayo Tipo 2 y se estimará el módulo de elasticidad transversal para este nivel de carga, calculando la deformación unitaria en el ensayo de carga-deformación transversal.

Para $\sigma_{yT} = 90$ kN se genera una tensión transversal $\sigma_x = 19,62$ kN/m, lo que genera un valor del módulo de elasticidad transversal $E_{xc} = 164$ kN/m.

Ensayo de tracción directa transversal con muestras de 3 espiras de largo

Este ensayo fue realizado con el objetivo de verificar la influencia del tamaño de la muestra en los resultados. En la siguiente gráfica (Figura 5-24) se han representado los valores registrados en los ensayos de las tres muestras del ensayo Tipo VI.

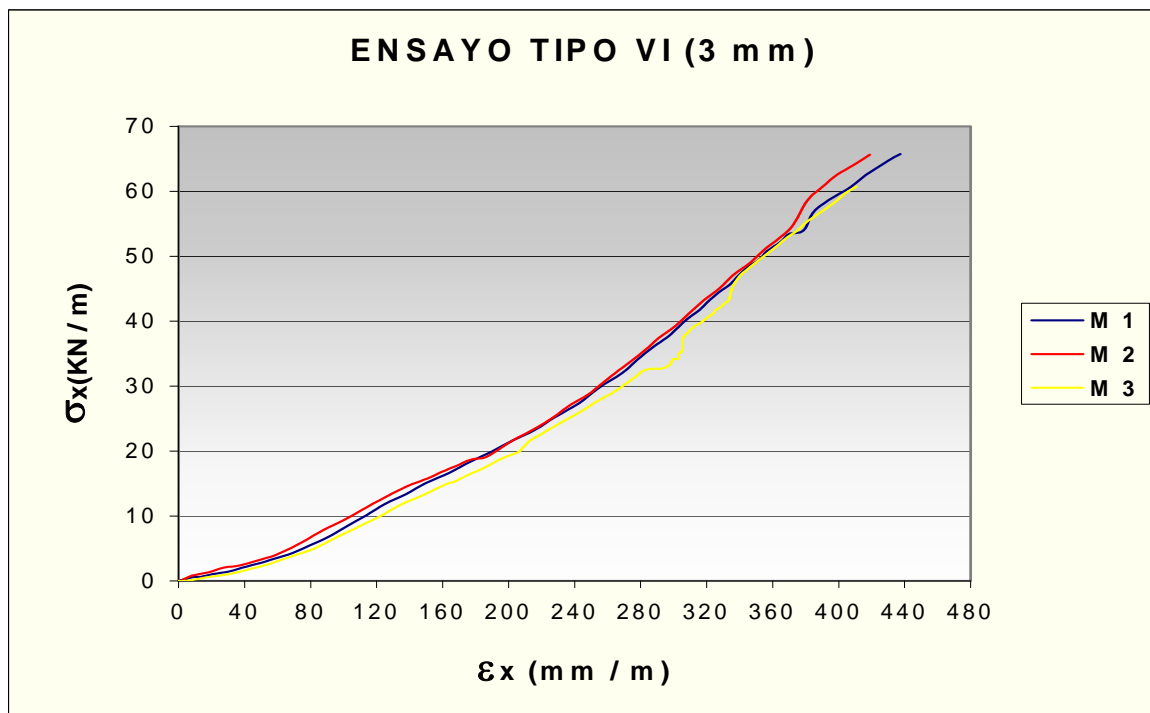


Figura 5-24. Ensayo de tracción directa transversal (largo de 3 espiras)

Los valores en el momento de la rotura, quedan recogidos en la siguiente tabla:

Tipo de Ensayo ($\phi=3$ mm)	Muestra Nº	Deformación Unitaria, ϵ_x (mm/m)	Carga de Rotura, σ_x (kN/m)
VI	1	437,47	65,12
	2	414,90	65,00
	3	440,68	62,21
Valor Medio		431,02	64,11

La carga de rotura media obtenida es un 7,5 % más baja que la obtenida con la muestra de diseño y la deformación unitaria es un 26,5 % mayor, por lo que el módulo de elasticidad resultante variará respecto al obtenido anteriormente.

Coefficiente de Poisson μ_{xy}

Para la determinación del coeficiente de Poisson, se registraron simultáneamente con los valores de carga y deformación en la dirección secundaria de la malla, los valores de carga transversal correspondientes a cada espira del borde de la muestra.

En el siguiente gráfico (Figura 5-25), se representa un ejemplo de los resultados registrados para la instrumentación lateral correspondientes a la muestra 1 del Ensayo Tipo V. El resto de los valores están recogidos en el Anexo N° 5 (Resultado de los ensayos de tracción directa de la membrana TECCO® Mesh G-65)

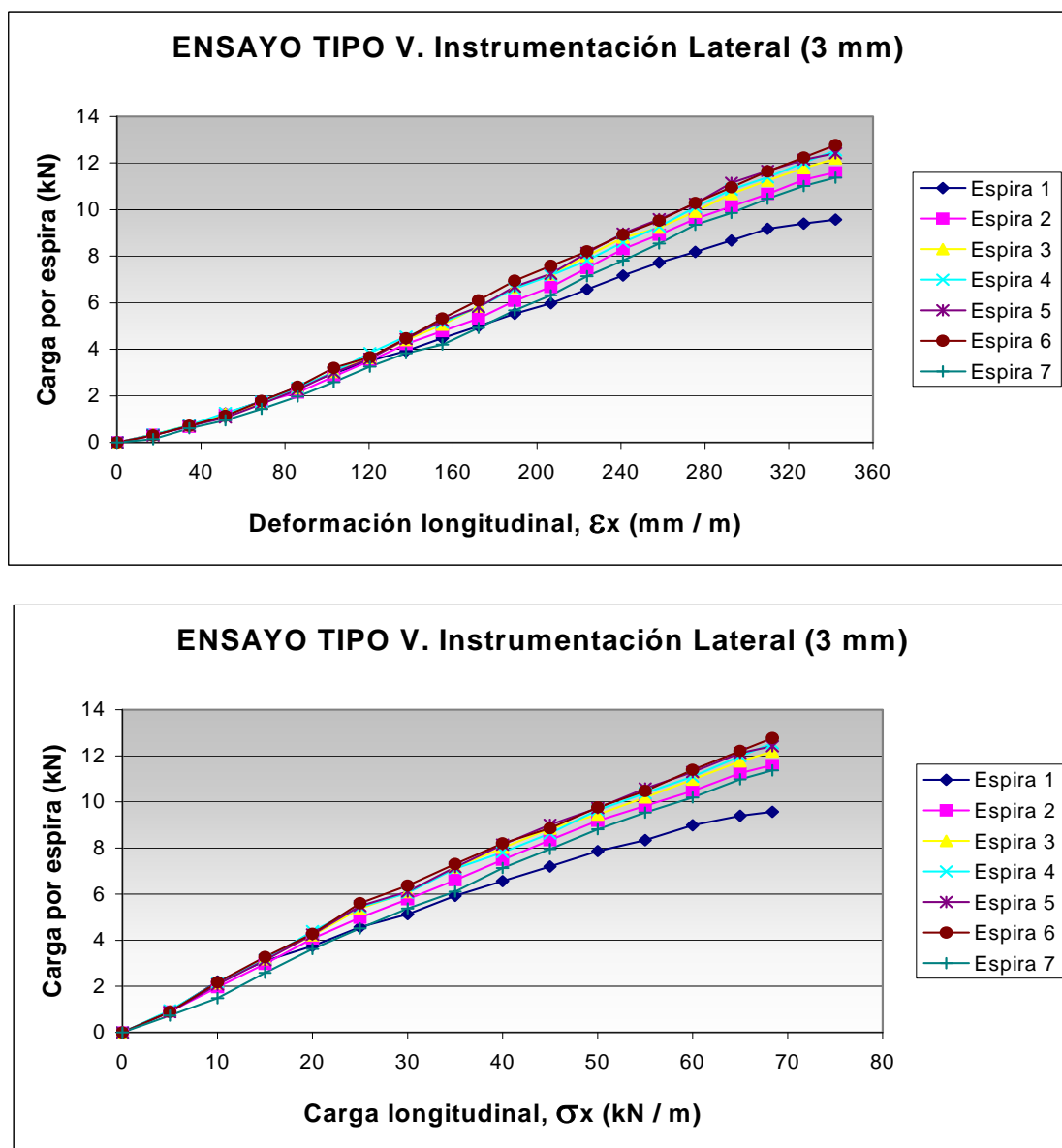


Figura 5-25. Valores de la instrumentación lateral para tracción directa transversal.

El coeficiente de Poisson se obtiene de la relación

$$\mu_{xy} = \frac{\sigma_y}{\sigma_x}$$

Teniendo en cuenta que la longitud de la muestra es de 581 mm, los valores de σ_x (kN/m) se obtienen sumando la carga registrada en cada una de las siete espiras instrumentadas, para cada escalón de carga (σ_x) y dividiéndola por 0.581 m. Los valores que aparecen recogidos en la siguiente tabla son el promedio de las tres muestras ensayadas.

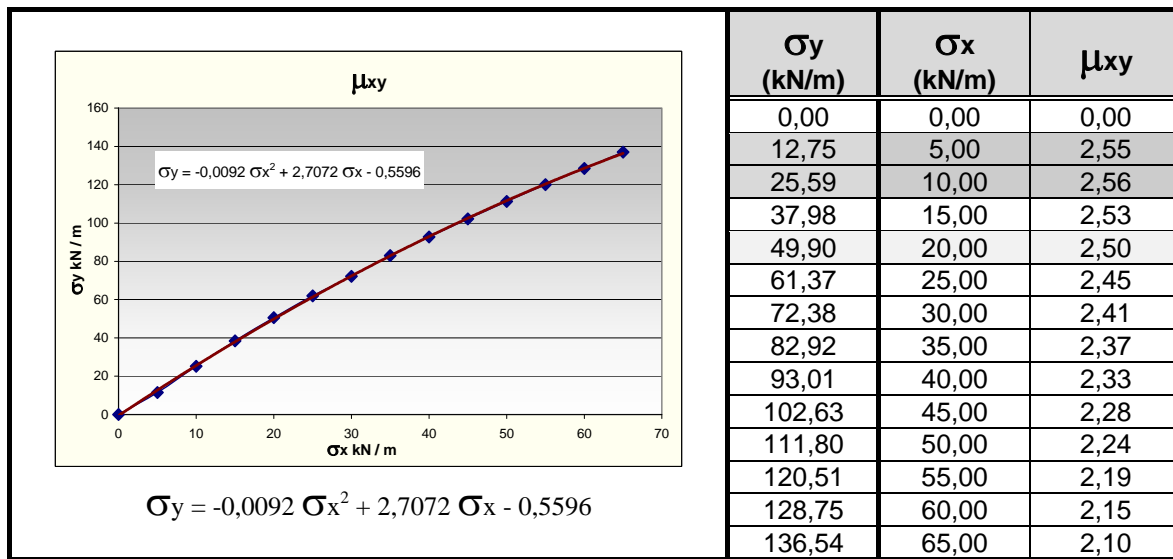


Figura 5-26. Coeficiente de Poisson ensayo tracción directa transversal.

El coeficiente de Poisson no permanece constante a lo largo del ensayo (Figura 5-26). Si se representan en una gráfica los valores correspondientes al ensayo de tracción directa transversal con instrumentación lateral, y se dibuja la gráfica (σ_x v.s. σ_y) y se ajusta una curva, se obtiene una ecuación que relaciona la variación de la tensión en las dos direcciones.

Siguiendo el mismo criterio adoptado para la determinación de los módulos de elasticidad, los valores de μ_{xy} que se obtienen son los siguientes:

- Coeficiente de Poisson μ_{xy} para el *Modelo Bidireccional "x-y"*. En estas condiciones, la determinación del coeficiente de Poisson se realizará para estados deformacionales simultáneos en las direcciones principal y secundaria. Del ensayo de tracción directa longitudinal (Figura 5-17), se obtiene la

deformación para cargas de trabajo. Con este valor de deformación se entra en el ensayo de tracción directa transversal (Figura 5-23) y se calculan las tensiones de tracción que se generan en la dirección secundaria σ_x las cuales se encuentran alrededor de 10 kN/m para niveles de tensión en la dirección principal σ_y en la zona de trabajo de la malla.

De la gráfica anterior (Figura 5-26) los valores del coeficiente de Poisson para estas condiciones toman un valor promedio de:

$$\mu_{xy} = 2,55$$

- Coeficiente de Poisson μ_{xy} para el *Modelo Unidireccional* “y”. En estas condiciones, la determinación del coeficiente de Poisson, se realizará para estados tensionales simultáneos en las direcciones principal y secundaria. Del ensayo de tracción directa longitudinal con instrumentación (Figura 5-20), las tensiones de tracción en la dirección secundaria σ_x se encuentran por debajo de 20 kN/m para niveles de tensión en la dirección principal σ_y en la zona de trabajo de la malla.

De la gráfica anterior (Figura 5-26), los valores del coeficiente de Poisson para las condiciones de carga de trabajo toman un valor de:

$$\mu_{xy} = 2,50$$

□ Ensayos de Tracción Directa Longitudinal. Malla TECCO G-65 ($\phi = 4$ mm)

Los resultados de los ensayos Tipo I y II de carga-deformación, realizados en el aparato de tracción directa longitudinal con arriostramiento lateral, se analizan conjuntamente, debido a que la única diferencia entre ambos consiste en la medición de la carga lateral de las mallas. De esta forma, este ensayo consta de seis muestras idénticas, las cuales aparecen en las gráficas siguientes, (Figura 5-27 y Figura 5-28).

Las curvas se han representado utilizando directamente los valores registrados por el ordenador durante la realización de los ensayos.

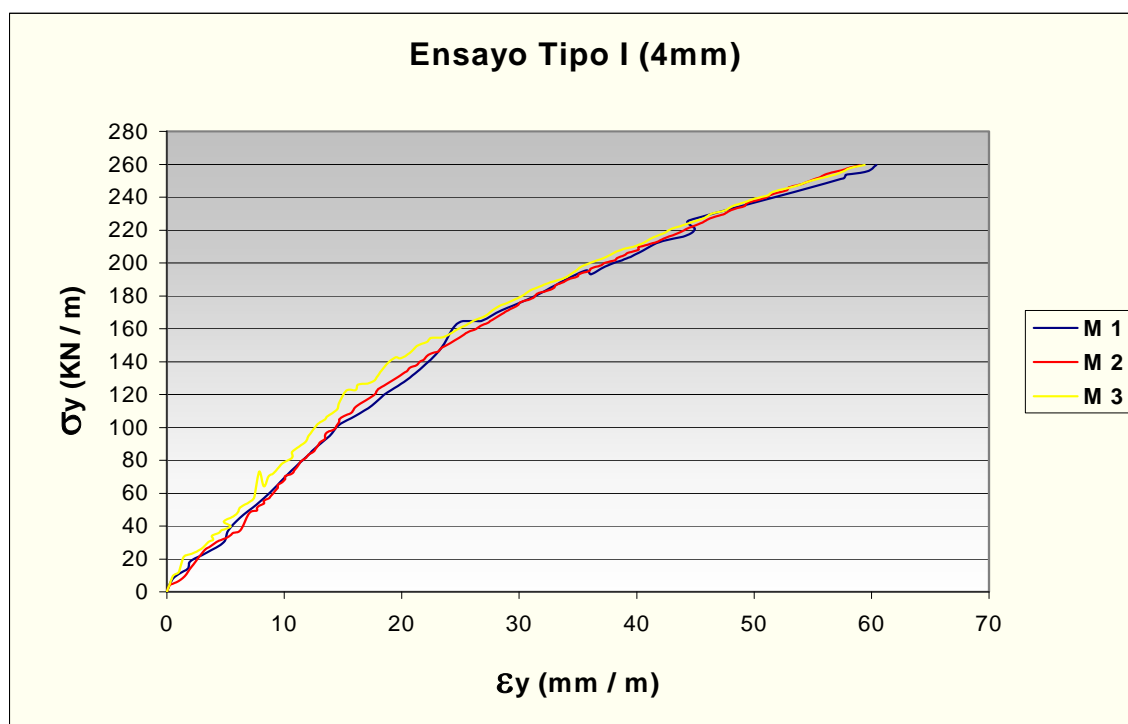


Figura 5-27. Ensayo de tracción directa longitudinal sin instrumentación lateral

Al igual que en el ensayo de tracción directa longitudinal con malla de ($\phi = 3$ mm), la parte inicial del gráfico presenta una pendiente constante y mayor que la segunda. A partir de una tensión σ_y del orden de 100-120 kN , la pendiente del gráfico disminuye dando lugar a una segunda rama curva. Esta variación se debe al efecto que ejercen los nudos de los bordes de la muestra al introducir una ligera deformación a la muestra ensayada.

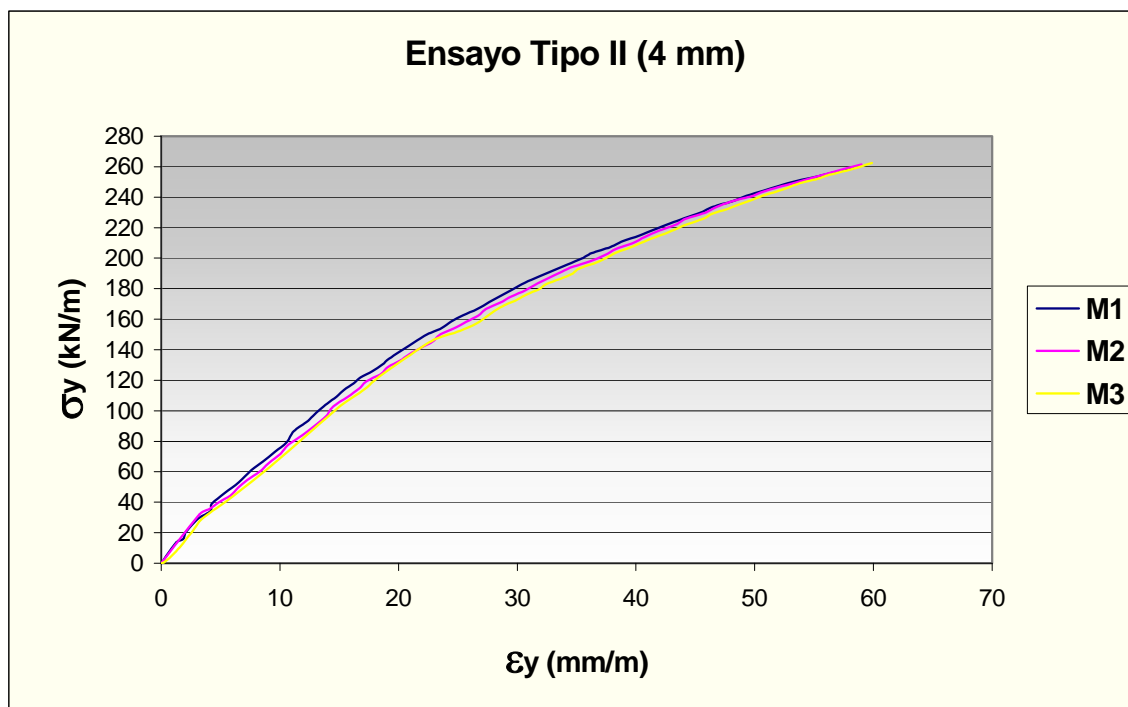


Figura 5-28. Ensayo de tracción directa longitudinal con instrumentación lateral

Los valores en el momento de la rotura, quedan recogidos en la siguiente tabla:

Tipo de Ensayo ($\phi=4$ mm)	Muestra Nº	Deformación Unitaria, ϵ_y (mm/m)	Carga de Rotura, σ_y (kN/m)
I	1	54,86	244,09
	2	58,21	259,44
	3	59,70	259,52
II	1	59,60	259,00
	2	56,57	261,43
	3	59,79	262,39
Valor Medio		58,12	257,65

Tomando como factor de seguridad para la carga el valor de 1,67, el valor de la carga de trabajo a tracción directa longitudinal de la malla de 4 mm será:

$$\sigma_{yTrabajo} = \frac{\sigma_{yRotura}}{FS} = \frac{257,65}{1,67} \approx 155 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{yTrabajo} \approx 155 \text{ kN/m}$$

Módulo de elasticidad

Para la determinación del módulo de elasticidad confinado en la dirección principal de la malla (E_{yc}), se han agrupado los resultados de los seis ensayos en un solo registro de datos, los cuales se representan en el siguiente gráfico (Figura 5-29).

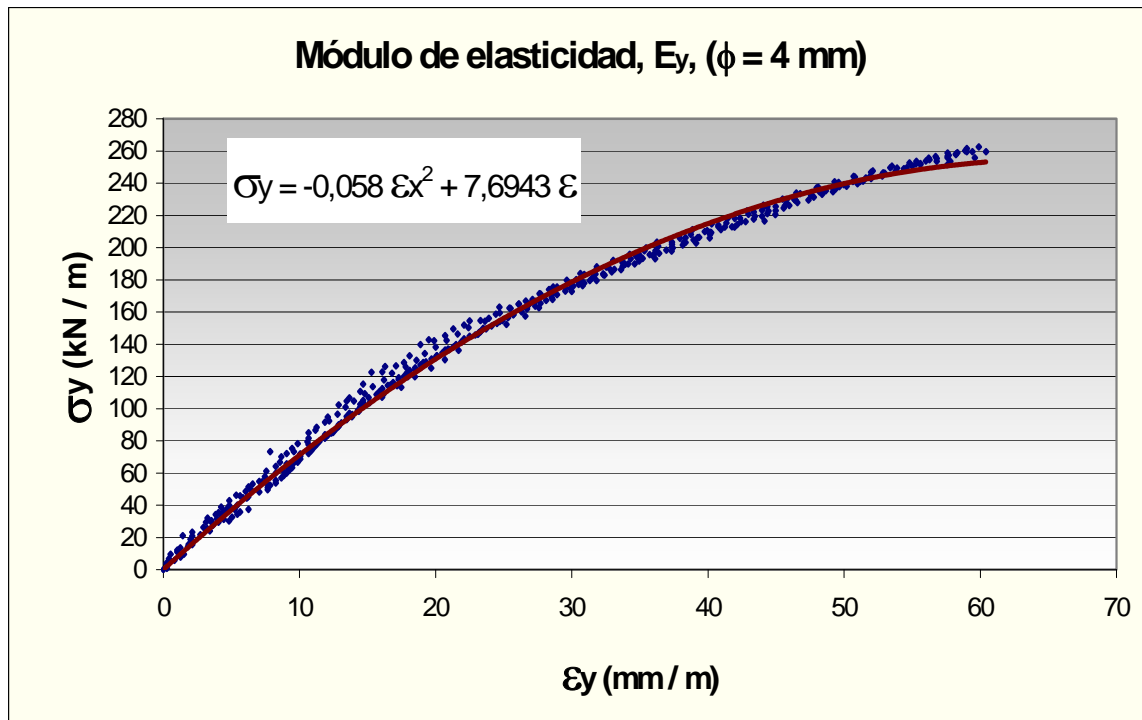


Figura 5-29. Módulo de elasticidad en la dirección principal “y”

En este caso, la curva carga-deformación longitudinal se corresponde con una parábola con la concavidad hacia abajo, gracias a lo cual se obtendrán valores de módulo de elasticidad diferentes para cada nivel de carga.

Por lo tanto, para calcular el módulo de elasticidad longitudinal, se definen unos escalones de carga en la dirección principal, para los cuales se calcula la deformación unitaria a partir de la ecuación de la curva ajustada de la gráfica carga-deformación longitudinal (Figura 5-23). El cociente entre la carga longitudinal y la deformación unitaria será el módulo de elasticidad longitudinal.

En la siguiente tabla se recogen los valores del módulo de elasticidad transversal, E_{yc} , para distintos valores de deformación unitaria.

σ_y (kN/m)	σ_y/σ_{yR}	ε_y (mm/m)	E_{yc} (kN/m)	
78	0,30	11,06	7.052	
130	0,50	19,87	6.543	Rango de Trabajo
156	0,60	24,98	6.245	
208	0,80	37,81	5.501	Zona de Rotura
240	0.93	50,15	4.786	

El módulo de elasticidad E_{yc} se tomará igual a 6.250 kN/m para condiciones de carga de trabajo en la dirección principal σ_y . Para valores altos de deformación longitudinal, el módulo de elasticidad E_{yc} , toma valores entorno a 4.800 kN/m.

Coefficiente de Poisson μ_{yx}

Para la determinación del coeficiente de Poisson, se registraron simultáneamente con los valores de carga y deformación en la dirección principal de la malla, los valores de carga transversal correspondientes a cada malla del borde de la muestra.

En el siguiente gráfico (Figura 5-30), se representa un ejemplo de los resultados registrados para la instrumentación lateral correspondientes a la muestra 1 del Ensayo Tipo II. El resto de los valores están recogidos en el Anexo N° 5 (Resultado de los ensayos de tracción directa de la membrana TECCO® Mesh G-65).

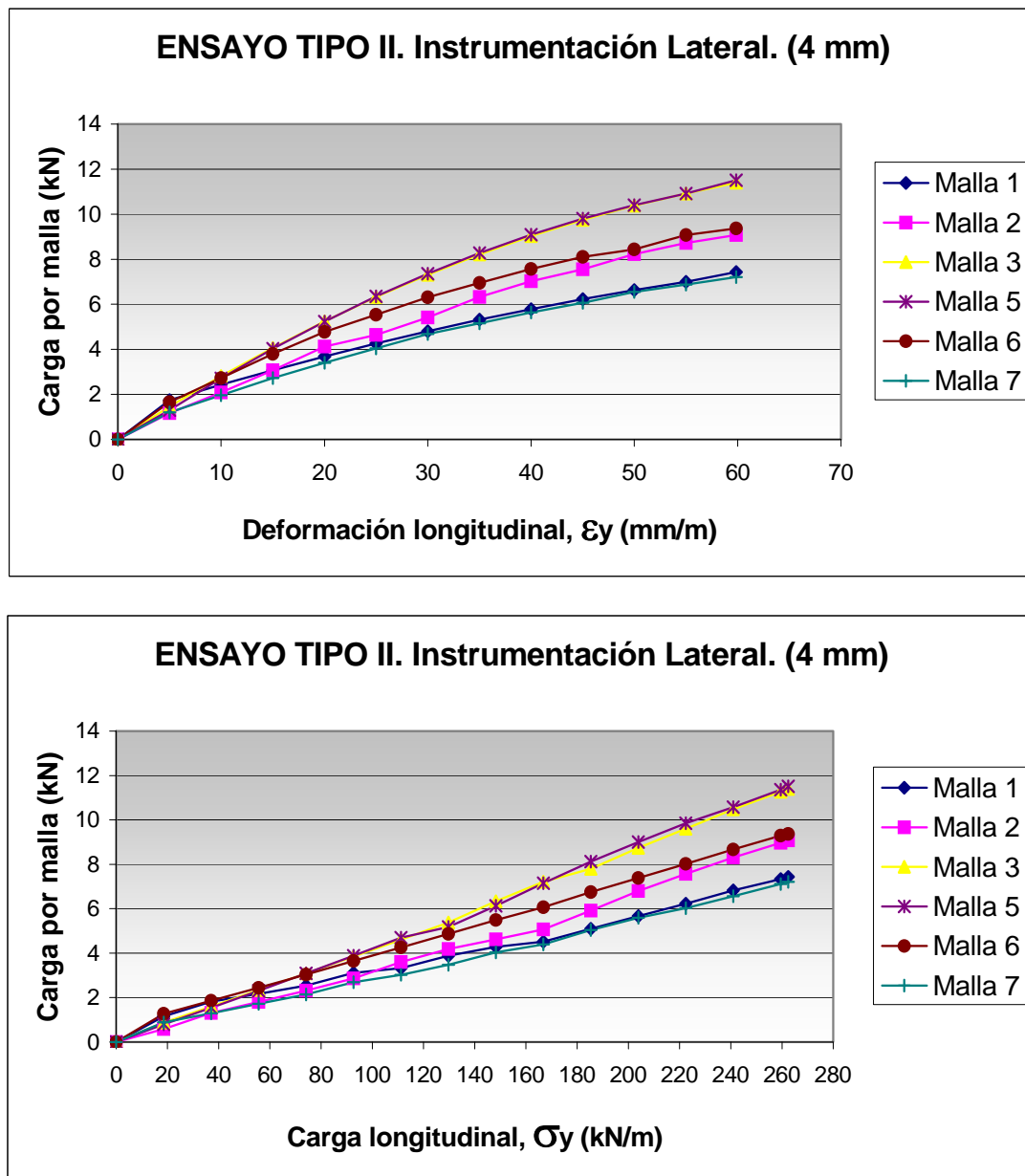


Figura 5-30. Valores de la instrumentación lateral para tracción directa longitudinal

En esta serie de ensayos se instrumentaron seis mallas, ya que la malla central de la muestra llevaba un arriostre transversal para evitar la flexión de los ejes de la máquina de ensayo.

El coeficiente de Poisson se obtiene de la relación

$$\mu_{yx} = \frac{\sigma_x}{\sigma_y}$$

Teniendo en cuenta que la longitud de la muestra es de un metro, los valores de σ_x (kN/m) se obtienen sumando la carga registrada en cada una de las seis mallas instrumentadas más una carga estimada para la malla central, para cada escalón de carga longitudinal, σ_y . Los valores que aparecen recogidos en la siguiente tabla son el promedio de las tres muestras ensayadas.

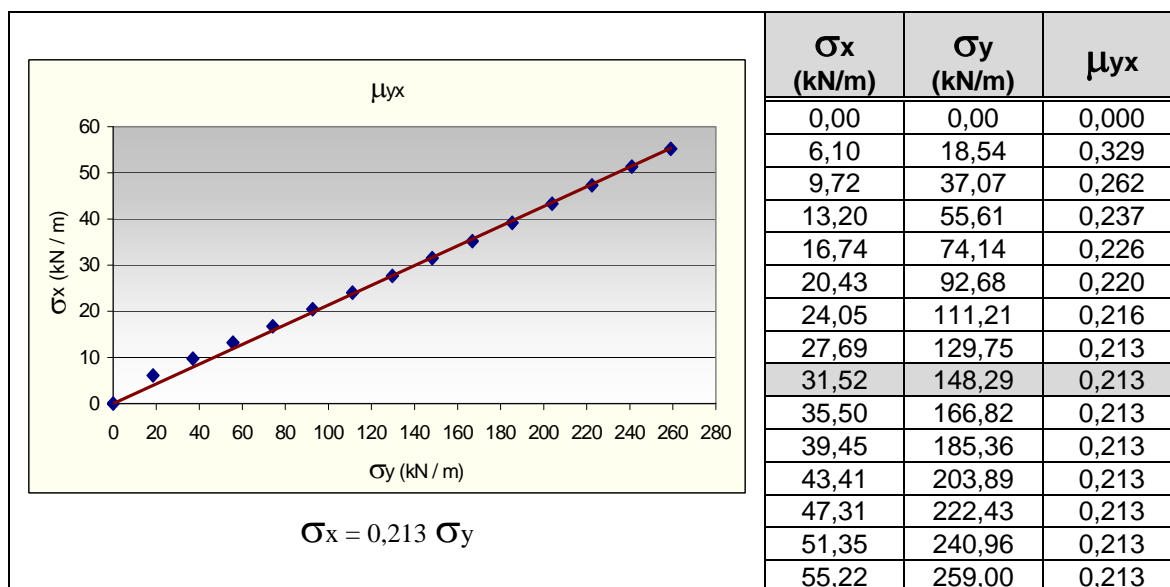


Figura 5-31. Coeficiente de Poisson ensayo tracción directa longitudinal

El coeficiente de Poisson prácticamente no varía a lo largo del ensayo (Figura 5-31). Si se representa en una gráfica los valores correspondientes a (σ_x v.s. σ_y) y se ajusta una recta, se obtiene:

$$\mu_{yx} = 0,213$$

□ Ensayos de Tracción Directa Transversal. Malla TECCO G-65 ($\phi = 4 \text{ mm}$)

Los resultados de los ensayos Tipo IV y V de carga-deformación, realizados en el aparato de tracción directa transversal con arriostramiento lateral, se analizan conjuntamente, debido a que la única diferencia entre ambos consiste en la medición de la carga lateral de las espiras. De esta forma, este ensayo consta de seis muestras idénticas, las cuales aparecen en las gráficas siguientes, (Figura 5-32 y Figura 5-33).

Las curvas se han representado utilizando directamente los valores registrados por el ordenador durante la realización de los ensayos.

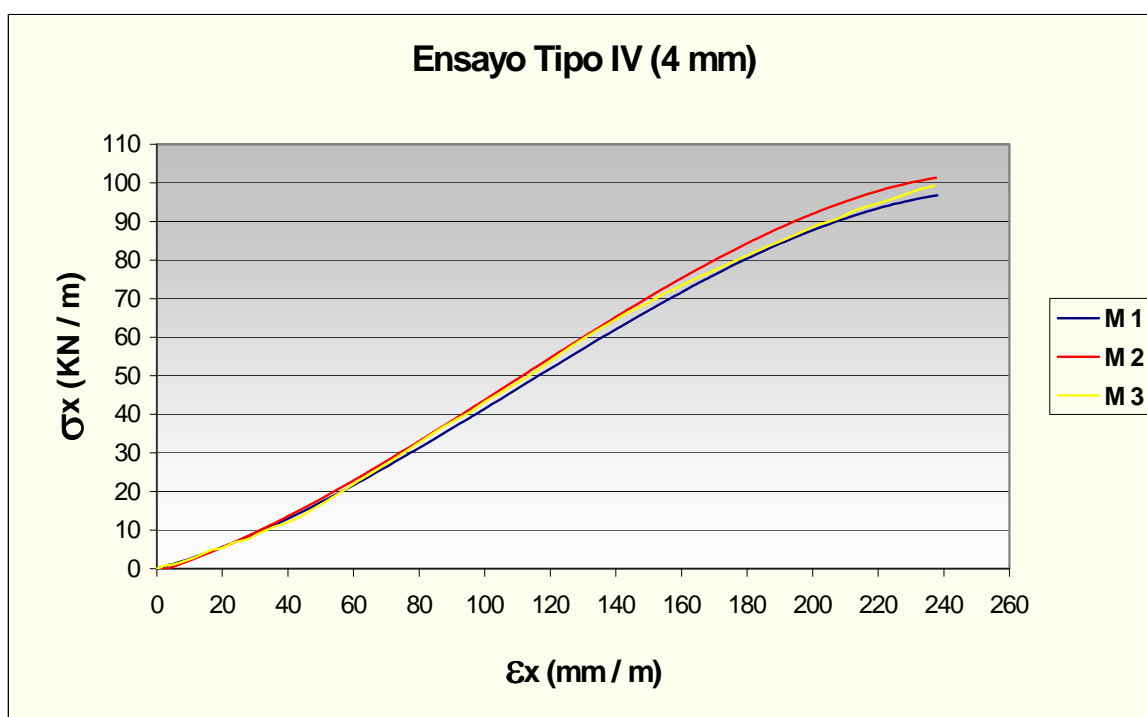


Figura 5-32. Ensayo de tracción directa transversal sin instrumentación lateral

Como se puede observar, para valores de carga pequeños ($0 - 10 \text{ kN}$), la malla se está acomodando a las condiciones de anclaje del aparato de ensayo. A partir de los 10 kN y hasta los 60 kN , la pendiente de la curva es continua y de aquí hasta la carga de rotura la pendiente disminuye debido a la pequeña deformación que introducen los nudos de remate de los bordes de la malla.

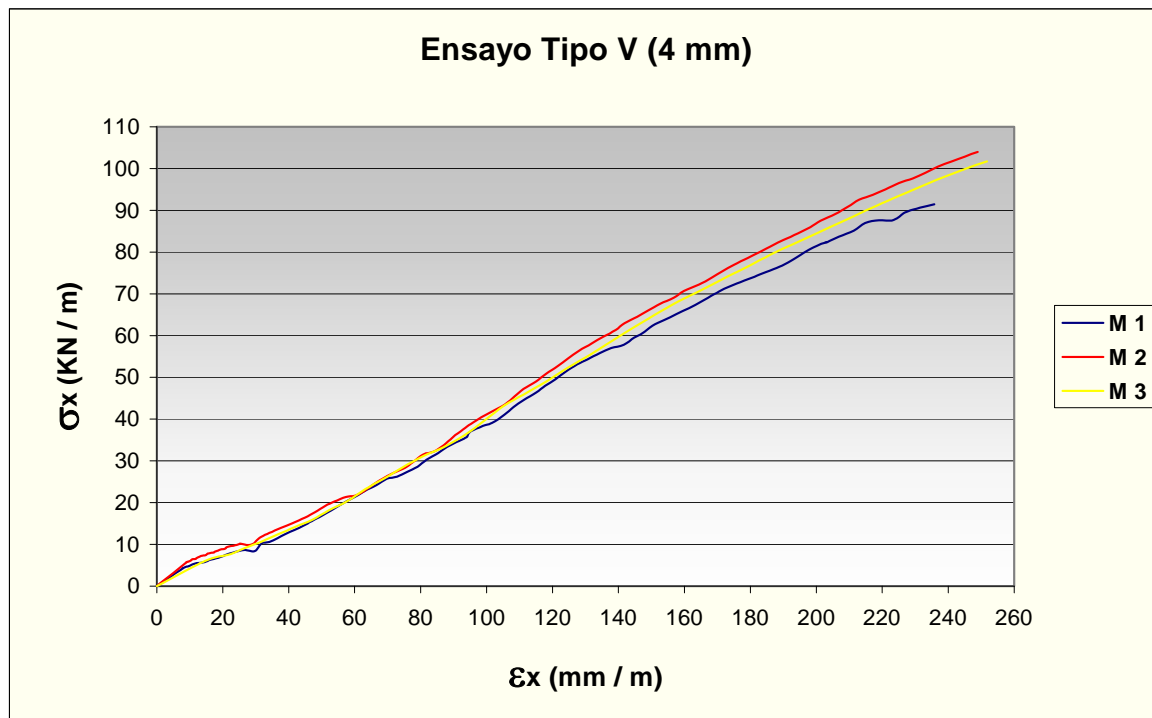


Figura 5-33. Ensayo de tracción directa transversal con instrumentación lateral

Los valores en el momento de la rotura, quedan recogidos en la siguiente tabla:

Tipo de Ensayo (φ=4 mm)	Muestra Nº	Deformación Unitaria, ε _v (mm/m)	Carga de Rotura, σ _y (kN/m)
IV	1	238,02	96,78
	2	237,61	101,36
	3	237,23	99,31
V	1	243,75	91,46
	2	248,94	103,96
	3	251,70	101,73
Valor Medio		242,88	99,1

La carga de rotura transversal no se utiliza como valor de diseño, no obstante, tomando como factor de seguridad para la carga el valor de 1,67, el valor de la carga de trabajo a tracción directa transversal de la malla de 4 mm será:

$$\sigma_{xTrabajo} = \frac{\sigma_{xRotura}}{FS} = \frac{99,10}{1,67} \approx 60 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{xTrabajo} \approx 60 \text{ kN/m}$$

Módulo de elasticidad.

Para la determinación del módulo de elasticidad confinado en la dirección secundaria de la malla (E_{xc}), se han agrupado los resultados de los seis ensayos en un solo registro de datos, los cuales se representan en el siguiente gráfico (Figura 5-34).

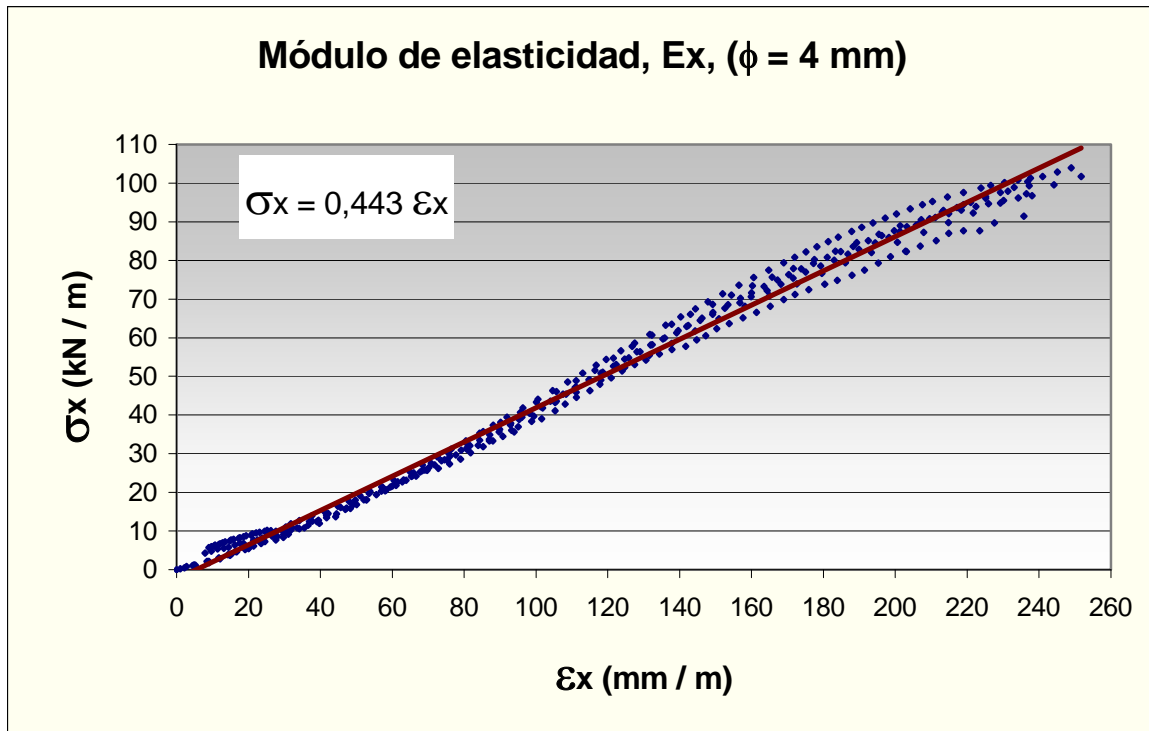


Figura 5-34. Módulo de elasticidad en la dirección secundaria “x”.

El módulo de elasticidad obtenido se corresponde con el valor del módulo confinado, el cual se puede emplear directamente en la modelación matemática del comportamiento del material en las condiciones de trabajo del modelo bidireccional “Modelo x-y”. Aunque el valor del módulo de elasticidad cambia alrededor de los 40 kN, se puede decir que éste permanece constante durante el resto del ciclo de carga, por lo que se tomará el valor que mejor representa los valores medios de tensión de la malla.

Al conjunto de puntos se le ajustó una recta obteniéndose:

$$E_{yc} \approx 443 \text{ kN / m}$$

Coefficiente de Poisson μ_{xy}

Para la determinación del coeficiente de Poisson se registraron, además de los valores de carga y deformación en la dirección secundaria de la malla, los valores de carga transversal correspondientes a cada espira del borde de la muestra.

En el siguiente gráfico (Figura 5-25), se representa un ejemplo de los resultados registrados para la instrumentación lateral correspondientes a la muestra 1 del Ensayo Tipo V. El resto de los valores están recogidos en el Anexo N° 5 (Resultado de los ensayos de tracción directa de la membrana TECCO® Mesh G-65).

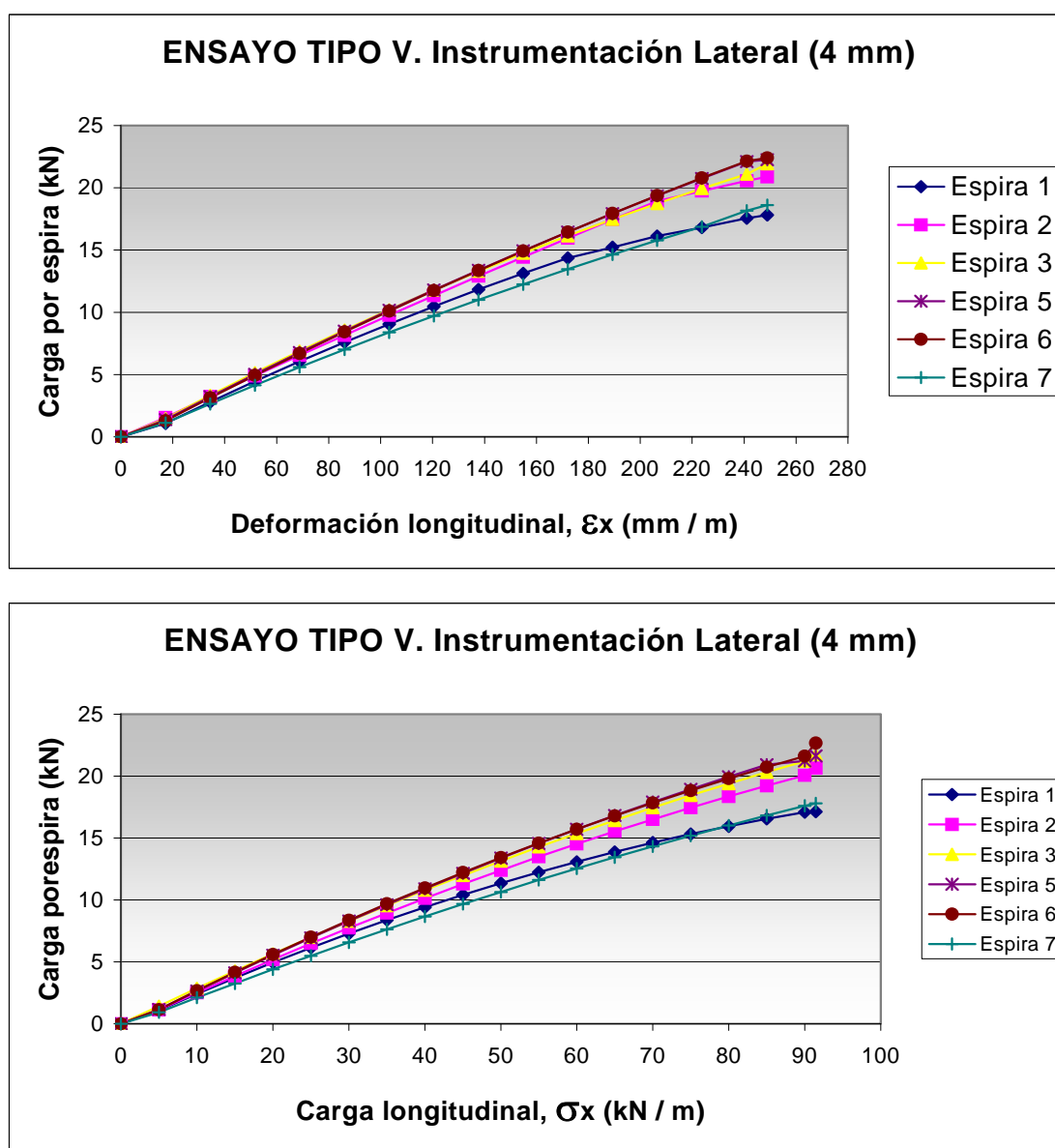


Figura 5-35. Valores de la instrumentación lateral para tracción directa transversal.

En esta serie de ensayos se instrumentaron seis mallas, ya que la malla central de la muestra llevaba un arriostre transversal para evitar la flexión de los ejes de la máquina de ensayo.

El coeficiente de Poisson se obtiene de la relación

$$\mu_{xy} = \frac{\sigma_y}{\sigma_x}$$

Teniendo en cuenta que la longitud de la muestra es de un metro, los valores de σ_x (kN/m) se obtienen sumando la carga registrada en cada una de las seis espiras instrumentadas más una carga estimada para la espira central, para cada escalón de carga, σ_x . Los valores que aparecen recogidos en la siguiente tabla son el promedio de las tres muestras ensayadas.

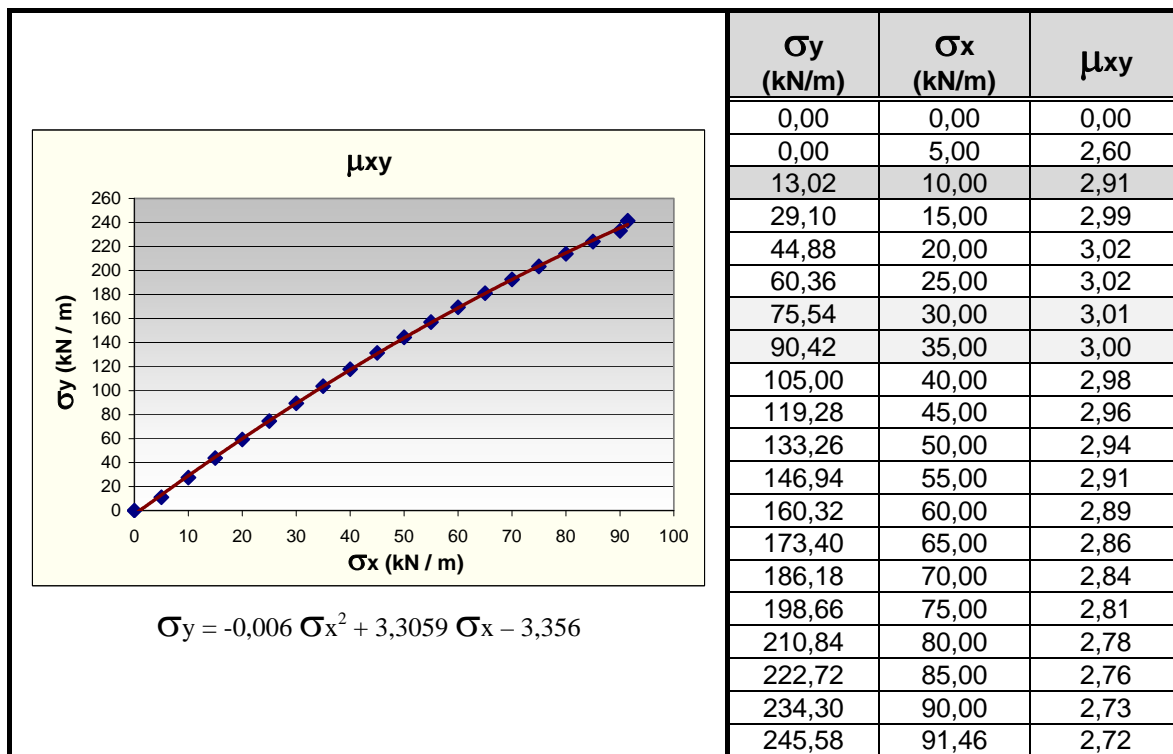


Figura 5-36. Coeficiente de Poisson ensayo tracción directa transversal

El coeficiente de Poisson no permanece constante a lo largo del ensayo (Figura 5-36). Si se representan en una gráfica los valores correspondientes al ensayo de tracción directa transversal con instrumentación lateral, y se dibuja la gráfica (σ_x v.s. σ_y) y se ajusta una curva, se obtiene una ecuación que relaciona la variación de la tensión en las dos direcciones.

Siguiendo el mismo criterio tomado para la determinación de los módulos de elasticidad, los valores de μ_{xy} que se obtienen son los siguientes:

- Coeficiente de Poisson μ_{xy} para el *Modelo Bidireccional* “x-y”. En estas condiciones, la determinación del coeficiente de Poisson se realizará para estados deformacionales simultáneos en las direcciones principal y secundaria. Del ensayo de tracción directa longitudinal (Figura 5-29), se obtiene la deformación para cargas de trabajo. Con este valor de deformación se entra en el ensayo de tracción directa transversal (Figura 5-34) y se calculan las tensiones de tracción que se generan en la dirección secundaria σ_x las cuales se encuentran alrededor de 10 kN/m para niveles de tensión en la dirección principal σ_y en la zona de trabajo de la malla.

De la gráfica anterior (Figura 5-36), los valores del coeficiente de Poisson para estas condiciones toman un valor promedio de:

$$\mu_{xy} = 2,91$$

- Coeficiente de Poisson μ_{xy} para el *Modelo Unidireccional* “y”. En estas condiciones, la determinación del coeficiente de Poisson, se realizará para estados tensionales simultáneos en las direcciones principal y secundaria. Del ensayo de tracción directa longitudinal con instrumentación lateral (Figura 5-31), las tensiones de tracción en la dirección secundaria σ_x se encuentran por debajo de 33 kN/m para niveles de tensión en la dirección principal σ_y en la zona de trabajo de la malla.

De la gráfica anterior (Figura 5-36), los valores del coeficiente de Poisson para las condiciones de carga de trabajo toman un valor de:

$$\mu_{xy} = 3,01$$

- Ensayos de Tracción Directa Transversal con conexiones entre paños de malla TECCO G-65 ($\phi = 3 \text{ mm}$)

Para las conexiones entre paños de malla se diseñaron los ensayos Tipo VI y Tipo VII. Los resultados obtenidos en estos resultados están recogidos en el Anexo N° 5.

En el ensayo Tipo VII (Figura 5-37) se utilizaron como elementos de conexión grapas metálicas suministradas por Fatzer y cable de ac ero flexible de alma textil de 6 mm de diámetro.

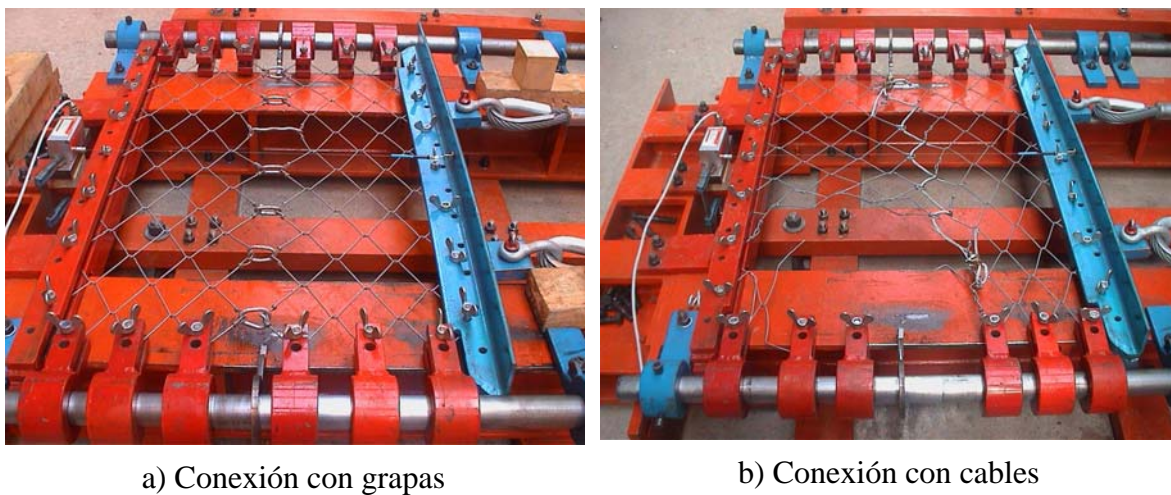


Figura 5-37. Ensayos con conexiones ($\phi = 3 \text{ mm}$)

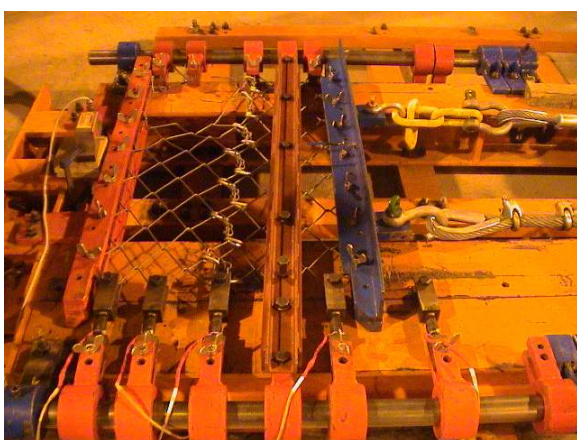
En los primeros ensayos se unieron los paños de malla con una sola grapa por malla. Los resultados obtenidos reflejaron roturas por fallos de las grapas y no de las mallas. Ante esta situación se decidió realizar las conexiones utilizando dos grapas por malla. El resultado fue la rotura de la malla con una carga de 64,07 kN, valor un 6% inferior al conseguido con una muestra sin conexiones, por lo tanto, si se utiliza este tipo de grapa, será necesario la colocación de dos unidades por cada rombo de la malla TECCO.

En el ensayo Tipo VIII (Figura 5-37) se utilizó como conexión un cable cosido a las mallas. En este caso los resultados obtenidos son similares a los registrados con los paños de malla sin conexiones, véase Anexo N° 5. Por lo que se puede concluir que la conexión mediante cables es eficiente pudiendo llegar la malla con seguridad hasta la carga de roturas.

- Ensayos de Tracción Directa Transversal con conexiones entre paños de malla TECCO G-65 ($\phi = 4$ mm)

Para las conexiones entre paños de malla se diseñaron los ensayos Tipo VI y Tipo VII. Los resultados obtenidos en estos resultados están recogidos en el Anexo N° 5.

En el ensayo Tipo VII (Figura 5-38) se utilizaron como elementos de conexión grapas metálicas suministradas por Fatzer y cable de acero flexible de alma textil de 6 mm de diámetro.



a) Conexión con grapas



b) Conexión con cables

Figura 5-38. Ensayos con conexiones ($\phi = 4$ mm)

Ante los resultados obtenidos con la malla de 3 mm se decidió realizar las conexiones utilizando dos grapas por malla. El resultado fue la rotura de la malla con una carga de 95,36 kN, valor un 4% inferior al conseguido con una muestra sin conexiones, por lo tanto, si se utiliza este tipo de grapa, será necesario la colocación de dos unidades por cada rombo de la malla TECCO.

En el ensayo Tipo VIII (Figura 5-38) se utilizó como conexión un cable cosido a las mallas. En este caso los resultados obtenidos son similares a los registrados con los paños de malla sin conexiones, véase Anexo N° 5. Por lo que se puede concluir que la conexión mediante cables es eficiente pudiendo llegar la malla con seguridad hasta la carga de roturas.

5.5 PUNZONAMIENTO CON PLACA DE REPARTO SOBRE MUESTRAS DE MALLA TECCO G-65

Este ensayo tiene como objetivo la determinación de la capacidad de carga de la conexión entre la membrana y el anclaje con un determinado tipo de elemento de interconexión para condiciones de anclajes aislados sin elementos de refuerzo.

5.5.1 ENSAYOS DE PUNZONAMIENTO SOBRE MUESTRAS DE MALLA

En las condiciones del modelo puntual, la transmisión de la carga, que ejerce el terreno sobre la membrana, hacia la cabeza del anclaje, se realiza únicamente por la propia malla, por lo que la capacidad de carga del sistema dependerá únicamente de la capacidad de transmisión de carga de la conexión entre la malla y el anclaje.

La capacidad de carga del sistema, para diferentes tipos de interconexión, dependerá del número de alambres de la malla que queden afectados por la superficie del elemento de unión. Por lo tanto, mediante el ensayo de punzonamiento se puede evaluar la capacidad de carga del sistema con distintos tipos de placas, ya que este es el punto más crítico.

Los ensayos de punzonamiento se realizaron sobre muestras de malla TECCO G-65 con diámetros de alambre de 3 y 4 mm.

Ensayo N°	Descripción del ensayo ($\phi = 3$ mm)	N° muestras
IX	Ensayo de punzonamiento sobre muestras de malla colocadas en un marco de 900 x 900 mm. Placa de interconexión tipo “ <i>Spike Plate</i> ”.	3
X	Ensayo de punzonamiento sobre muestras de malla colocadas en un marco de 900 x 900 mm. Placa de interconexión tipo “ <i>Placa Hexagonal</i> ”.	1

Ensayo N°	Descripción del ensayo ($\phi = 4$ mm)	N° muestras
IX	Ensayo de punzonamiento sobre muestras de malla colocadas en un marco de 900 x 900 mm. Placa de interconexión tipo “ <i>Spike Plate</i> ”.	3

5.5.2 ESTIMACIÓN DE LA CARGA DE ROTURA

La estimación de los valores de carga de rotura de los diferentes ensayos de punzonamiento es necesaria para el diseño de los diferentes elementos componentes del dispositivo de ensayo. Para la estimación de los valores de la carga de rotura (P) que soportará el ensayo con las mallas de 3,0 y 4,0 mm en las condiciones del ensayo de punzonamiento, se puede proceder de forma muy sencilla y aproximada de la manera que a continuación se detalla.

De acuerdo con el diseño de la placa de interconexión “Spike Plate”, esta se apoya en 8 alambres de la malla por cada lado (4 espiras). Suponiendo que el ángulo medio para el instante de la rotura (α_r) toma un valor aproximado de 30° , se ha estimado la carga de rotura partiendo de la capacidad de carga estimada para una espira aislada (Figura 5-39).

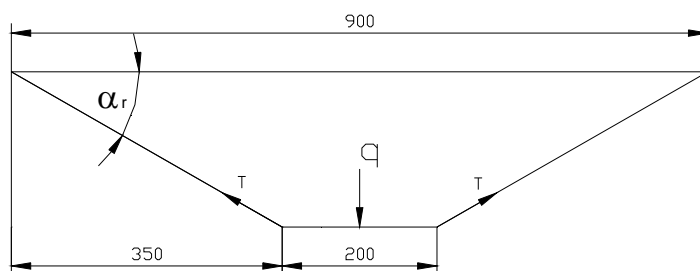


Figura 5-39. Geometría del ensayo de punzonamiento en rotura.

$$q = 2 \times T \times \text{sen } \alpha_r \quad \text{y} \quad T = 4 \times T_i$$

La capacidad de carga de una espira será:

<p>$T_i = 2 \times T_A \times \cos 24,5 \times 0,6$</p>	<p>Del ensayo de tracción del alambre ($\phi = 3$ mm): $T_A = 13,75$ N De donde: $T_i = 15$ N</p>	<p>La carga de punzonamiento estimada para la malla de alambre ($\phi = 3$ mm) será: $q \approx 60$ kN</p>
	<p>Del ensayo de tracción del alambre ($\phi = 4$ mm): $T_A = 22,96$ N De donde: $T_i = 24,3$ N</p>	<p>La carga de punzonamiento estimada para la malla de alambre ($\phi = 4$ mm) será: $q \approx 97$ kN</p>

5.5.3 DESCRIPCIÓN DE LA INSTALACIÓN

Los ensayos de punzonamiento se realizaron en un marco de luz interior 900 x 900 mm, y realizado con perfiles HEB – 120, sobre el que se soldaron unos tornillos de espera para un marco de acero de chapa de 10 mm cuya forma coincide con la planta del marco y en el cual se realizaron taladros coincidentes con los tornillos soldados. Para evitar el deslizamiento de las mallas en la sujeción con el marco al aplicar la carga, así como para garantizar que traccionará uniformemente en todo su perímetro, se colocó una pletina entre las espiras de la malla de tal forma que ésta se sujetara por fricción entre los dos marcos, además de esfuerzo cortante sobre los pernos, lo que garantizó la inmovilidad total de la malla en los apoyos.

La carga se aplicó mediante un cilindro hidráulico que dejaba pasar por su interior la barra GEWI (ϕ 32), sujeta a un anclaje situado en el suelo mediante un grillete y una sujeción diseñada para dicha transición, sobre la que se colocó una placa y una tuerca para que el gato pudiera transmitir sus empujes. Entre el gato y la malla se colocó una placa de reparto, de forma romboidal, diseñada especialmente para este sistema (Figura 5-40).

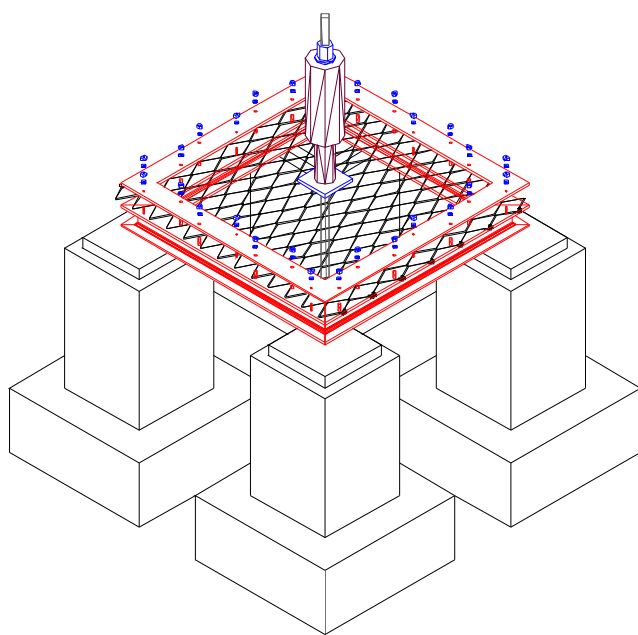


Figura 5-40 Vista general de la instalación de ensayo

En el Anexo N° 2 (Planos), se adjuntan los planos en detalle de todos los elementos fabricados para el montaje de la instalación.

c) Funcionamiento del sistema

La malla a ensayar se coloca sobre el marco de acero apoyado en cuatro pedestales de hormigón armado. Por el centro de la malla se pasa la barra GEWI, y se sujeta al anclaje del suelo. Seguidamente se coloca la placa de interconexión sobre la malla y el cilindro hidráulico sobre esta última, ambos dejando pasar por su interior la barra GEWI. Sobre la parte superior del gato y roscada a la barra, se coloca una tuerca que servirá como tope para la reacción. A continuación se conecta el sistema hidráulico al cilindro y los aparatos de medición del ensayo.

Se aplica una carga de forma continua a través del pistón del cilindro hidráulico, forzando el desplazamiento vertical de la malla hasta la carga de rotura (Figura 5-41).

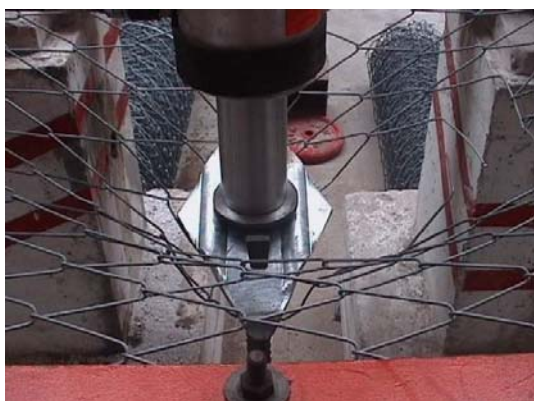


Figura 5-41. Detalle del ensayo de punzonamiento para malla TECCO Mesh G-65

d) Equipamiento empleado en la medición

Durante el ensayo se registra simultáneamente la carga aplicada por el gato y el desplazamiento vertical de la malla.

Medición de la deformación de la muestra. Para la medición de la desplazamiento vertical de la muestra durante el ensayo se empleó un medidor de hilo tipo (ASM Positionssensoren. Ref. WS16-1250-420A-L10. N° Serie 20001363342. Certificado por BAREMO “CH-9405”) con un recorrido de 1250 mm. El hilo está sujeto en la parte inferior de la muestra, baja verticalmente hasta una polea y de esta al medidor, colocado en un soporte metálico en la parte exterior del ensayo. La señal emitida por el medidor es recogida por un captador digital que la transfiere a un módulo acondicionador de señal Solartron modelo 35951 B, el cual a su vez la envía al ordenador para su registro. A los valores de

desplazamiento registrados, se les adiciona el desplazamiento vertical inicial producido por el peso de los elementos de aplicación de carga y anclaje.

Medición de la carga de la muestra. Para la medición de la carga aplicada por el gato se empleó una célula de presión, GMS Sensors (Ref. 2200R664001A3UA. Mod. L111782), con una capacidad de medida de 400 bar y un rango de lectura de 0 – 5 voltios, conectada al sistema hidráulico (Figura 5-42). La señal emitida por la célula de presión es recogida por un captador digital que la transfiere a un módulo acondicionador de señal Solartron modelo 35951 B, el cual a su vez la envía al ordenador para su registro.



Figura 5-42. Célula de presión

Para obtener la carga aplicada se multiplicará la constante de la curva de calibración del cilindro por la presión registrada en el sistema. Ver Anexo N° 8 (Calibración de los cilindros hidráulicos). Cilindro Ref. 104.

5.5.4 RESULTADO DE LOS ENSAYOS

En el e N° 6 (Resultado de los Ensayos de punzonamiento de la membrana TECCO® Mesh G-65), aparecen en detalle los resultados obtenidos para cada una de las muestras ensayadas.

TECCO Mesh G-65 ($\phi = 3 \text{ mm}$)

En la figura (Figura 5-43), aparecen los resultados de los ensayos de punzonamiento sobre malla de 3 mm con placa romboidal tipo “*Spike Plate*”, muestras M1, M2 y M3 y con placa hexagonal tipo “*Rana*”, muestra M4.

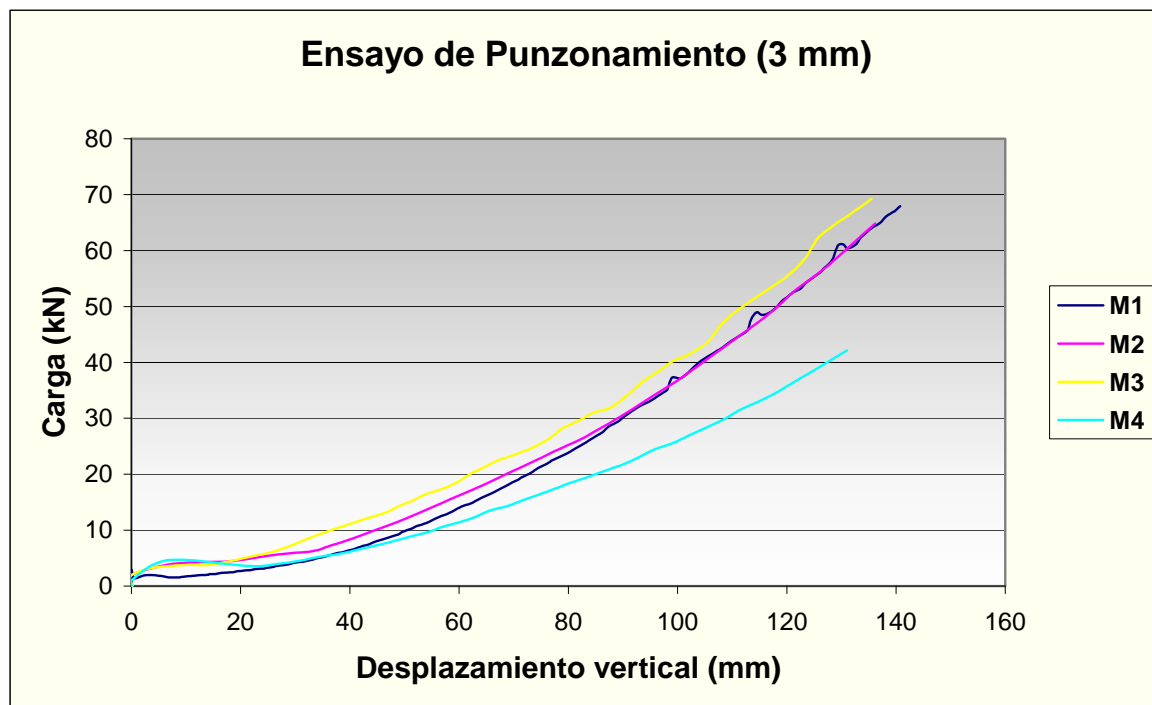


Figura 5-43. Ensayo de punzonamiento para malla de 3mm.

La muestra M4, con placa hexagonal tipo “Rana”, tiene una carga de rotura inferior al resto de las muestras ensayadas con placa romboidal. Este es un resultado esperado debido al menor número de alambres afectados por la superficie de la placa, por lo cual se desechó este tipo de placa y el resto de los ensayos se realizó con la placa romboidal de mayor superficie.

TECCO Mesh G-65 ($\phi = 3 \text{ mm}$)	Desplazamiento vertical (mm)	Carga, q (kN)
Placa Romboidal (M1)	205,75	67,96
Placa Romboidal (M2)	200,21	64,85
Placa Romboidal (M3)	201,49	69,21
Valor Medio	202,48	67,34
Placa Hexagonal (M4)	213,29	42,11

Tomando como factor de seguridad para la carga el valor de 1,67, el valor de la carga de trabajo en punzonamiento de la malla de 3 mm será:

$$Q_{Trabajo} = \frac{Q_{Rotura}}{FS} = \frac{67,34}{1,67} = 40 \text{ kN}$$

$$Q_{Trabajo} = 40 \text{ kN}$$

Los valores de carga de trabajo obtenidos, tanto para la malla de 3 mm como los de la malla de 4 mm serán los menores valores que se obtengan en condiciones de trabajo partiendo de las mallas colocadas perfectamente horizontal. En condiciones de explotación, producto de las irregularidades del terreno, el ángulo de incidencia de los alambres de la malla sobre la placa de interconexión con la cabeza del anclaje puede aumentar ligeramente, con lo que la respuesta real del elemento puede ser mejor que la mediada en el laboratorio.

TECCO Mesh G-65 ($\phi = 4 \text{ mm}$)

En la figura (Figura 5-44), aparecen los resultados de los ensayos de punzonamiento sobre malla de 3 mm con placa romboidal tipo “*Spike Plate*”.

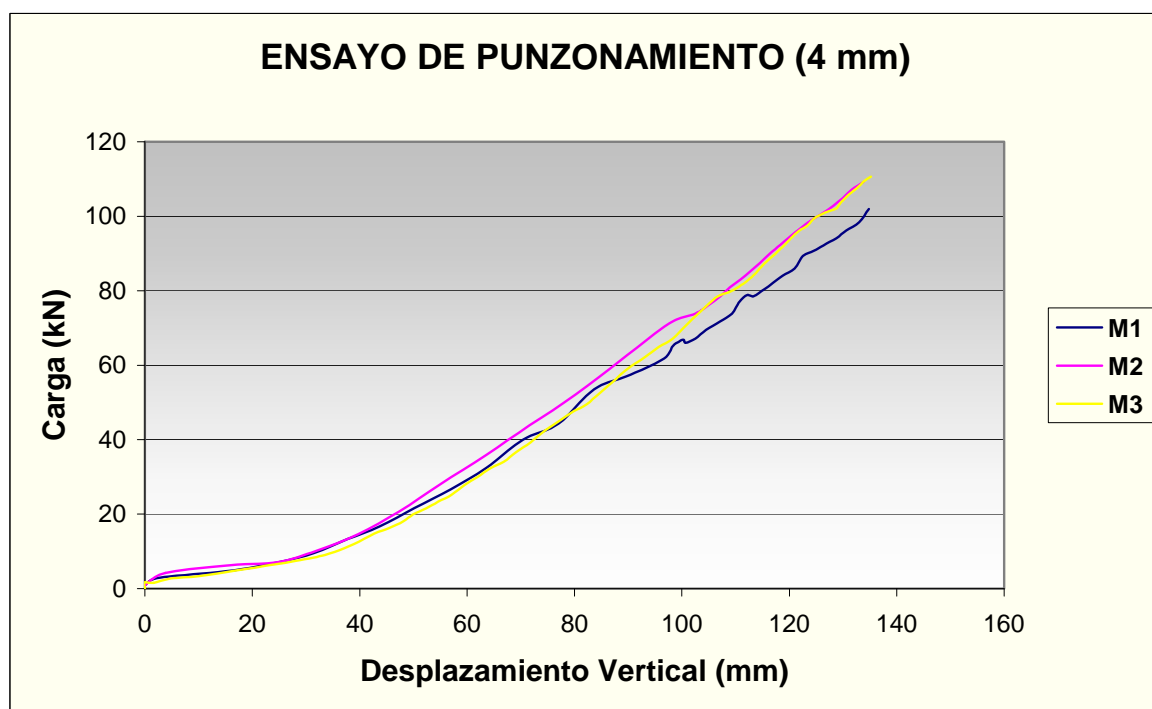


Figura 5-44. Ensayo de punzonamiento para malla de 4mm.

TECCO Mesh G-65 ($\phi = 4 \text{ mm}$)	Desplazamiento Vertical (mm)	Carga, q (kN)
Placa Romboidal (M1)	193,62	102,40
Placa Romboidal (M2)	186,80	109,17
Placa Romboidal (M3)	193,20	110,66
Valor Medio	191,21	107,41

Tomando como factor de seguridad para la carga el valor de 1,67, el valor de la carga de trabajo en punzonamiento de la malla de 4 mm será:

$$Q_{Trabajo} = \frac{Q_{Rotura}}{FS} = \frac{107,41}{1,67} = 64 \text{ kN}$$

$$Q_{Trabajo} = 64 \text{ kN}$$

De acuerdo con los resultados de los ensayos, el soporte unitario de la malla TECCO G-65, instalada en las condiciones del modelo puntual, será igual a:

$$p = \frac{Q_{Trabajo}}{S_x S_y} \quad (\text{kN} / \text{m}^2)$$

Para $\phi = 3 \text{ mm}$ y cuadrícula de $3 \times 3 \text{ m}$

$$p = \frac{40}{3 \times 3} = 4,4 \quad (\text{kN} / \text{m}^2)$$

Para $\phi = 4 \text{ mm}$ y cuadrícula de $3 \times 3 \text{ m}$

$$p = \frac{64}{3 \times 3} = 7,0 \quad (\text{kN} / \text{m}^2)$$

5.6 RESUMEN DE LOS RESULTADOS PARA LA CARACTERIZACION MECANICA DE LAS MEMBRANAS (TECCO® Mesh G-65)

- Ensayo de Tracción Directa sobre el Alambre

DIÁMETRO DEL ALAMBRE (MM)		$\phi = 3$	$\phi = 4$
Diámetro Medio del Alambre (mm)		3,00	3,883
Carga de Rotura, T_A (N)		13.746	22.296
Resistencia a Tracción Directa, σ_A (N/mm ²)		1.945	1.886
Módulo de Elasticidad, E_A (N/mm ²)		196.906	

- Ensayo de Tracción Directa sobre muestras de Malla TECCO G-65.

DIÁMETRO DEL ALAMBRE (MM)			$\phi = 3$	$\phi = 4$
ENSAYO DE TRACCIÓN DIRECTA LONGITUDINAL	Ensayo Tipo I y II (1.079 x 1.001)	Carga de Rotura, σ_y (kN/m)	151,46	257,65
		Def. Unitaria en Rotura, ϵ_y (mm/m)	83,80	58,12
		Carga de Trabajo σ_y (kN/m)	90,00	155,00
		Def. Unitaria de Trabajo, ϵ_y (mm/m)	50,28	25,21
	Ensayo Tipo III (1.079 x 429)	Carga de Rotura, σ_y (kN/m)	142,49	-
		Deformación Unitaria, ϵ_y (mm/m)	71,15	-
	Módulo de Elasticidad Longitudinal E_{yc} (kN/m)		1.898	6.245
Coeficiente de Poisson μ_{yx}		0,217	0,213	
ENSAYO DE TRACCIÓN DIRECTA TRANSVERSAL	Ensayo Tipo IV y V (1.001 x 581)	Carga de Rotura, σ_x (kN/m)	68,86	99,10
		Def. Unitaria en Rotura, ϵ_x (mm/m)	340,73	242,88
		Carga de Trabajo σ_{xT} (kN/m)	40,00	60,00
		Def. Unitaria de Trabajo, ϵ_y (mm/m)	204,44	145,75
	Ensayo Tipo VI (1.001 x 249)	Carga de Rotura, σ_x (kN/m)	64,11	-
		Def. Unitaria en Rotura, ϵ_x (mm/m)	431,02	-
	Módulo de Elasticidad Transversal "Modelo x-y" E_{xc} (kN/m)		118	443
	Módulo de Elasticidad Transversal "Modelo y" E_{xc} (kN/m)		164	443
	Coeficiente de Poisson "Modelo x-y" μ_{xy}		2,55	2,91
Coeficiente de Poisson "Modelo y" μ_{xy}		2,50	3,01	

- Ensayo de Punzonamiento con Placa de Reparto sobre muestras de Malla TECCO G-65.

DIÁMETRO DEL ALAMBRE (MM)		$\phi = 3$	$\phi = 4$
Placa Romboidal	Desplazamiento Vertical (mm)	202,48	191,21
	Carga, Q (kN)	67,34	107,41
	$Q_{Trabajo}$	40,00	64,00
Placa Hexagonal	Desplazamiento Vertical (mm)	213,29	-

	Carga, Q (kN)	42,11	-
--	---------------	-------	---

6 ENSAYOS CON CARGA DISTRIBUIDA PARA LA VALIDACION DE LOS MODELOS FISICO-MATEMATICOS DEL TRABAJO DE LAS MEMBRANAS

6.1 INTRODUCCION

El objetivo fundamental de estos ensayos de laboratorio es la determinación de la capacidad de carga bajo diferentes condiciones de instalación para las membranas flexibles susceptibles de ser empleadas como elementos de estabilización superficial y control de la erosión en desmontes de suelos y materiales sueltos.

Los resultados obtenidos serán comparados con los resultados de la introducción de los parámetros resistentes de la membrana en los diferentes modelos matemáticos correspondientes a los modelos físicos de comportamiento de los sistemas de estabilización superficial. Los valores del soporte unitario y los desplazamientos verticales (ΔZ) para cada uno de los sistemas, serán comparados con los resultados obtenidos de los ensayos realizados con carga distribuida.

6.1.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

La parte experimental correspondiente a las pruebas de laboratorio realizadas con la malla TECCO Mesh G-65 con diámetros de alambre de 3 y 4 milímetros, tiene los siguientes objetivos específicos:

- ❑ Determinación de la capacidad de soporte bajo carga distribuida en la dirección perpendicular al plano de la malla para condiciones de trabajo en la dirección principal de carga “y”: Modelo Unidireccional o Modelo “y”.
- ❑ Determinación de la capacidad de soporte bajo carga distribuida en la dirección perpendicular al plano de la malla para condiciones de trabajo en las direcciones principal y transversal de carga “x-y”: Modelo Bidireccional o Modelo “x-y”.

6.2 ENSAYO CON CARGA DISTRIBUIDA.

Este ensayo tiene el propósito de evaluar en condiciones de carga distribuida sobre el paño de malla y al nivel de laboratorio. La carga se aplicará en dirección perpendicular al plano definido por el paño de malla. La determinación del comportamiento de la membrana de sostenimiento sometida a carga distribuida, se evaluará mediante la medición de los siguientes parámetros:

- Relación carga total aplicada v.s. desplazamiento vertical del centro del paño.
- Relación carga total aplicada v.s. desplazamiento vertical en diferentes direcciones del paño de la malla.
- Geometría de la deformada de la malla TECCO para diferentes escalones de carga.

Los parámetros que se van a emplear en estos ensayos, además de los utilizados en la definición de los modelos, son:

Q – *Soporte total (kN)*. Carga máxima que es capaz de soportar la malla en la dirección perpendicular al plano definido por ella, para una determinada superficie cargada entre arriostramientos.

P – *Soporte unitario (kN/m²)*. Capacidad de carga de la malla por unidad de superficie.

Δz_y – Desplazamiento vertical de la malla en cualquier punto de una línea paralela a la dirección principal (mm).

Δz_x – Desplazamiento vertical de la malla en cualquier punto de una línea paralela a la dirección secundaria (mm).

Δz_{x-y} – Desplazamiento vertical de la malla en cualquier punto de la diagonal del paño de la malla (mm).

6.2.1 ENSAYOS DE CARGA DISTRIBUIDA REALIZADOS CON LAS MALLAS.

Las muestras de la malla TECCO Mesh G-65 con diámetros de alambre de 3 y 4 milímetros fueron sometidas en el laboratorio a los siguientes ensayos:

- Ensayo de soporte bajo carga distribuida
 - Ensayo Bidireccional (con confinamiento perimetral “x-y”)
 - Ensayo Unidireccional (con confinamiento en la dirección principal “y”)

Dependiendo de las condiciones de contorno, estos ensayos simularán las condiciones de trabajo según los modelos físicos, por lo que se realizarán *Ensayos de carga distribuida “Unidireccional”* y *“Ensayos de carga distribuida “Bidireccional”*.

Ensayo de carga distribuida “Unidireccional”

El dispositivo de ensayo empleado deberá ser capaz de reproducir las condiciones de carga del modelo unidireccional (Modelo “y”), donde la membrana estará arriostrada en todo su perímetro, permitiéndose únicamente el desplazamiento vertical de los bordes paralelos a la dirección vertical. De esta forma, la membrana se deformará únicamente en la dirección principal. En este tipo de ensayo, para un elemento diferencial de la malla, las condiciones de trabajo son idénticas al ensayo de tracción directa longitudinal con arriostamiento lateral.

La sobrecarga, compuesta por una pirámide truncada formada por sacos de grava, se coloca sobre la malla y un sistema de gatos hidráulicos aplica, de forma continua, la carga. Un conjunto de extensómetros colocados por debajo de la malla, registra los desplazamientos verticales en diferentes puntos a lo largo de la dirección principal: en el centro y en el borde. Los valores de carga y desplazamiento serán registrados por la unidad de captación de datos, la que almacena de forma continua y simultánea las magnitudes de la carga aplicada y la deformación de la malla en los diferentes puntos de registro.

El dispositivo de ensayo está formado por un marco de acero 1.800 x 1.800 mm de luz interior, el cual permite el arriostamiento total del borde de la malla perpendicular a la dirección principal, y barras verticales colocadas en el interior del marco facilitan el

desplazamiento vertical de los bordes paralelos a la dirección principal, impidiendo el desplazamiento en el plano de la malla. El tamaño del testigo de ensayo será, de acuerdo con la construcción del sistema de fijación, de 1.800 mm de longitud y 1740 mm de ancho.

Ensayo de carga distribuida “Bidireccional”.

El dispositivo de ensayo empleado deberá ser capaz de reproducir las condiciones de carga del modelo bidireccional (Modelo “x-y”), donde la membrana estará arriostrada en todo su perímetro, permitiéndose el desplazamiento vertical de la malla en cualquier punto del interior del marco pero limitando cualquier movimiento de los bordes. De esta forma, al aplicar la carga, la membrana se deformará en todas direcciones.

El dispositivo de ensayo está formado por un marco de acero 1.800 x 1.800 mm de luz interior, el cual permite el arriostramiento total de todo el perímetro de la malla. El tamaño del testigo de ensayo será, de acuerdo con la construcción del sistema de fijación, del mismo tamaño que la luz interior del marco.

La sobrecarga, compuesta por una pirámide truncada formada por sacos de grava, se coloca sobre la malla y un sistema de gatos hidráulicos aplica, de forma continua, la carga. Un conjunto de extensómetros colocados por debajo de la malla, registra los desplazamientos verticales en diferentes puntos en tres direcciones: principal, secundaria y diagonal. Los valores de carga y desplazamiento serán registrados por la unidad de captación de datos, la que almacena, de forma continua y simultánea, las magnitudes de la carga aplicada y la deformación de la malla, en los diferentes puntos de registro.

Los ensayos de carga distribuida se realizaron sobre muestras de malla TECCO G-65 con diámetros de alambre de 3 y 4 mm.

Ensayo N°	Descripción del ensayo ($\phi = 3 \text{ mm}$)	N° muestras
XI	Ensayo de carga distribuida sobre muestras de malla colocadas en un marco de 1.800 x 1.800 mm. Con perímetro totalmente arriostrado (Modelo “x – y”).	3
XII	Ensayo de carga distribuida sobre muestras de malla colocadas en un marco de 1.800 x 1.800 mm. Con perímetro arriostrado, permitiendo desplazamientos verticales de los bordes paralelos a la dirección principal. (Modelo “y”). El tamaño de la muestra será de 1.740 x 1.800 mm.	3

Ensayo N°	Descripción del ensayo ($\phi = 4$ mm)	N° muestras
XI	Ensayo de carga distribuida sobre muestras de malla colocadas en un marco de 1.800 x 1.800 mm. Con perímetro totalmente arriostrado (Modelo “x – y”)	3
XII	Ensayo de carga distribuida sobre muestras de malla colocadas en un marco de 1.800 x 1.800 mm. Con perímetro arriostrado, permitiendo desplazamientos verticales de los bordes paralelos a la dirección principal. (Modelo “y”). El tamaño de la muestra será de 1.740 x 1.800 mm.	3

6.2.2 TAMAÑO DE LA MUESTRA

A la vista de que los resultados obtenidos en los ensayos de caracterización mecánica de la membrana TECCO G-65 no ofrecían una dispersión muy alta, se decide mantener el mismo tamaño de muestra. En caso de que apareciesen resultados con una dispersión acusada, se repetiría la serie de ensayos.

n = 3 muestras

6.2.3 ESTIMACIÓN DE LA CARGA DE ROTURA

La estimación de los valores de carga de rotura de los diferentes ensayos de carga distribuida, es necesaria para el diseño de los diferentes elementos componentes del dispositivo de ensayo. Para la estimación de los valores de la carga de rotura (Q) que soportará el ensayo con las mallas de 3,0 y 4,0 mm, en las condiciones del ensayo de carga distribuida unidireccional y bidireccional, se puede proceder de forma muy sencilla y aproximada de la manera que a continuación se detalla.

Ensayo de carga distribuida bidireccional.

Conociendo los valores que a continuación se detallan, se puede calcular aproximadamente el valor de la carga total vertical que será necesaria para llevar el ensayo hasta la rotura:

- ◆ Carga de carga de rotura obtenida de los ensayos a tracción directa.
- ◆ Distribución de tensiones en el perímetro arriostrado.

- ♦ Dimensiones del marco de ensayo.
- ♦ Angulo aproximado de incidencia de la malla en el momento de la rotura en el borde de confinamiento lateral con respecto al plano horizontal (α_r).

La distribución de tensiones en el perímetro de la malla, toma un valor cero en los extremos, alcanzando un valor máximo en la banda central igual a la carga de rotura a tracción directa en la dirección principal (σ_y). La máxima tensión estimada que se alcanzará en la dirección secundaria (σ_x), se podrá obtener para iguales deformaciones unitarias de la malla en el ensayo de tracción directa transversal (Figura 6-1).

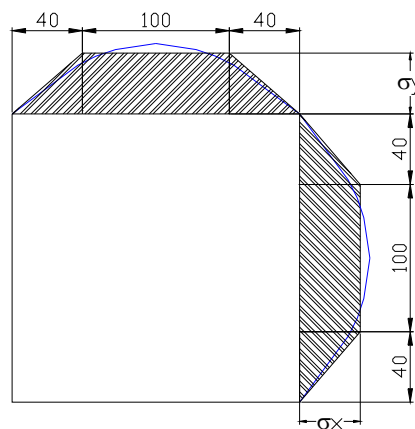


Figura 6-1. Esquema aproximado de distribución de tensiones en los bordes de la malla. Modelo “x - y”

Los valores de tensión máxima son los siguientes:

Malla ($\phi = 4 \text{ mm}$)	$\sigma_y = 257 \text{ kN/m}$	$\varepsilon = 58,12 \text{ mm/m}$	$\sigma_x = 22 \text{ kN/m}$
Malla ($\phi = 3 \text{ mm}$)	$\sigma_y = 151 \text{ kN/m}$	$\varepsilon = 83,80 \text{ mm/m}$	$\sigma_x = 10 \text{ kN/m}$

El valor de la carga de rotura estimada para el ensayo será igual a:

$$Q \approx 2 \times (\sigma_y + \sigma_x) \times \text{sen}(\alpha_r) \times 1,40$$

Del ensayo de punzonamiento se puede calcular un valor estimado de $\alpha_r \approx 30^\circ$, resultando:

Para malla ($\phi = 4 \text{ mm}$)	$Q \approx 395 \text{ kN}$
Para malla ($\phi = 3 \text{ mm}$)	$Q \approx 225 \text{ kN}$

Ensayo de carga distribuida unidireccional.

Conociendo los valores que a continuación se detallan, se puede calcular aproximadamente el valor de la carga total vertical que será necesaria para llevar el ensayo hasta la rotura:

- ◆ Carga de carga de rotura obtenida de los ensayos a tracción directa.
- ◆ Distribución de tensiones en el perímetro arriostrado.
- ◆ Dimensiones del marco de ensayo.
- ◆ Angulo aproximado de incidencia de la malla, en el momento de la rotura en el borde de confinamiento lateral con respecto al plano horizontal (α_r).

La distribución de tensiones en los bordes arriostrados de la malla, toma una forma rectangular alcanzando un valor máximo igual a la carga de rotura a tracción directa en la dirección principal (σ_y) (Figura 6-2).

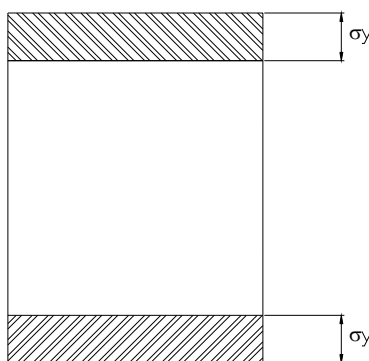


Figura 6-2. Esquema aproximado de distribución de tensiones en los bordes de la malla. Modelo “y”.

El valor de la carga de rotura estimada para el ensayo unidireccional será igual a:

$$Q \approx 2 \times (\sigma_y) \times \text{sen}(\alpha_r) \times 1,74$$

Del ensayo de punzonamiento, se puede calcular un valor estimado de $\alpha_r \approx 30^\circ$.

Resultando:

Para malla ($\phi = 4 \text{ mm}$)	$Q \approx 452 \text{ kN}$
Para malla ($\phi = 3 \text{ mm}$)	$Q \approx 263 \text{ kN}$

6.2.4 DESCRIPCIÓN DE LA INSTALACIÓN PARA EL ENSAYO BIDIRECCIONAL

Para la realización de estos ensayos, se diseñó una estructura principal y elementos complementarios para la sujeción de la malla adecuados a la condición de contorno del ensayo a realizar (Figura 6-3 y Figura 6-4).

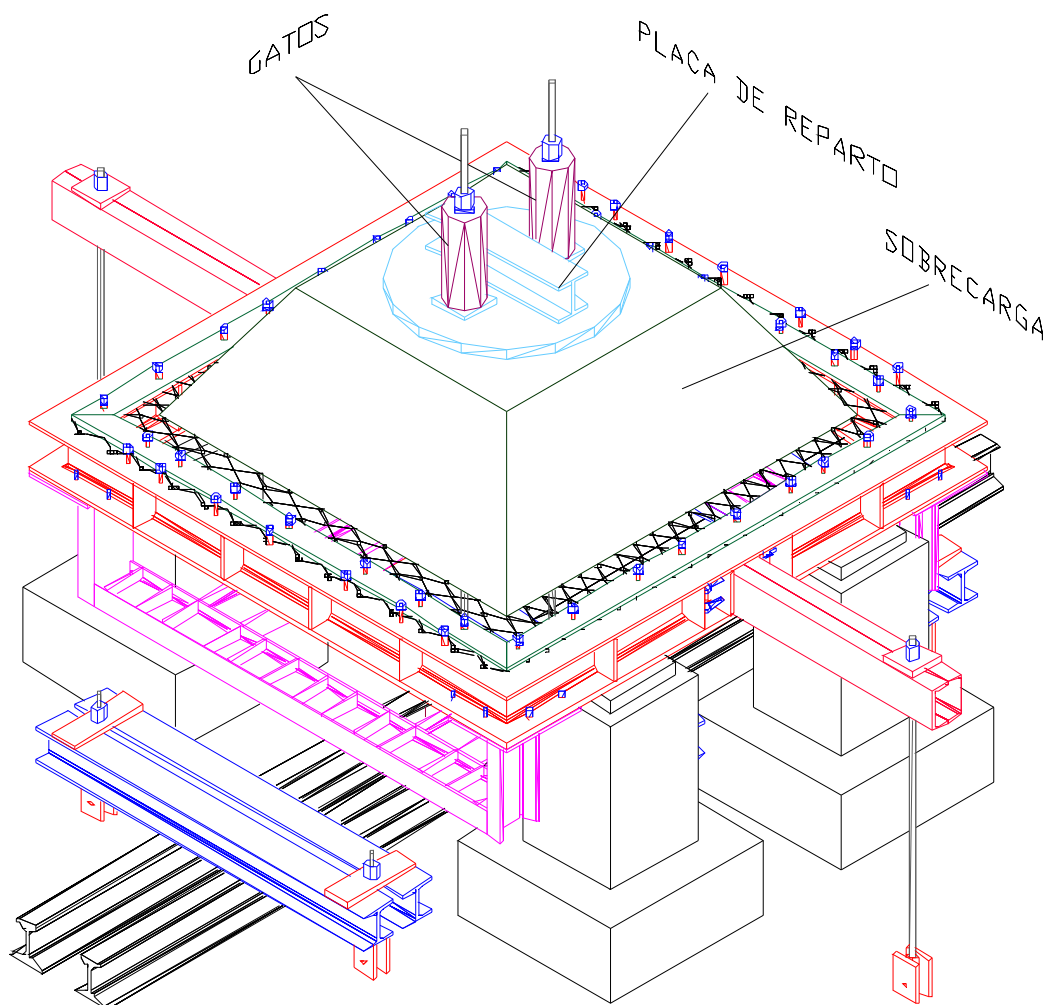


Figura 6-3. Vista general del aparato de ensayo para el Ensayo de carga distribuida “Bidireccional”, con la sobrecarga.

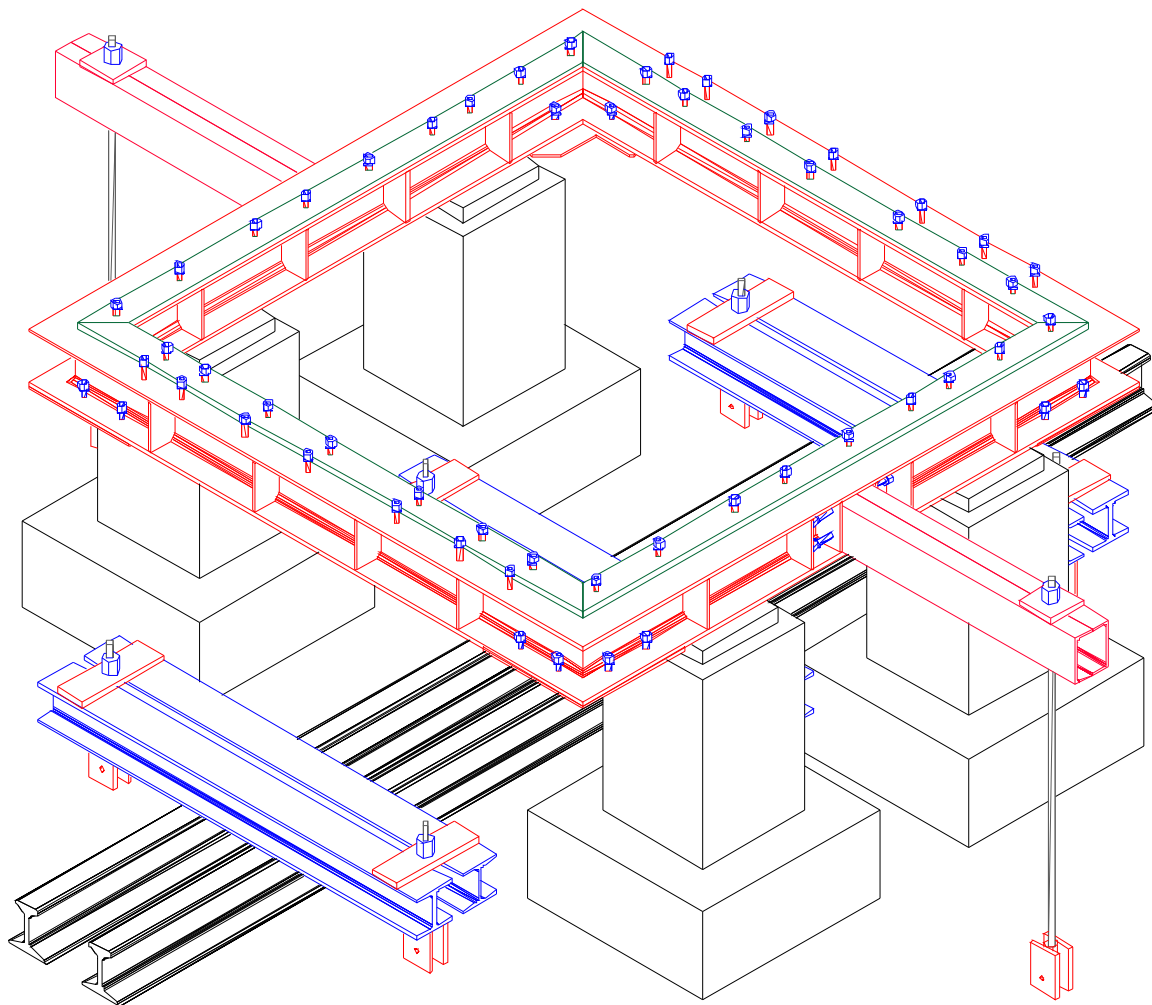


Figura 6-4. Vista general del aparato de ensayo para el Ensayo de carga distribuida “Bidireccional”, sin la sobrecarga.

La estructura principal de sujeción constituye, por sí sola, el sistema para la realización del ensayo de carga distribuida bidireccional y consta de tres partes fundamentales.

- I. *Marco principal.* Este marco está realizado con perfiles HEB-200 reforzados con rigidizadores para aumentar su resistencia a la torsión. En la cara superior del marco y en todo su perímetro se han soldado tornillos de acero ($\phi=18$ mm) de alta resistencia, que permiten la sujeción de la malla al marco mediante cuatro platabandas, para el ensayo bidireccional. Por el interior de las espiras perimetrales se colocan cuatro platabandas que pasan por dentro de la malla de alambre, con lo cual se logra una adecuada fijación y la garantía de que todas las espiras trabajen simultáneamente. El marco se encuentra apoyado en cuatro bases

de hormigón debidamente niveladas. Para prevenir la torsión del marco en la zona de la dirección principal de la carga, se han dispuesto en el centro del mismo dos perfiles UPN 120 soldados y anclados por el extremo al suelo.

- II. *Estructura de reacción y anclaje al suelo.* Para aplicar una carga sobre la malla se disponen dos raíles en el suelo sobre dos planchas de acero. Las planchas de acero llevan soldadas dos sujeciones, separadas 400 mm, que se sitúan entre los raíles, de tal forma que la chapa transmite a estos todas las fuerzas aplicadas. En dichas sujeciones se engancharán dos barras GEWI ($\phi=32$ mm), para actuar como reacción del empuje de dos cilindros hidráulicos. Sobre el centro y los extremos de los raíles, se colocan transversalmente tres vigas formadas por dos perfiles HEB 140 que anclarán los raíles al suelo (Figura 6-5).

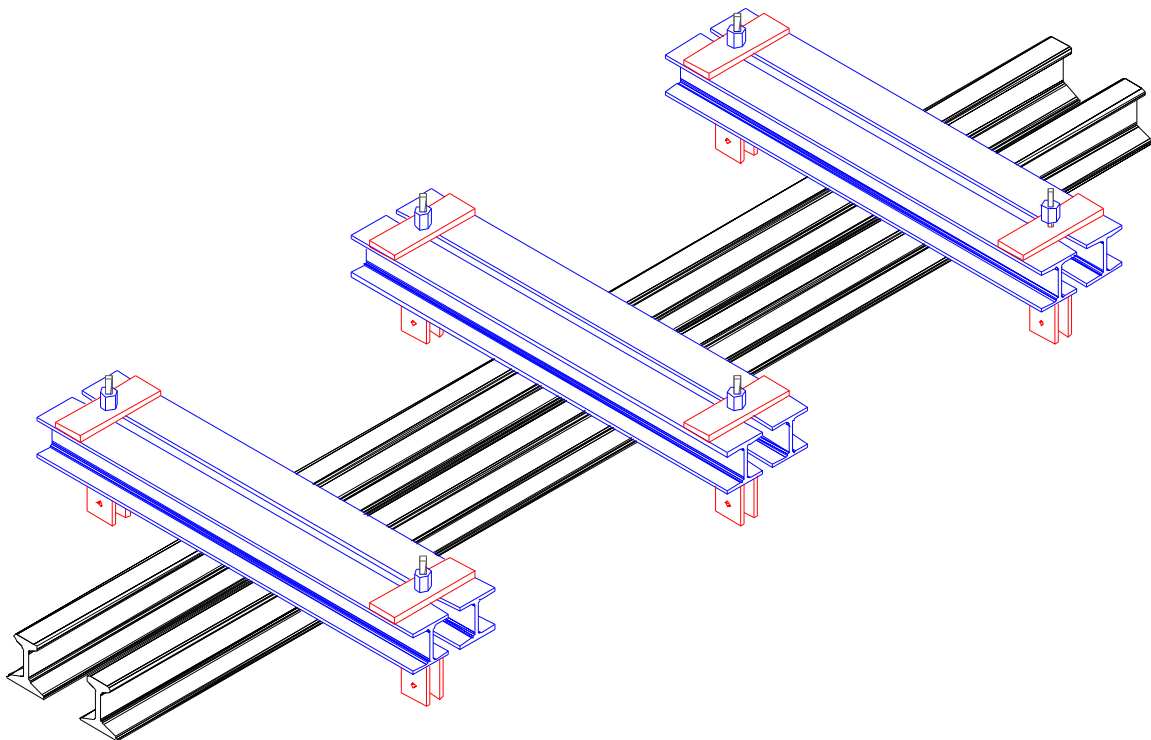


Figura 6-5. Estructura de reacción para la aplicación de la carga

- III. *Dispositivo de aplicación de la carga.* Para la aplicación de la carga se utiliza una sobrecarga formada por sacos de grava de 50 Kg dispuestos en forma de tronco de pirámide. Dichos sacos se colocarán en tres filas de 4 x 4, 3 x 3 y 2 x 2 sacos respectivamente. Por dentro de la sobrecarga, se pasan dos tubos de acero ($\phi=60$ mm). Sobre la sobrecarga se dispone una placa de acero circular de 40 mm de espesor y 600 mm de diámetro con dos taladros para que pasen las barras GEWI y

un perfil HEB 140 soldado en la parte superior para rigidizarla. La carga se aplicará a través de dos cilindros hidráulicos, separados 400 mm, que se apoyan sobre dos “jarras” colocadas sobre la placa circular y que llevan dos tuercas como tope en el extremo superior de las barras GEWI. Las “jarras” son dos tubos huecos con una ventana que permite roscar una tuerca, situada en la barra GEWI, sobre la placa de reparto, para mantener la presión del ensayo cuando se descargan los gatos para recuperar la carrera del émbolo. Las barras GEWI ($\phi=32$ mm) atraviesan el gato, las jarras, la placa de reparto y la sobrecarga por dentro de los tubos colocados en el interior de ésta, hasta los enganches de las placas de reacción situadas debajo de los raíles (Figura 6-6 y Anexo N° 2 Planos).



Figura 6-6. Aplicación de la carga en el ensayo de carga distribuida
“Bidireccional”

6.2.5 DESCRIPCIÓN DE LA INSTALACIÓN PARA EL ENSAYO UNIDIRECCIONAL

Para la realización de estos ensayos, se diseñó una estructura principal, exactamente la misma que para el ensayo bidireccional, y elementos complementarios para la sujeción de la malla, adecuados a la condición de contorno del ensayo correspondiente con el modelo “y”.

La estructura principal del ensayo (Figura 6-4) y los elementos complementarios aparecen en la vista general de la siguiente figura (Figura 6-7 y Figura 6-8).

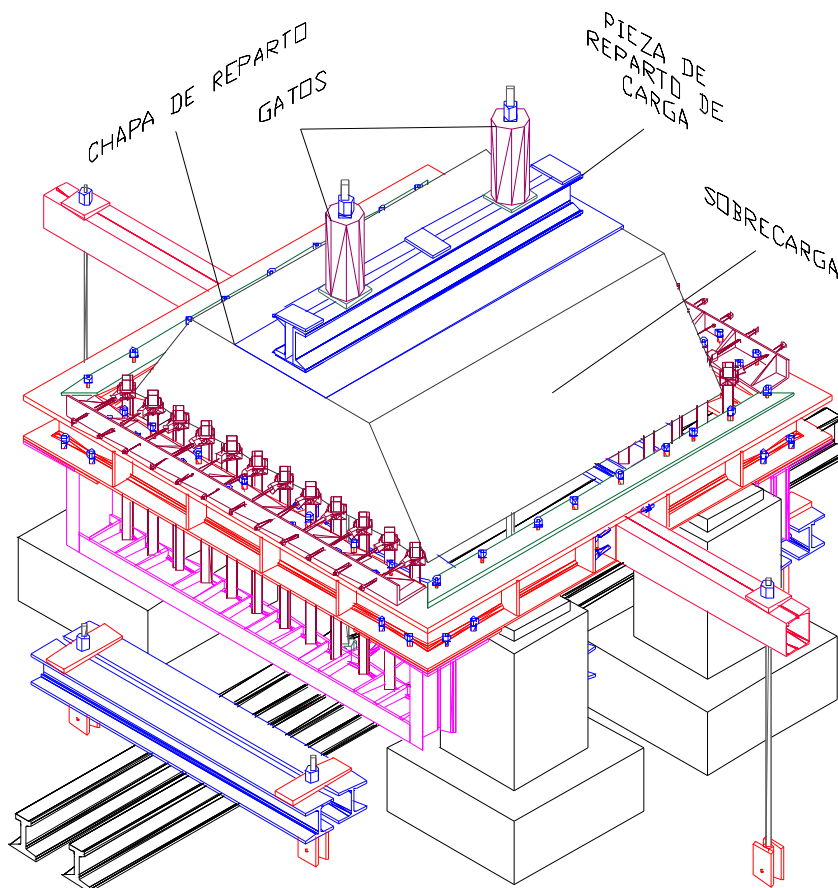


Figura 6-7. Vista general del aparato de ensayo para el Ensayo de carga distribuida “Unidireccional”, con la sobrecarga.

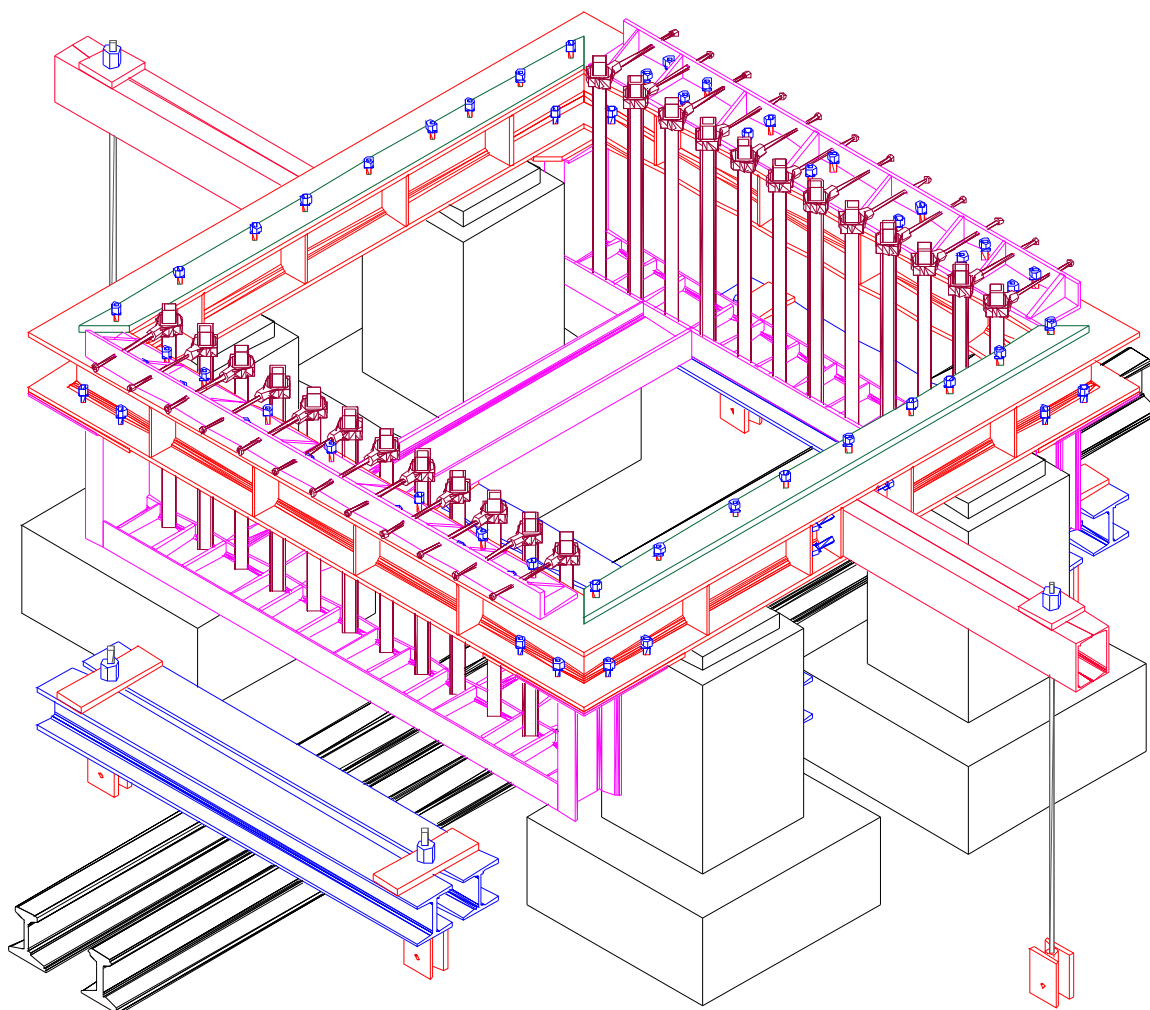


Figura 6-8. Vista general del aparato de ensayo para el Ensayo de carga distribuida “Unidireccional”, sin la sobrecarga.

La estructura y elementos complementarios para la realización de este ensayo, constan de las siguientes partes.

- I. *Marco Secundario*. Este marco está realizado con dos cuadros formados por perfiles de acero UPN 180, soldados a una chapa que se atornillará en la parte inferior del marco principal, en los bordes paralelos a la dirección principal. Estas dos piezas están solidarizadas transversalmente por dos perfiles IPE 200. Este marco ha sido diseñado para servir de soporte inferior a los elementos de arrioste lateral por los cuales deslizará la malla durante la aplicación de la carga (Figura 6-9).

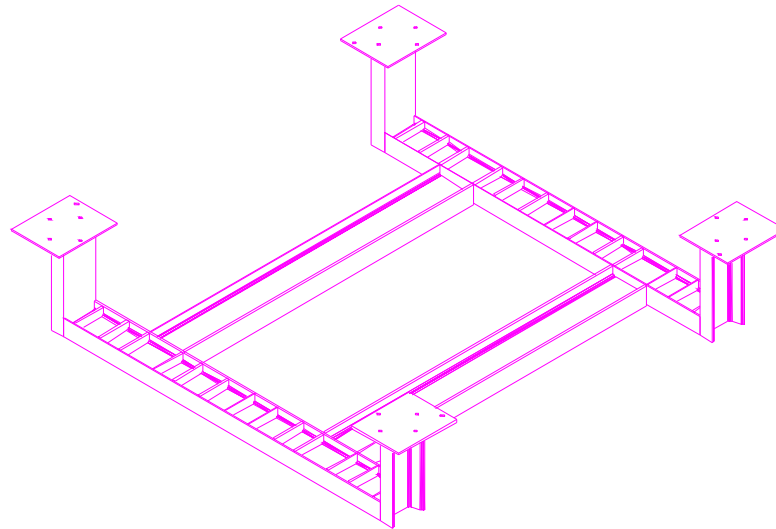


Figura 6-9. Vista del marco secundario.

- II. *Sistema de sujeción lateral*: Este sistema está formado por un conjunto de tubos de acero de sección cuadrada, fijados en la parte inferior mediante una articulación al marco secundario. Su extremo superior encaja en un casquillo diseñado especialmente para el soporte superior y colocación de la malla. Este casquillo transmite la fuerza aplicada por los tubos, mediante una barra roscada, a un perfil en “L” colocada sobre el marco principal (Figura 6-10)

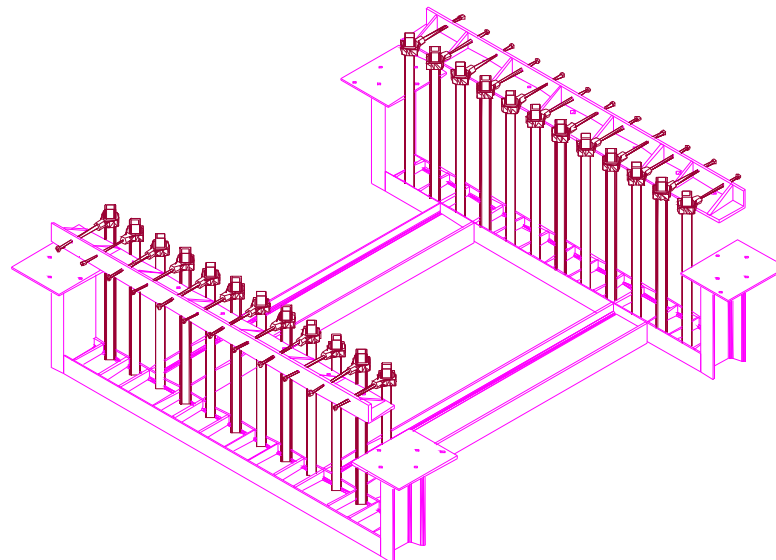


Figura 6-10. Sistema de sujeción lateral.

- III. *Dispositivo de aplicación de la carga.* Para la aplicación de la carga se utiliza una sobrecarga formada por sacos de grava de 50 Kg dispuestos en forma de paralelepípedo de generatriz recta y sección trapezoidal. Dichos sacos se colocarán en cuatro filas de 4 x 3, 3 x 3, 2 x 3 y 1 x 3 sacos respectivamente. Por dentro de la sobrecarga se pasan dos tubos de acero ($\phi=60$ mm). Sobre la sobrecarga se dispone una plancha de acero rectangular de 10 mm de espesor de 600 x 1600 mm, con el eje perpendicular a la dirección principal y con dos taladros ($\phi=45$ mm) en su parte central, separados 900 mm por los que pasan las barras GEWI. Encima de esta chapa se coloca una viga formada por dos perfiles UPN 180 solidarizados, sobre los que se apoyan los elementos de aplicación de carga. La carga se aplicará a través de dos cilindros hidráulicos, que se apoyan sobre dos “jarras” colocadas sobre la viga de reparto y la placa rectangular, las que llevan dos tuercas como tope en el extremo superior de las barras GEWI. Las barras GEWI ($\phi=32$ mm) atraviesan el gato, las jarras, la viga de reparto, la placa rectangular y la sobrecarga por dentro de los tubos colocados en el interior de ésta, hasta los enganches de las placas de reacción situadas debajo de los raíles (Figura 6-11). Ver Anexo N° 2 (Planos).



Figura 6-11. Aplicación de la carga en el Ensayo de carga distribuida “Unidireccional”.

6.2.6 *FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA*

a) *Funcionamiento del sistema para el ensayo bidireccional*

La muestra correspondiente a un paño de malla de 2,50 x 2,50 m, se coloca sobre el marco principal y se arriostra en todo el perímetro mediante los elementos de sujeción diseñados para tal función. A continuación, se fijan unas maderas a la malla que servirán como referencia para apoyar los transductores de medición de los desplazamientos verticales. Seguidamente, se dispone la sobrecarga junto con los tubos que van en su interior, la placa de reparto, las "jarras" y los cilindros hidráulicos para la aplicación de la carga. Finalmente, se colocan los transductores y el medidor de hilo, para registrar el desplazamiento vertical de la malla.

Una vez concluido el montaje del ensayo, se aplicará carga en forma continua por medio de los cilindros conectados al grupo hidráulico hasta la rotura de la muestra. Los valores de carga y desplazamiento vertical son registrados de forma simultánea por la unidad de captación de datos.

b) *Funcionamiento del sistema para el ensayo unidireccional*

La muestra correspondiente a un paño de malla de 1,74 de ancho x 2,50 m, se coloca sobre el marco principal y se arriostra en el borde del marco perpendicular al eje principal mediante los elementos de sujeción diseñados para tal función. Los rombos de los bordes paralelos a la dirección principal de la malla se arriostran individualmente pasando por su interior los cuadradillos de fijación lateral.

Una vez fijada la malla, se colocan unas maderas que servirán como referencia para apoyar los transductores de medición de los desplazamientos verticales. Seguidamente, se coloca la sobrecarga junto con los tubos que van en su interior, la chapa de acero, la viga de reparto, las "jarras" y los cilindros hidráulicos para la aplicación de la carga. Finalmente, se colocan los transductores y el medidor de hilo, para registrar el desplazamiento vertical de la malla. Concluido el montaje del ensayo, se aplicará carga en forma continua por medio de dos cilindros conectados al grupo hidráulico hasta la rotura de la muestra. Los valores de carga y desplazamiento vertical son registrados de forma simultánea por la unidad de captación de datos.

6.2.7 EQUIPAMIENTO EMPLEADO EN LA MEDICIÓN

Medición del desplazamiento vertical de la malla. Para la medición de los desplazamientos verticales de la muestra en su punto central se empleó un medidor de hilo tipo (ASM Positionssensoren. Ref. WS16-1250-420A-L10. N° Serie 20001363342. Certificado por BAREMO “CH-9405”) con un recorrido de 1250 mm. Este medidor va colocado en la parte inferior central de la muestra a ensayar y el captador fijado al marco inferior. La señal emitida por el medidor es recogida por un captador digital que la transfiere a un módulo acondicionador de señal Solartron modelo 35951 B, el cual a su vez la envía al ordenador para su registro (Figura 11-14).

Para obtener la deformada de la muestra en diferentes direcciones, se colocaron en su parte inferior seis transductores de desplazamiento conectados a un módulo acondicionador de señal Solartron modelo 35951 B, el cual a su vez la envía al ordenador para su registro (Figura 11-14).

La ubicación de los transductores de desplazamientos para el ensayo con carga distribuida “bidireccional” y “unidireccional”, se indica a continuación (Figura 6-12).

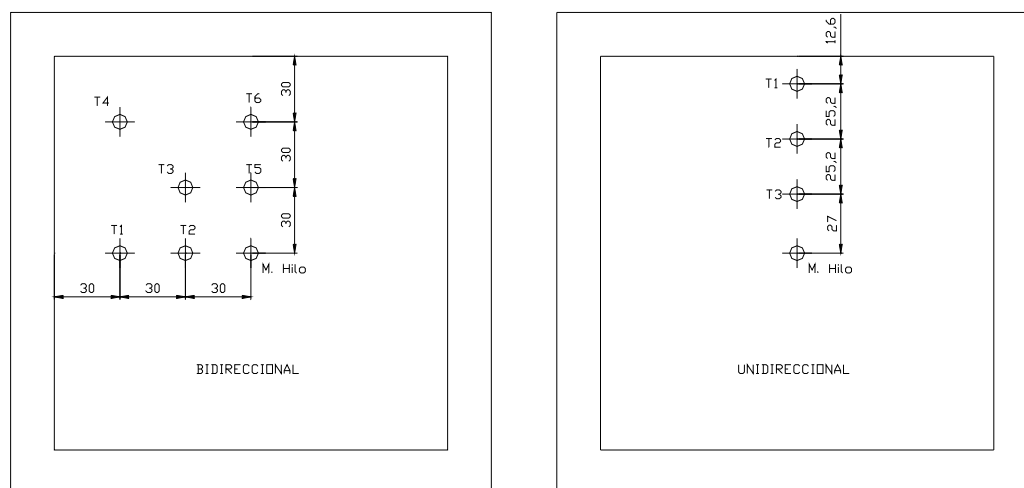


Figura 6-12. Disposición de los transductores de desplazamiento de la malla.

Medición de la carga de la muestra. Para la medición de la carga aplicada por el gato se empleó una célula de presión, GMS Sensors (Ref. 2200R664001A3UA. Mod. L111782), con una capacidad de medida de 400 bar y un rango de lectura de 0 – 5 voltios, conectada al

sistema hidráulico (Figura 11-40). La señal emitida por la célula de presión es recogida por un captador digital que la transfiere a un módulo acondicionador de señal Solartron modelo 35951 B, el cual a su vez la envía al ordenador para su registro.

Los dos cilindros hidráulicos están conectados al mismo grupo de presión, por lo que para obtener la carga aplicada se multiplicará la constante de la curva de calibración de cada uno de los cilindros por la presión registrada en el sistema. Ver Anexo N° 8 (Calibración de los cilindros hidráulicos).

6.2.8 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

Los ensayos con carga distribuida han sido realizados en el Laboratorio de Estructuras (LABEST) de la E.T.S.I. de Caminos Canales y Puertos de la Universidad de Cantabria entre los días 23 de noviembre al 7 de diciembre de 2000.

♦ **Ensayo con carga distribuida bidireccional. Malla TECCO G-65 ($\phi=3$ mm)**

Los valores de la carga de rotura y desplazamiento vertical máximo del punto central de la muestra, registrados para cada muestra, se presentan en la siguiente tabla.

Tipo de Ensayo ($\phi=3$ mm)	Muestra Nº	Desplazamiento vertical punto central, ΔZ (mm)	Carga de Rotura, Q (kN)
XI	1	318,61	277,41
	2	292,54	250,87
	3	292,54	248,45
Valor Medio		301,23	258,91

Tomando en consideración que el soporte de la membrana no varía en la misma forma que las tensiones a las que está sometida la misma, la aplicación del factor de seguridad directamente a la carga no puede seguir el mismo criterio que el utilizado para las tensiones de tracción de la membrana. Como valor aproximado del factor de seguridad para la carga se tomará el valor de 2,0. Así, el valor del soporte unitario en condiciones de trabajo, bajo una sobrecarga distribuida, de la malla de 3 mm será:

$$P_{Trabajo} = \frac{Q_{Rotura}}{S \times FS} = \frac{258,91}{1,8 \times 1,8 \times 2,0} \approx 40 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$P_{Trabajo} \approx 40 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Deformada de la malla bajo carga distribuida

A partir de los valores registrados por los transductores de desplazamiento vertical, se analiza la deformada que la carga distribuida origina en la malla para distintos escalones de carga. La deformada de la membrana se ha representado en tres direcciones: dirección

principal “y”, dirección secundaria “x” y en la diagonal del cuadro de ensayo “x-y”. En el Anexo N° 7 (Resultado de los ensayos de carga distribuida de la membrana TECCO® Mesh G-65), se recogen los registros de los ensayos.

De todas las deformadas representadas se analizarán las correspondientes a la carga de rotura y a la carga de trabajo, tomando como $FS = 2,0$. Las curvas representadas (Figura 6-13) corresponden a las medias de los tres ensayos realizados para cada serie.

- ♦ Análisis del comportamiento de la malla en la dirección principal “y”, ($\phi=3$ mm)

Posición en la dirección “y”	ΔZ [Rotura] (mm)	ΔZ [180 kN] (mm)	ΔZ [150 kN] (mm)	Δz [100 kN] (mm)	ΔZ [70 kN] (mm)
0	0	0	0	0	0
300	-179	-151	-139	-116	-98
600	-276	-238	-220	-187	-161
900	-301	-260	-238	-203	-176
1200	-276	-238	-220	-187	-161
1500	-179	-151	-139	-116	-98
1800	0	0	0	0	0

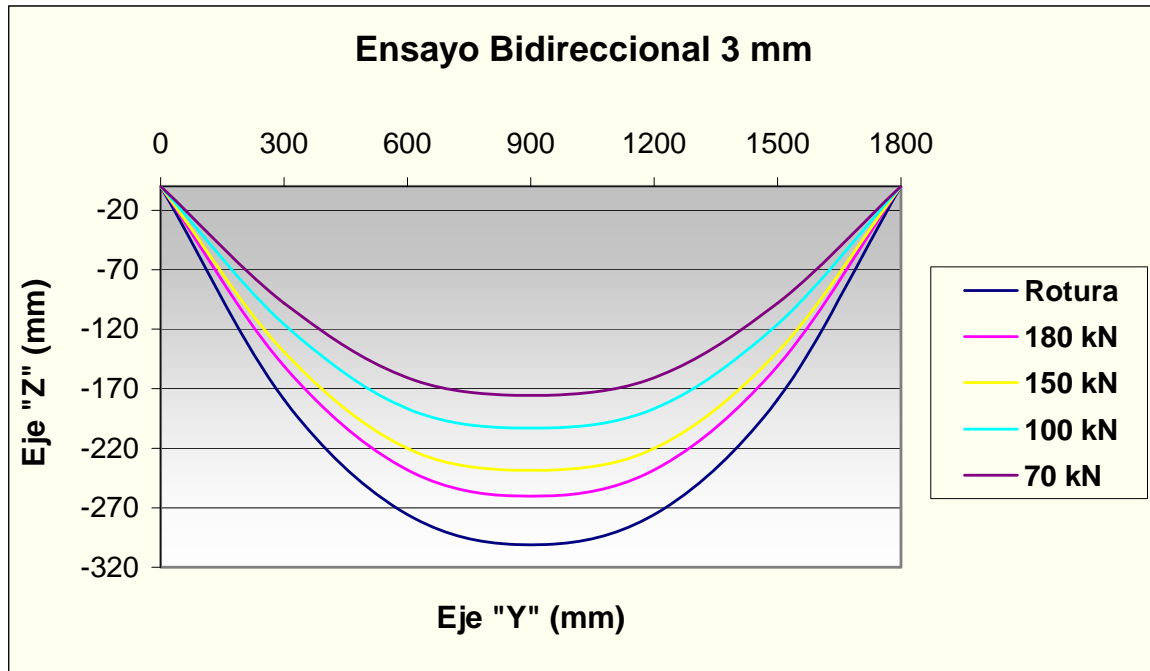


Figura 6-13. Deformadas de la malla TECCO G-65 ($\phi=3$ mm), en la dirección "y" para diferentes escalones de carga distribuida del ensayo bidireccional.

Para la determinación de la deformación unitaria de la malla en la zona de máximo desplazamiento vertical (en las bandas centrales), se ha obtenido la longitud de la curva ajustada a cada una de las deformadas. La longitud de la curva (A_i) se determinó realizando la integral curvilínea entre los puntos de arriostamiento.

La deformación unitaria será entonces igual a:

$$\varepsilon_y = \frac{A_i - S_y}{S_y} \times 1.000 \text{ (mm / m)}$$

Posición en la dirección "y"	Ecuación de la deformada	Longitud de la curva (mm)	Deformación ε_y (mm/m)
Q_{Rotura}	$\Delta Z = 7 \cdot 10^{-11} y^4 - 3 \cdot 10^{-7} y^3 + 0,0007 y^2 - 0,776 y + 0,107$	1.932	73,33
Q_{Trabajo}	$\Delta Z = 4 \cdot 10^{-11} y^4 - 1 \cdot 10^{-7} y^3 + 0,0004 y^2 - 0,59 y + 0,1863$	1.892,55	51,42

Los valores de deformación unitaria obtenidos en la dirección principal son menores que los obtenidos en el ensayo de tracción directa debido a la deformación transversal que se produce en la malla, la cual no existe en el ensayo con arriostamiento lateral. Por ejemplo, en condiciones de carga de rotura, la deformación unitaria medida en la dirección "y" en este ensayo es de 73,33 mm/m, un 11,2 % menor que la obtenida en el ensayo de tracción directa (82,55 mm/m).

El desplazamiento vertical en condiciones de carga de rotura en el punto central, ΔZ (mm) es un 16,7% de la distancia entre arriostres. Para condiciones de carga por debajo de la de rotura, los desplazamientos verticales obtenidos son los siguientes:

Carga aplicada, Q (kN)	Q / Q_{Rotura} (%)	ΔZ [Q] (mm)	$\Delta Z / S_v$ (%)
258,91	100	301	16,72
180	69,52	260	14,44
150	57,94	238	13,22
100	38,62	203	11,28
70	27,04	176	9,78

Para diferentes dimensiones del cuadro de arriostre, el desplazamiento vertical máximo para cualquier condición de carga se obtendrá aplicando la relación porcentual que aparece en la última columna de la tabla anterior.

- ♦ Análisis del comportamiento de la malla en la dirección secundaria "x", ($\phi=3$ mm)

Posición en la dirección "x"	ΔZ [Rotura] (mm)	ΔZ [180 kN] (mm)	ΔZ [150 kN] (mm)	ΔZ [100 kN] (mm)	ΔZ [70 kN] (mm)
0	0	0	0	0	0
300	-199	-174	-161	-137	-119
600	-282	-244	-226	-193	-167
900	-301	-260	-238	-203	-176
1200	-282	-244	-226	-193	-167
1500	-199	-174	-161	-137	-119
1800	0	0	0	0	0

Los resultados obtenidos para el promedio de las tres muestras ensayadas aparecen en la siguiente gráfica, (Figura 6-14).

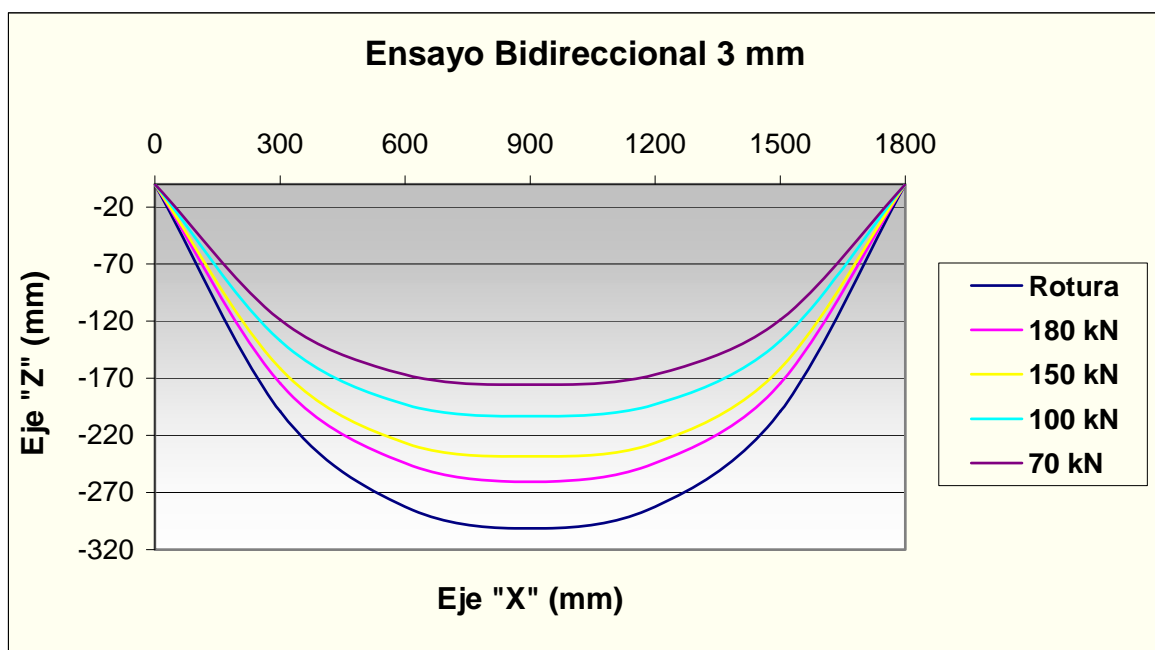


Figura 6-14. Deformadas de la malla TECCO G-65 ($\phi=3$ mm), en la dirección "x" para diferentes escalones de carga distribuida del ensayo bidireccional.

Para la determinación de la deformación unitaria de la malla en la zona de máximo desplazamiento vertical, en la banda central de la dirección secundaria, se ha procedido de igual forma que en la dirección principal.

Posición en la dirección "x"	Ecuación de la deformada	Longitud de la curva (mm)	Deformación ϵ_x (mm/m)
Q_{Rotura}	$\Delta Z = 2 \cdot 10^{-10} y^4 - 7 \cdot 10^{-7} y^3 + 0,0012 y^2 - 0,9534 y + 0,0628$	1.939	72,22
$Q_{Trabajo}$	$\Delta Z = 2 \cdot 10^{-11} y^4 - 6 \cdot 10^{-7} y^3 + 0,001 y^2 - 0,7915 y + 0,0955$	1.884	46,67

Teniendo en cuenta que la magnitud de la deformación en el centro de la malla está controlada por las características de ésta en la dirección principal, los valores de deformación unitaria en las direcciones "x" e "y" son del mismo orden, a pesar de la acusada anisotropía de la malla. De los resultados anteriores se tiene que: $\epsilon_x = 72,22$ mm/m y $\epsilon_y = 73,33$ mm/m.

Estos resultados corroboran la hipótesis utilizada en el capítulo anterior para relacionar los estados tensionales en las dos direcciones ($\epsilon_y \cong \epsilon_x$), para la determinación del módulo de elasticidad y del coeficiente de Poisson en la dirección transversal.

- ♦ Análisis del comportamiento de la malla en la dirección diagonal "x-y", ($\phi=3$ mm)

Posición en la dirección "x-y"	ΔZ [Rotura] (mm)	ΔZ [180 kN] (mm)	ΔZ [150 kN] (mm)	ΔZ [100 kN] (mm)	ΔZ [70 kN] (mm)
0	0	0	0	0	0
424	-100	-87	-81	-69	-60
848	-263	-224	-208	-176	-151
1277	-301	-260	-238	-203	-176
1697	-263	-224	-208	-176	-151
2121	-100	-87	-81	-69	-60
2545	0	0	0	0	0

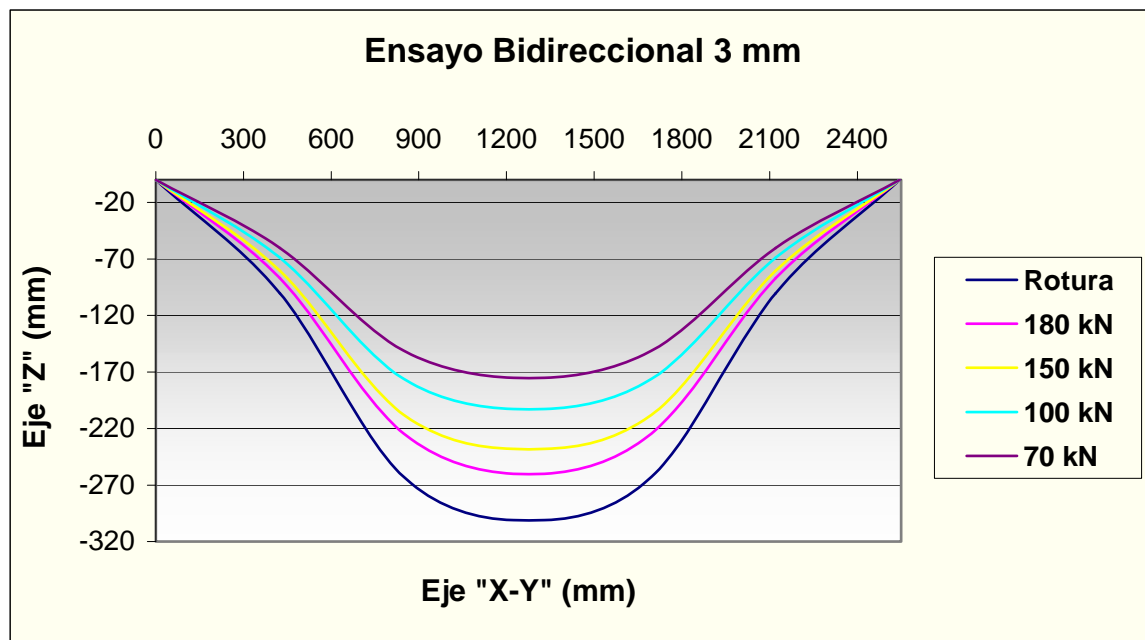


Figura 6-15. Deformadas de la malla TECCO G-65 ($\phi=3$ mm), en la dirección "x-y" para diferentes escalones de carga distribuida del ensayo bidireccional.

Posición en la dirección "x-y"	Ecuación de la deformada	Longitud de la curva (mm)	Deformación ϵ_{x-y} (mm/m)
Q_{Rotura}	$\Delta Z = -1 \cdot 10^{-10} y^4 + 6 \cdot 10^{-7} y^3 - 0,0007 y^2 - 0,0495 y + 0,7191$	2.618	28,68
$Q_{Trabajo}$	$\Delta Z = -8 \cdot 10^{-11} y^4 + 4 \cdot 10^{-7} y^3 - 0,005 y^2 - 0,0464 y + 0,5522$	2.602	22,40

♦ **Ensayo con carga distribuida bidireccional. Malla TECCO G-65 ($\phi=4$ mm)**

Los valores de la carga de rotura y desplazamiento vertical máximo del punto central de la muestra, registrados para cada muestra, se presentan en la siguiente tabla.

Tipo de Ensayo ($\phi=4$ mm)	Muestra Nº	Desplazamiento vertical punto central, ΔZ (mm)	Carga de Rotura, Q (kN)
XI	1	295,60	416,16
	2	309,64	419,78
	3	284,60	395,65
Valor Medio		296,61	410,53

Tomando 2,0 como valor aproximado del factor de seguridad para la carga, el valor del soporte unitario del sistema en condiciones de trabajo, bajo una sobrecarga distribuida, para la malla de 4 mm será:

$$P_{Trabajo} = \frac{Q_{Rotura}}{S \times FS} = \frac{410,53}{1,8 \times 1,8 \times 2,0} \approx 63 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$P_{Trabajo} \approx 63 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Deformada de la malla

A partir de los valores registrados por los transductores de desplazamiento vertical, se analiza la deformada que la carga distribuida origina en la malla para distintos escalones de carga. La deformada de la membrana se ha representado en tres direcciones: dirección principal “y”, dirección secundaria “x” y en la diagonal del cuadro de ensayo “x-y”. En el Anexo N° 7 (Resultado de los ensayos de carga distribuida de la membrana TECCO® Mesh G-65), se recogen los registros de los ensayos.

De todas las deformadas representadas se analizarán las correspondientes a la carga de rotura y a la carga de trabajo, tomando como $FS = 1,67$. Las curvas representadas (Figura 6-16) corresponden a las medias de los tres ensayos realizados para cada serie.

- ♦ Análisis del comportamiento de la malla en la dirección principal "y", ($\phi=4$ mm)

Posición en la dirección "y"	ΔZ [Rotura] (mm)	ΔZ [250 kN] (mm)	ΔZ [200 kN] (mm)	ΔZ [150 kN] (mm)	ΔZ [100 kN] (mm)
0	0	0	0	0	0
300	-178	-135	-120	-105	-91
600	-268	-207	-185	-163	-142
900	-297	-231	-210	-188	-164
1200	-268	-207	-185	-163	-142
1500	-178	-135	-120	-105	-91
1800	0	0	0	0	0

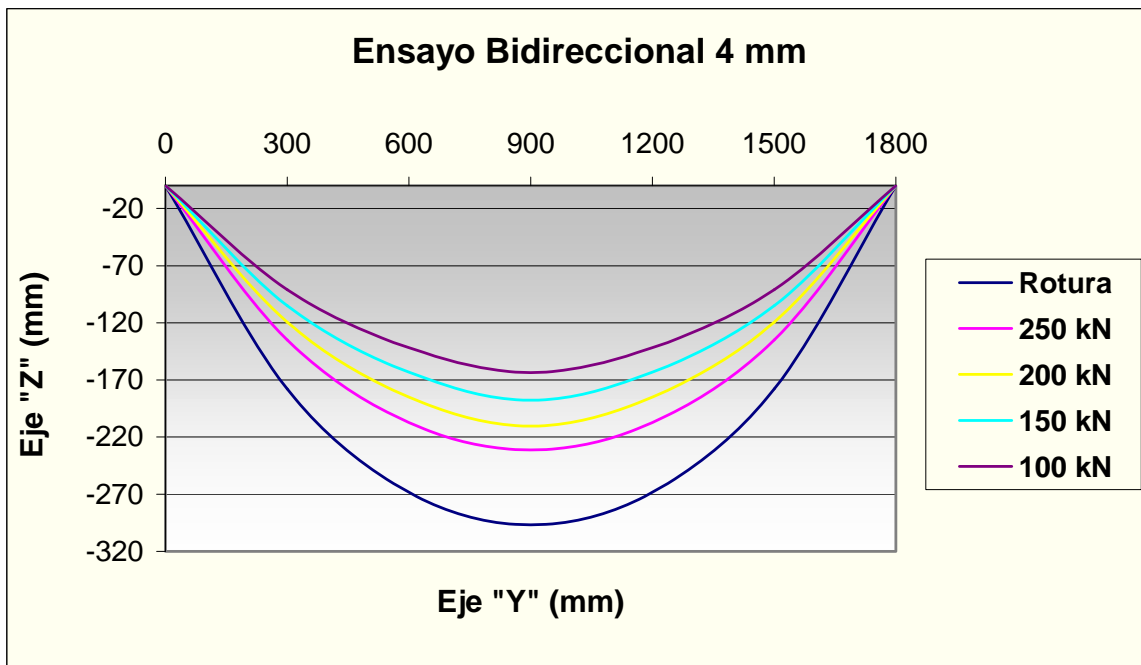


Figura 6-16. Deformadas de la malla TECCO G-65 ($\phi=4$ mm), en la dirección "y" para diferentes escalones de carga distribuida del ensayo bidireccional.

Para la determinación de la deformación unitaria de la malla en la zona de máximo desplazamiento vertical (en las bandas centrales), se ha obtenido de forma similar al ensayo de 3 mm.

La deformación unitaria será entonces igual a:

$$\varepsilon_y = \frac{A_t - S_y}{S_y} \times 1.000 \text{ (mm/m)}$$

Posición en la dirección "y"	Ecuación de la deformada	Longitud de la curva (mm)	Deformación ε_y (mm/m)
Q_{Rotura}	$\Delta Z = 8 \cdot 10^{-11} y^4 - 3 \cdot 10^{-7} y^3 + 0,0007 y^2 - 0,7783 y - 0,025$	1.931	72,77
Q_{Trabajo}	$\Delta Z = 4 \cdot 10^{-11} y^4 - 2 \cdot 10^{-7} y^3 + 0,0005 y^2 - 0,5745 y - 0,0272$	1.877	42,77

Los valores de deformación unitaria en condiciones de rotura, obtenidos para la dirección principal, son similares a los obtenidos en la malla de 3 mm.

El desplazamiento vertical en condiciones de carga de rotura en el punto central, ΔZ (mm) es un 16,5% de la distancia entre arriostres. Para condiciones de carga por debajo de la de rotura, los desplazamientos verticales obtenidos son los siguientes:

Carga aplicada, Q (kN)	Q / Q_{Rotura} (%)	ΔZ [Q] (mm)	$\Delta Z / S_y$ (%)
410,53	100	297	16,5
250	60,9	231	12,83
200	48,72	210	11,67
150	36,54	188	10,44
100	24,36	164	9,11

Para diferentes dimensiones del cuadro de arriostre, el desplazamiento vertical máximo para cualquier condición de carga se obtendrá aplicando la relación porcentual que aparece en la última columna de la tabla anterior.

- ♦ Análisis del comportamiento de la malla en la dirección secundaria "x", ($\phi=4$ mm)

Posición en la dirección "x"	ΔZ [Rotura] (mm)	ΔZ [250 kN] (mm)	ΔZ [200 kN] (mm)	ΔZ [150 kN] (mm)	ΔZ [100 kN] (mm)
0	0	0	0	0	0
300	-187	-144	-129	-114	-99
600	-279	-217	-196	-173	-151
900	-297	-231	-210	-188	-164
1200	-279	-217	-196	-173	-151
1500	-187	-144	-129	-114	-99
1800	0	0	0	0	0

Los resultados obtenidos para el promedio de las tres muestras ensayadas aparecen en la siguiente gráfica, (Figura 6-17).

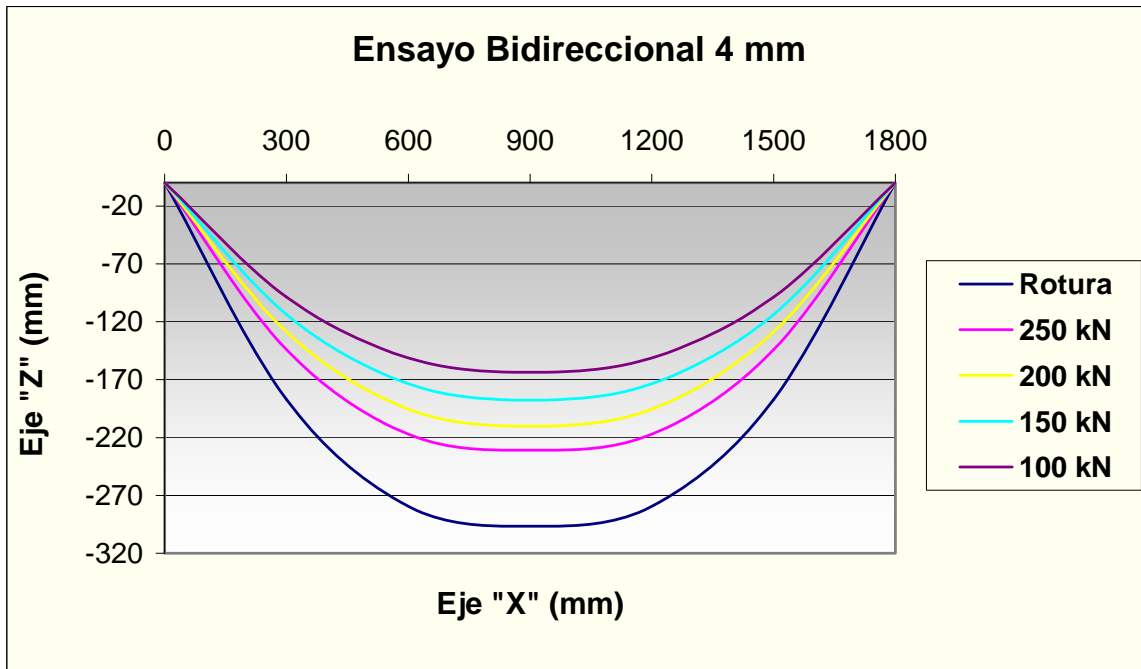


Figura 6-17. Deformadas de la malla TECCO G-65 ($\phi=4$ mm), en la dirección "x" para diferentes escalones de carga distribuida del ensayo bidireccional.

Para la determinación de la deformación unitaria de la malla, en la zona de máximo desplazamiento vertical en la banda central de la dirección secundaria, se ha procedido de igual forma que en la dirección principal.

Posición en la dirección "x"	Ecuación de la deformada	Longitud de la curva (mm)	Deformación ϵ_x (mm/m)
Q_{Rotura}	$\Delta Z = 1 \cdot 10^{-10} y^4 - 5 \cdot 10^{-7} y^3 + 0,0009 y^2 - 0,8595 y + 0,2238$	1.928	71,11
$Q_{Trabajo}$	$\Delta Z = 9 \cdot 10^{-11} y^4 - 3 \cdot 10^{-7} y^3 + 0,0007 y^2 - 0,6553 y + 0,1812$	1.877	42,77

Teniendo en cuenta que la magnitud de la deformación en el centro de la malla está controlada por las características de ésta en la dirección principal, los valores de deformación

unitaria en las direcciones "x" e "y" son del mismo orden, a pesar de la acusada anisotropía de la malla. De los resultados anteriores se tiene que: $\epsilon_x = 71,11 \text{ mm/m}$ y $\epsilon_y = 72,77 \text{ mm/m}$.

- ♦ Análisis del comportamiento de la malla en la dirección diagonal "x-y", ($\phi=4 \text{ mm}$)

Posición en la dirección "x-y"	ΔZ [Rotura] (mm)	ΔZ [250 kN] (mm)	ΔZ [200 kN] (mm)	ΔZ [150 kN] (mm)	ΔZ [100 kN] (mm)
0	0	0	0	0	0
424	-98	-79	-72	-66	-61
848	-237	-180	-160	-140	-120
1277	-297	-231	-210	-188	-164
1697	-237	-180	-160	-140	-120
2121	-98	-79	-72	-66	-61
2545	0	0	0	0	0

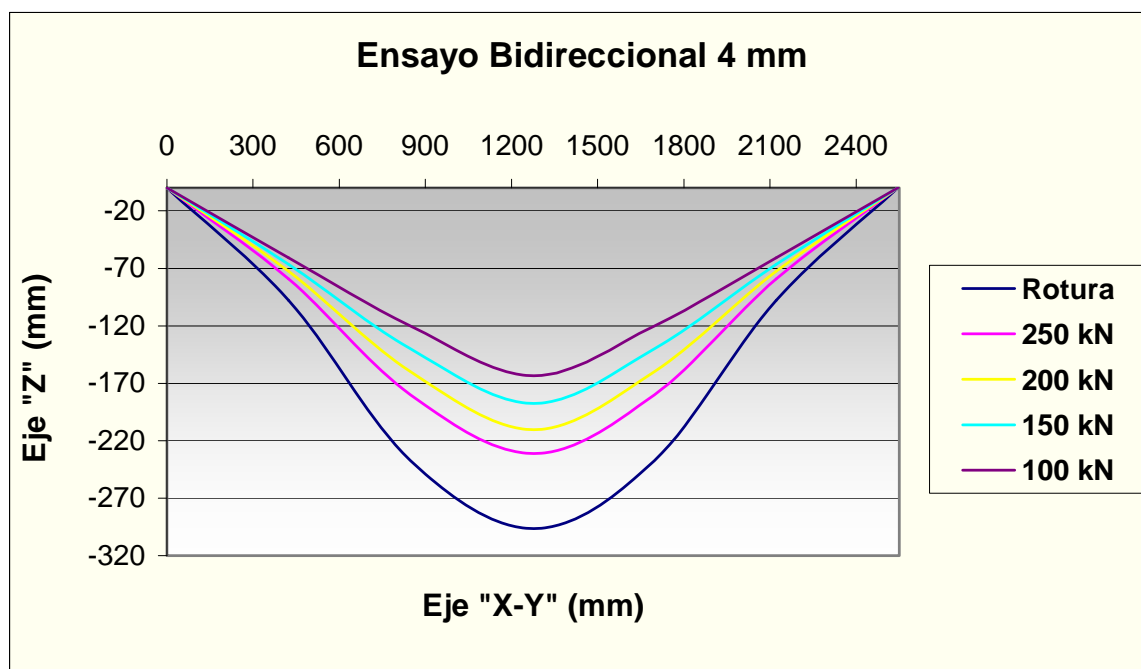


Figura 6-18. Deformadas de la malla TECCO G-65 ($\phi=4 \text{ mm}$), en la dirección "x-y" para diferentes escalones de carga distribuida del ensayo bidireccional.

Posición en la dirección "x-y"	Ecuación de la deformada	Longitud de la curva (mm)	Deformación ϵ_{x-y} (mm/m)
Q_{Rotura}	$\Delta Z = -1 \cdot 10^{-10} y^4 + 5 \cdot 10^{-7} y^3 - 0,0007 y^2 - 0,0413 y + 0,0121$	2.627	32,22
Q_{Trabajo}	$\Delta Z = -7 \cdot 10^{-11} y^4 + 4 \cdot 10^{-7} y^3 - 0,0005 y^2 - 0,0501 y - 0,1916$	2.598	29,44

- ◆ Desplazamiento relativo de la malla

Se considera como *desplazamiento relativo de la malla* (ΔR) la relación entre el desplazamiento vertical del centro de la malla (Δ_{zy}) con respecto a la distancia entre arriostres en la dirección principal de la malla. El desplazamiento relativo de la malla es independiente de la distancia entre arriostres.

Desde el punto de vista del empleo de la malla TECCO como elemento de sostenimiento, el valor del desplazamiento máximo que se produce en el centro de la malla tiene gran importancia debido a que el fallo del sistema puede sobrevenir por deformación y no por sobrecarga del mismo. Del resultado de los ensayos se deduce que para cargas cercanas a la rotura los desplazamientos relativos de la malla en la dirección de la carga son del orden del 16% (Figura 6-19).

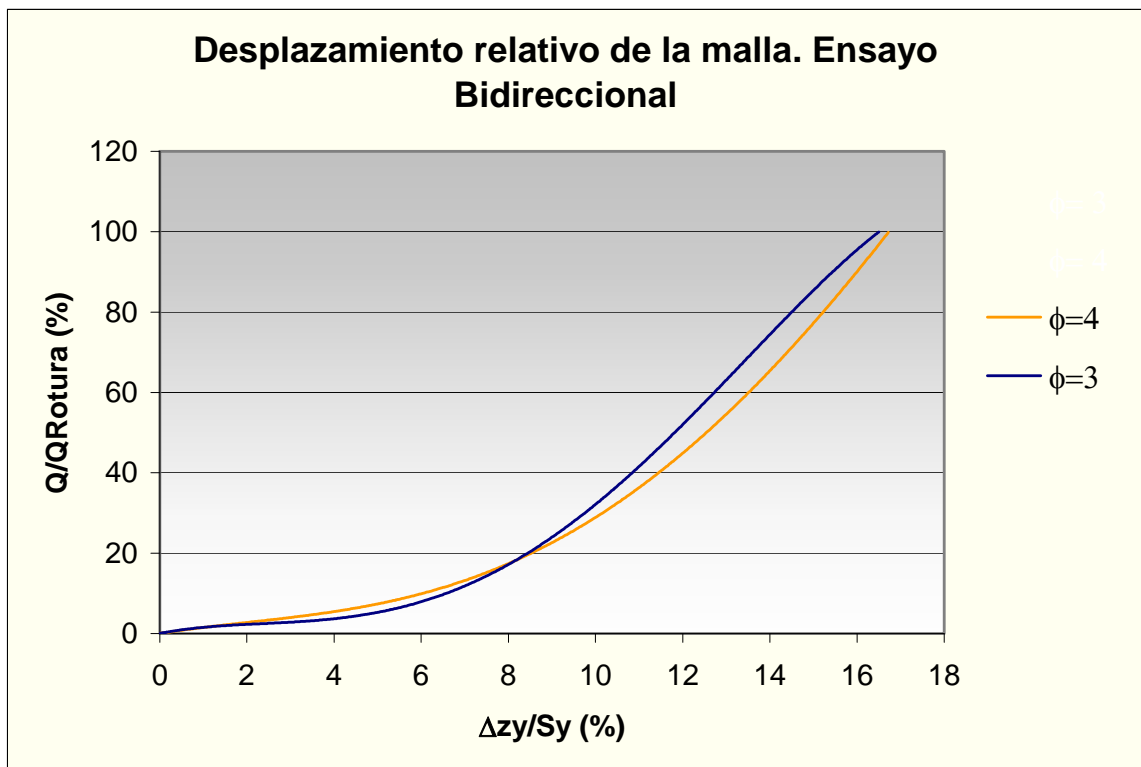


Figura 6-19. Desplazamiento relativo de la malla.

Por ejemplo, para valores de carga aplicada del 60% del soporte total en rotura, el valor de ΔR es del 13%. Así, para valores usuales, $S_y = 3,0$ m, el desplazamiento de la malla en la dirección de la carga aplicada será $\Delta Z_y = 0,39$ m, valor evidentemente muy pronunciado, por lo que el empleo de la carga de trabajo como criterio de diseño o de selección de la malla resulta insuficiente debido a los grandes desplazamientos que se producen para estos valores de carga. En estas condiciones se hace necesaria la introducción del control del desplazamiento de la malla como criterio de diseño.

Para limitar el valor del desplazamiento máximo que se le puede permitir al sistema al aplicarle la carga, se puede proceder de dos formas diferentes como se indica abajo:

- Limitando el valor del soporte de la malla.
- Aplicando una precarga inicial a todo el sistema, de tal forma que se reduzca el desplazamiento relativo en condiciones de trabajo de la malla.

De las dos opciones anteriores, la segunda es la más lógica desde el punto de vista práctico. Con precargas del 10 al 15% del soporte total en rotura, se consigue eliminar la zona inicial de la curva (Figura 6-19) donde la malla tiene un desplazamiento muy grande en comparación con la carga que lo produce. Una vez anulado este desplazamiento inicial, la malla deforma casi proporcionalmente con la carga. Desde la precarga hasta la carga de trabajo, el desplazamiento relativo de la malla será aproximadamente el 5-7% y no el 13% que se obtendría sin la aplicación de la precarga.

Para el ejemplo anterior, con la precarga del sistema, el desplazamiento total de la malla se reduciría de 0,39 m a 0,18 m.

Los valores de carga en los anclajes para aplicar la precarga necesaria serán los siguientes:

Para la malla ($\phi = 3$ mm):

Precarga del 10% de Q_{Rotura} $P_{Anclaje} = 15 S_x$ (kN) (Reducción de un 6% ΔR)

Precarga del 15% de Q_{Rotura} $P_{Anclaje} = 20 S_x$ (kN) (Reducción de un 8% ΔR)

Para la malla ($\phi = 4$ mm):

Precarga del 10% de Q_{Rotura} $P_{Anclaje} = 22 S_x$ (kN) (Reducción de un 6% ΔR)

Precarga del 15% de Q_{Rotura} $P_{Anclaje} = 35 S_x$ (kN) (Reducción de un 8% ΔR)

♦ **Ensayo con carga distribuida unidireccional. Malla TECCO G-65 ($\phi=3$ mm)**

Los valores de la carga de rotura y desplazamiento vertical máximo del punto central de la muestra, registrados para cada muestra, se presentan en la siguiente tabla.

Tipo de Ensayo ($\phi=3$ mm)	Muestra Nº	Desplazamiento vertical punto central, ΔZ (mm)	Carga de Rotura, Q (kN)
XI	1	301,79	242,64
	2	315,09	254,67
	3	297,65	241,23
Valor Medio		304,84	246,18

Tomando 2,0 como valor aproximado del factor de seguridad para la carga, el valor del soporte unitario en condiciones de trabajo, bajo una sobrecarga distribuida de la malla de 3 mm será:

$$P_{Trabajo} = \frac{Q_{Rotura}}{S \times FS} = \frac{246,18}{1,8 \times 1,74 \times 2,0} \approx 39,3 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$P_{Trabajo} \approx 39,3 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Teniendo en cuenta que en las condiciones del modelo cilíndrico, la malla trabaja por bandas independientes en una sola dirección, tiene sentido la determinación del soporte por fajas de 1 m de ancho. Este valor de soporte es una constante, depende únicamente de las características de la malla y es independiente de la distancia vertical entre cables de arriostre horizontal (S_x).

$$P_{Trabajo} = \frac{Q_{Rotura}}{S_x \times FS} = \frac{246,18}{1,74 \times 2,0} \approx 70 \text{ kN} / \text{m}$$

$$P_{Trabajo} \approx 70 \text{ kN} / \text{m}$$

Así, el soporte unitario de la malla dependerá de la distancia (S_x), según las condiciones de instalación del sistema.

Deformada de la malla

A partir de los valores registrados por los transductores de desplazamiento vertical, se analiza la curvatura que la carga distribuida origina en la malla en distintos escalones de carga. En las condiciones de ensayo del modelo unidireccional, la curvatura de la malla se produce solamente en la dirección principal “y”. En el Anexo N° 7 (Resultado de los ensayos de carga distribuida de la membrana TECCO® Mesh G-65), se recogen los registros de los ensayos.

De todas las curvas representadas (Figura 6-20), correspondientes a las medias de los tres ensayos realizados para cada serie, se analizará la correspondiente a la carga de rotura y a la carga de trabajo tomando como factor de seguridad para la carga, $FS = 1,67$.

- ♦ Análisis del comportamiento de la malla en la dirección Principal “y”, ($\phi=3$ mm)

Posición en la dirección “y”	ΔZ [Rotura] (mm)	ΔZ [180 kN] (mm)	ΔZ [150 kN] (mm)	ΔZ [100 kN] (mm)	ΔZ [70 kN] (mm)
0	0	0	0	0	0
126	-54	-47	-43	-35	-31
378	-188	-166	-153	-128	-111
630	-290	-257	-239	-204	-178
900	-305	-272	-254	-218	-192
1170	-290	-257	-239	-204	-178
1422	-188	-166	-153	-128	-111
1674	-54	-47	-43	-35	-31
1800	0	0	0	0	0

Para la determinación de la deformación unitaria de la malla, se ha obtenido la longitud de la curva ajustada para cada una de las deformadas. Al igual que en el ensayo bidireccional, la longitud de la curva (A_i) se determinó realizando la integral curvilínea entre los puntos de arriostramiento.

La deformación unitaria será entonces igual a:

$$\varepsilon_y = \frac{A_i - S_y}{S_y} \times 1.000 \text{ (mm / m)}$$

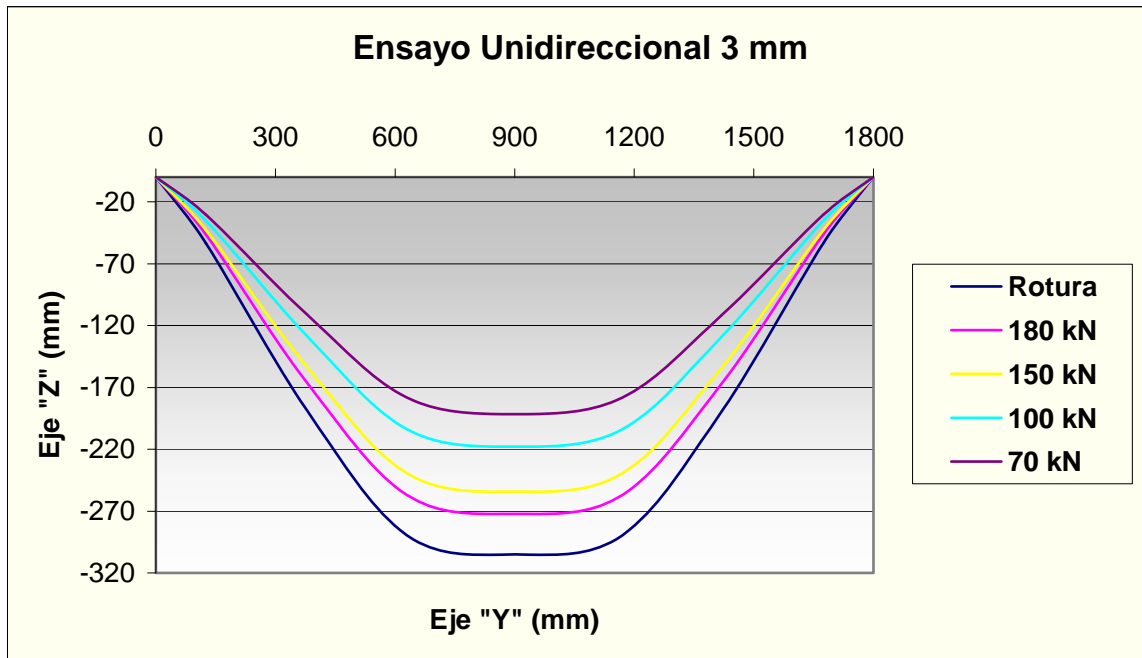


Figura 6-20. Deformadas de la malla TECCO G-65 ($\phi=3$ mm), en la dirección "y" para diferentes escalones de carga distribuida del ensayo unidireccional.

Posición en la dirección "y"	Ecuación de la deformada	Longitud de la curva (mm)	Deformación ε_y (mm/m)
Q_{Rotura}	$\Delta Z = 0,0004 y^2 - 0,7106 y + 13,849$	1.922	67,78
Q_{Trabajo}	$\Delta Z = 0,0003 y^2 - 0,5895 y + 12,634$	1.885	47,22

Los valores de deformación unitaria obtenidos, tanto para la carga de rotura como para la carga de trabajo, son iguales a los obtenidos en el ensayo de tracción directa longitudinal realizados en la dirección principal. Este resultado indica la validez del ensayo de tracción directa con arriostamiento lateral, para simular las condiciones del modelo cilíndrico.

El desplazamiento vertical en condiciones de carga de rotura y en el centro de la malla (ΔZ_y , mm) es un 16,8 % de la distancia entre arriostres. El valor es idéntico al obtenido en el ensayo bidireccional a lo largo de la dirección principal.

Para condiciones de carga diferentes a las de rotura, los desplazamientos verticales obtenidos en el punto central de la malla, aparecen en la siguiente tabla:

Carga aplicada, Q (kN)	Q / Q _{Rotura} (%)	$\Delta Z[Q]$ (mm)	$\Delta Z / S_v$ (%)
246,18	100	305	16,94
180	73,12	272	15,11
150	60,93	254	14,11
100	40,62	218	12,11
70	28,43	192	10,67

Para diferentes dimensiones del cuadro de arriostre, el desplazamiento vertical máximo para cualquier condición de carga se obtendrá aplicando la relación porcentual que aparece en la última columna de la tabla anterior.

♦ **Ensayo con carga distribuida unidireccional. Malla TECCO G-65 ($\phi=4$ mm)**

Los valores de la carga de rotura y desplazamiento vertical máximo del punto central de la muestra, registrados para cada muestra, se presentan en la siguiente tabla.

Tipo de Ensayo ($\phi=4$ mm)	Muestra Nº	Desplazamiento vertical punto central, ΔZ (mm)	Carga de Rotura, Q (kN)
XI	1	282,57	455,98
	2	312,44	424,18
	3	331,53	493,60
Valor Medio		308,85	457,92

Tomando como factor de seguridad para la carga el valor de 2,0, el valor del soporte unitario en condiciones de trabajo, bajo una sobrecarga distribuida, de la malla de 4 mm será:

$$P_{Trabajo} = \frac{Q_{Rotura}}{S \times FS} = \frac{457,92}{1,8 \times 1,74 \times 2,0} \approx 73 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$P_{Trabajo} \approx 73 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Teniendo en cuenta que en las condiciones del modelo cilíndrico, la malla trabaja por bandas independientes en una sola dirección, tiene sentido la determinación del soporte por fajas de 1 m de ancho. Este valor de soporte es una constante, depende únicamente de las características de la malla y es independiente de la distancia vertical entre cables de arriostre horizontal (S_x).

$$P_{Trabajo} = \frac{Q_{Rotura}}{S_x \times FS} = \frac{457,92}{1,74 \times 2,0} \approx 130 \text{ kN} / \text{m}$$

$$P_{Trabajo} \approx 130 \text{ kN} / \text{m}$$

Así, el soporte unitario de la malla dependerá de la distancia (S_x), según las condiciones de instalación del sistema.

Deformada de la malla

A partir de los valores registrados por los transductores de desplazamiento vertical, se analiza la curvatura que la carga distribuida origina en la malla en distintos escalones de carga. En las condiciones de ensayo del modelo unidireccional, la curvatura de la malla se produce solamente en la dirección principal “y”. En el Anexo N° 7 (Resultado de los ensayos de carga distribuida de la membrana TECCO® Mesh G-65), se recogen los registros de los ensayos.

De todas las curvas representadas (Figura 6-21), correspondientes a las medias de los tres ensayos realizados para cada serie, se analizará la correspondiente a la carga de rotura y a la carga de trabajo tomando como factor de seguridad para la carga, $FS = 1,67$.

- ♦ Análisis del comportamiento de la malla en la dirección Principal “y”, ($\phi=4$ mm)

Posición en la dirección “y”	ΔZ [Rotura] (mm)	ΔZ [250 kN] (mm)	ΔZ [200 kN] (mm)	ΔZ [150 kN] (mm)	ΔZ [100 kN] (mm)
0	0	0	0	0	0
126	-55	-44	-41	-33	-28
378	-191	-155	-143	-115	-101
630	-291	-237	-222	-180	-158
900	-309	-255	-236	-191	-168
1170	-291	-237	-222	-180	-158
1422	-191	-155	-143	-115	-101
1674	-55	-44	-41	-33	-28
1800	0	0	0	0	0

Para la determinación de la deformación unitaria de la malla, se ha obtenido la longitud de la curva ajustada para cada una de las deformadas. Al igual que en el ensayo bidireccional, la longitud de la curva (A_i) se determinó realizando la integral curvilínea entre los puntos de arriostramiento.

La deformación unitaria será entonces igual a:

$$\varepsilon_y = \frac{A_i - S_y}{S_y} \times 1.000 \text{ (mm / m)}$$

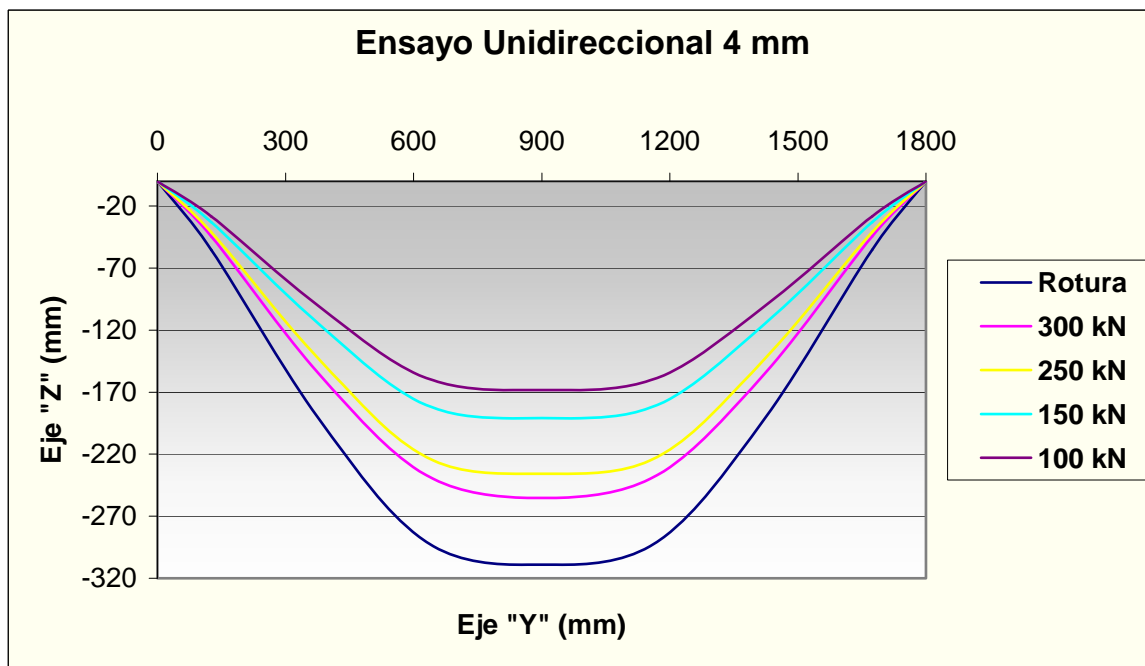


Figura 6-21. Deformadas de la malla TECCO G-65 ($\phi=4$ mm), en la dirección "y" para diferentes escalones de carga distribuida del ensayo unidireccional.

Posición en la dirección "y"	Ecuación de la deformada	Longitud de la curva (mm)	Deformación ε_y (mm/m)
Q_{Rotura}	$\Delta Z = 0,0004 y^2 - 0,706 y + 13,385$	1.920	66,67
$Q_{Trabajo}$	$\Delta Z = 0,0003 y^2 - 0,5863 y + 11,574$	1.883	46,11

Los valores de deformación unitaria obtenidos, tanto para la carga de rotura como para la carga de trabajo, son iguales a los obtenidos en el ensayo de tracción directa longitudinal realizados en la dirección principal. Este resultado indica la validez del ensayo de tracción directa con arriostramiento lateral, para simular las condiciones del modelo cilíndrico.

El desplazamiento vertical en condiciones de carga de rotura y en el centro de la malla (ΔZ_y mm) es un 17,1 % de la distancia entre arriostres. El valor obtenido es similar al resultado en el ensayo bidireccional a lo largo de la dirección principal.

Para condiciones de carga diferentes a las de rotura, los desplazamientos verticales obtenidos en el punto central de la malla, aparecen en la siguiente tabla:

Carga aplicada, Q (kN)	Q / Q _{Rotura} (%)	ΔZ [Q] (mm)	$\Delta Z / S_v$ (%)
457,92	100	309	17,17
250	54,59	255	14,17
200	43,68	236	13,11
150	32,76	191	10,61
100	21,84	168	9,33

Para diferentes dimensiones del cuadro de arriostre, el desplazamiento vertical máximo para cualquier condición de carga se obtendrá aplicando la relación porcentual que aparece en la última columna de la tabla anterior.

♦ Desplazamiento relativo de la membrana

De igual forma que en el modelo bidireccional, se ha determinado el desplazamiento relativo en la línea central entre arriostres con relación a los valores de la carga aplicada expresados en % de la carga de rotura de la malla (Figura 6-22).

Del resultado de los ensayos se deduce que, para cargas cercanas a la rotura, los desplazamientos relativos de la malla en la dirección de la carga son del orden del 17%.

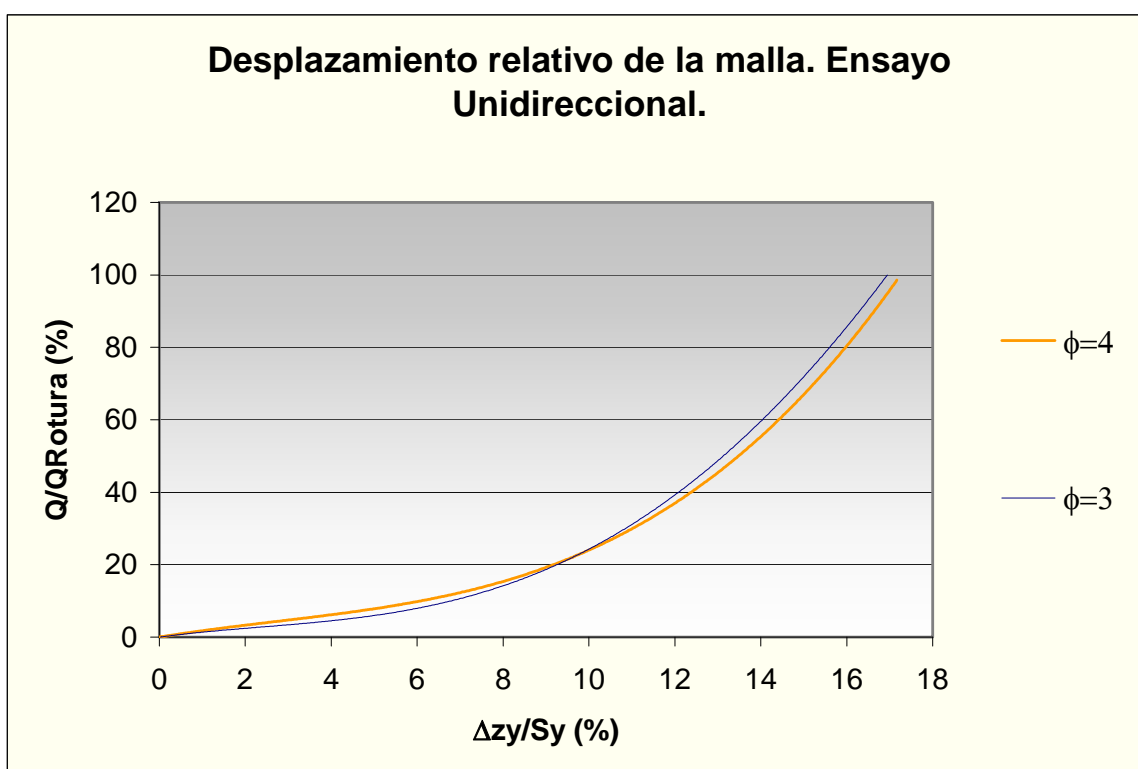


Figura 6-22. Desplazamiento relativo de la malla.

Por ejemplo, para valores de carga aplicada del 60% del soporte total en rotura, el valor de ΔR es del 14%. Así, para valores usuales, $S_y = 3,0$ m, el desplazamiento de la malla en la

dirección de la carga aplicada será $\Delta Z_y = 0,42$ m, valor evidentemente muy pronunciado, por lo que el empleo de la carga de trabajo como criterio de diseño o de selección de la malla, resulta insuficiente debido a los grandes desplazamientos que se producen para estos valores de carga. En estas condiciones, del mismo modo que en el modelo bidireccional, se hace necesaria la introducción del control del desplazamiento de la malla como criterio de diseño. Para limitar el valor del desplazamiento máximo que se le puede permitir al sistema al aplicarle la carga, se aplicará una precarga inicial a todo el sistema, de tal forma que se reduzca el desplazamiento relativo en condiciones de trabajo de la malla.

Con precargas del 10 al 15% del soporte total en rotura, se consigue eliminar la zona inicial de la curva (Figura 6-22), donde la malla tiene un desplazamiento muy grande en comparación con la carga que lo produce. Desde la precarga hasta la carga de trabajo, el desplazamiento relativo de la malla será aproximadamente el 6-7% y no el 14% que se obtendría sin la aplicación de la precarga.

Para el ejemplo anterior, con la precarga del sistema, el desplazamiento total de la malla se reduciría de 0,42 m a 0,18 m.

Los valores de carga en los anclajes para aplicar la precarga necesaria serán los siguientes:

Para la malla ($\phi = 3$ mm):

Precarga del 10% de Q_{Rotura} $P_{Anclaje} = 14 S_x$ (kN) (Reducción de un 6% ΔR)

Precarga del 15% de Q_{Rotura} $P_{Anclaje} = 21 S_x$ (kN) (Reducción de un 8% ΔR)

Para la malla ($\phi = 4$ mm):

Precarga del 10% de Q_{Rotura} $P_{Anclaje} = 25 S_x$ (kN) (Reducción de un 6% ΔR)

Precarga del 15% de Q_{Rotura} $P_{Anclaje} = 40 S_x$ (kN) (Reducción de un 8% ΔR)

♦ **Resumen de los resultados de los ensayos**

DIÁMETRO DEL ALAMBRE (MM)		$\phi = 3$	$\phi = 4$	
Ensayo con carga distribuida "Bidireccional"	Desplazamiento Vertical en Rotura, ΔZ (mm)	301	297	
	Carga de Rotura, Q (kN)	259	411	
	Carga de Trabajo, P_T (kN/m ²)	40,00	63,00	
	Deformación en la dirección principal "y"	Def. Unitaria en Rotura, ϵ_y (mm/m)	73,33	72,77
		Def. Unitaria de Trabajo, ϵ_{yT} (mm/m)	51,42	42,77
	Deformación en la dirección secundaria "x"	Def. Unitaria en Rotura, ϵ_x (mm/m)	72,22	71,11
		Def. Unitaria de Trabajo, ϵ_{xT} (mm/m)	46,67	42,77
	Deformación en la dirección diagonal "x-y"	Def. Unitaria en Rotura, ϵ_{x-y} (mm/m)	28,68	32,22
Def. Unitaria de Trabajo, ϵ_{x-yT} (mm/m)		22,40	29,44	
Ensayo con carga distribuida "Unidireccional"	Desplazamiento Vertical en Rotura, ΔZ (mm)	305	309	
	Carga de Rotura, Q (kN)	246	458	
	Carga de Trabajo, P_T (kN/m ²)	39,3	73,0	
	Carga de Trabajo, P_T (kN/m)	70,0	130,0	
	Deformación en la dirección principal "y"	Def. Unitaria en Rotura, ϵ_y (mm/m)	67,78	66,67
		Def. Unitaria de Trabajo, ϵ_{yT} (mm/m)	47,22	46,11

6.3 COMPARACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE LAS MALLAS EN LOS MODELOS BIDIRECCIONAL Y UNIDIRECCIONAL.

La relación entre el desplazamiento relativo (ΔR), y la carga relativa aplicada a la malla, representa en síntesis el comportamiento de este tipo de membrana bajo la aplicación de una carga distribuida (Figura 6-23).

Para el caso del modelo bidireccional, las curvas que representan la relación anterior están desplazadas ligeramente a la izquierda. Esto se debe al efecto que en el desplazamiento relativo ejerce la componente de deformación que se introduce a la malla en la dirección transversal.

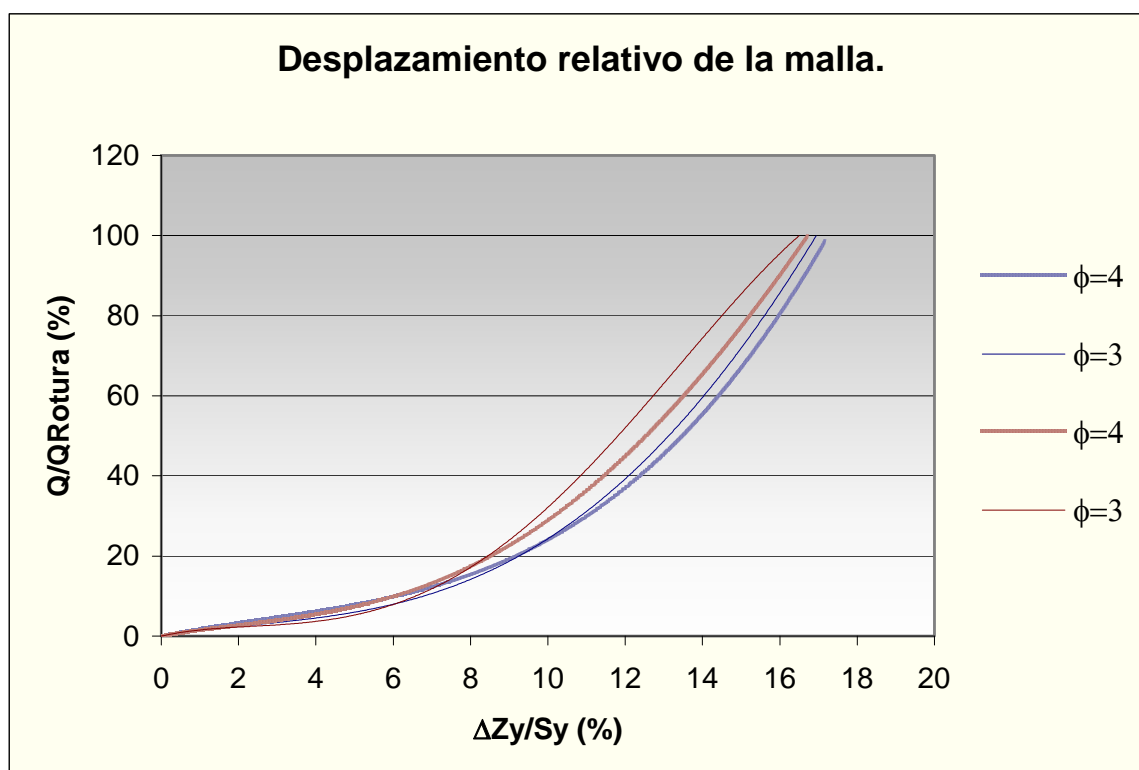


Figura 6-23. Desplazamiento relativo de la malla. Modelos "y" (Azul) y "x-y" (Granate)

Como se observa en la gráfica superior, las curvas que representan la variación del desplazamiento relativo de la malla tienen una tendencia muy cercana en todos los casos, pudiéndose considerar la relación anterior como un invariante para el tipo de membrana analizado, independientemente del diámetro de alambre y de la distancia entre arriostres.

De acuerdo con las características geométricas de la malla TECCO Mesh G-65, el uso racional de este tipo de membrana es trabajando bajo las condiciones de contorno del modelo unidireccional. El empleo del modelo bidireccional se justificaría solamente en el caso que la transmisión de carga en la dirección secundaria fuese de tal magnitud que produjera una ventaja importante en el comportamiento de la membrana.

De acuerdo con los resultados obtenidos con los modelos "x-y" y "y", no hay una ventaja evidente en el empleo del modelo bidireccional con respecto al unidireccional. Los resultados comparativos de ambos ensayos arrojan las siguientes conclusiones:

- *Deformación del sistema.* La diferencia existente entre las deformaciones obtenidas en los ensayos para cada uno de los dos modelos es muy pequeña, por lo que este aspecto no justifica el empleo del modelo "x-y" respecto al "y".
- *Soporte unitario del sistema para cargas de trabajo.* Los valores de soporte obtenidos para las condiciones de ensayo son similares para la malla de 3 mm en ambos modelos, 47 kN/m² en carga de trabajo. En cambio, existe una diferencia para la malla de 4 mm, habiéndose obtenido cargas de 75 y 87 kN/m² en carga de trabajo para los modelos "x-y" e "y" respectivamente. Por lo que en igualdad de condiciones, se recomienda el empleo del modelo "y".
- *Relación entre dirección principal y secundaria.* En las condiciones del ensayo bidireccional "x-y", las tensiones generadas en la dirección secundaria son el 6% de las existentes en la dirección principal, por lo que la forma de trabajo de la malla es marcadamente anisotrópica, pudiendo considerarse que la malla trabaja unidireccionalmente.

Ajustando una curva al conjunto de puntos de las dos series de datos correspondientes al ensayo unidireccional representados anteriormente, se obtiene la siguiente expresión:

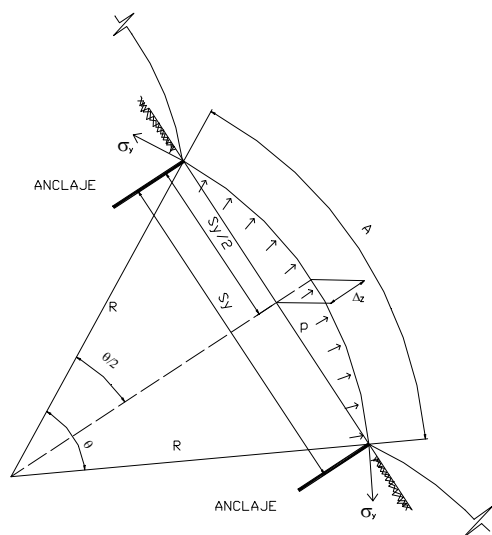
$$QR = 0,0205 \Delta R^3 - 0,0754 \Delta R^2 + 1,151 \Delta R$$

QR = Carga relativa aplicada en % del soporte total en rotura

La fórmula anterior es la ecuación que caracteriza el comportamiento bajo carga distribuida de la malla TECCO G-65 para cualquier diámetro de alambre, siempre que se mantengan sus características mecánicas y geométricas.

♦ Solución del modelo cilíndrico con geometría impuesta

Dada la simplicidad geométrica del modelo cilíndrico, el valor del soporte específico de una membrana anclada según estas condiciones de borde P (kN/m^2) puede determinarse con la ayuda de las relaciones geométricas del elemento deformado y los resultados de los ensayos de laboratorio para el estado tensional plano. Este procedimiento empleado por GEOBRUGG para el diseño de sistemas flexibles con redes de cables de acero, se ha denominado *modelo con geometría impuesta*.



Longitud del arco (A). La longitud de la cuerda deformada, para diferentes escalones de carga aplicada a la membrana, se obtiene con el valor de la deformación unitaria obtenida en los ensayos a tracción directa (Tipos I y II) de carga deformación.

$$A = S_y (1 + \varepsilon_y)$$

Para hallar la relación geométrica entre los diferentes elementos de la figura se procede como sigue:

Figura 6-24 Esquema del modelo cilíndrico.

Angulo semi inscrito " $\theta/2$ ". El valor del radio de cilindro, para diferentes longitudes de arco será:

$$A = 2 R (\theta/2)$$

$$S_y = 2 R \text{sen} (\theta/2)$$

Desarrollando en serie la función del seno se obtiene:

$$\theta/2 = \sqrt{6 \left(1 - \frac{S_y}{A} \right)}$$

Por lo que, conocido A_y , S_y , se determina el valor del radio del cilindro.

Radio de la circunferencia (R). A partir de los resultados anteriores se obtiene que:

$$R = \frac{S_y}{2 \operatorname{sen}(\theta/2)}$$

Desplazamiento máximo vertical (ΔZ_y). Una vez calculados R y $\theta/2$ para cada escalón de carga, el desplazamiento máximo vertical será:

$$\Delta Z_y = R \left(1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \right)$$

Soprote unitario del sistema (p). Sabiendo que:

$$\sigma_y = p R$$

El soporte unitario del sistema será:

$$p = \frac{\sigma_y}{R} \quad (kN/m^2)$$

Empleando las formulas anteriores, se han elaborado las tablas que aparecen a continuación, donde se calcula la solución del modelo cilíndrico con geometría impuesta para la malla TECCO Mesh G-65 con diámetro del alambre $\phi = 3$ mm y para la malla TECCO Mesh G-65 con diámetro del alambre $\phi = 4$ mm. Las tablas se han elaborado para las condiciones del marco de ensayo empleado, es decir, $S_y = 1.800$ mm.

En el Anejo N° 7 (Resultado de los ensayos de Carga Distribuida de la membrana TECCO® Mesh G-65), aparecen los resultados para cada una de las muestras de las series ensayadas para diámetro 3 mm y 4 mm.

Teniendo en cuenta que el soporte total de la malla para el caso del modelo unidireccional es independiente de la distancia entre arriostres, las condiciones del ensayo son representativas para cualquier valor de S_y . Los valores del desplazamiento vertical variarán con la distancia entre arriostres, pero manteniendo constante la relación $\Delta Z_y / S_x$.

Modelo Unidireccional (Modelo "y")

Cálculo con geometría cilíndrica impuesta

Malla TECCO G-65 ($\phi=3$ mm)
 Distancia " S_y " (m): 1,8

Carga de Trabajo: 90 kN/m (FS=1,67)
 Carga de Rotura: 150 kN/m

Tensión malla (kN/m)	Deformación Unitaria " ε " (mm/m)	Longitud del arco "A" (m)	Semi- ángulo Central " $\theta/2$ "	Radio de curvatura "R" (m)	Desplaz. vertical " Δz_y " (m)	Soporte unitario "p" (kN/m ²)	Soporte unitario "p" (kN/m)	Soporte total "Q" (kN)
10	5,50	1,810	10,38	4,995	0,082	2,00	3,60	6
20	10,80	1,819	14,51	3,593	0,115	5,57	10,02	17
30	16,10	1,829	17,67	2,966	0,140	10,12	18,21	32
40	21,80	1,839	20,50	2,570	0,163	15,56	28,02	49
50	27,00	1,849	22,76	2,327	0,181	21,49	38,68	67
60	32,50	1,859	24,90	2,138	0,199	28,07	50,52	88
70	38,00	1,868	26,85	1,992	0,215	35,13	63,24	110
80	43,20	1,878	28,56	1,883	0,229	42,50	76,49	133
90	48,20	1,887	30,10	1,795	0,242	50,14	90,26	157
100	54,00	1,897	31,77	1,710	0,256	58,50	105,29	183
110	59,50	1,907	33,26	1,641	0,269	67,03	120,65	210
120	64,80	1,917	34,62	1,584	0,281	75,75	136,36	237
130	70,40	1,927	35,99	1,531	0,292	84,89	152,80	266
140	75,70	1,936	37,23	1,488	0,303	94,12	169,41	295
151,46	83,80	1,951	39,03	1,429	0,319	105,97	190,74	332

En el ensayo de carga distribuida Unidireccional ($\phi = 3$ mm), la carga de rotura es de 246 kN con un ΔZ de 305 mm. Comparando estos valores con los obtenidos en la tabla, se observa que la carga de rotura calculada es mayor que la medida, siendo del mismo orden los valores del desplazamiento vertical. La justificación de esta diferencia se basa en que las condiciones de carga que se pudieron obtener en el ensayo no se corresponden exactamente

con una carga uniformemente distribuida, debido fundamentalmente a la dificultad de acercar la sobrecarga a los bordes laterales del marco de ensayo. La deformada obtenida en estas condiciones se acerca más a una parábola que a una circunferencia (Figura 6-20).

Si se dibuja en una misma gráfica la deformada obtenida del ensayo para la carga de rotura y una circunferencia de desarrollo igual a la deformada parabólica (Figura 6-25), se puede apreciar que el ángulo tangente en el borde del marco en condiciones de rotura varía, siendo mayor para el caso de la circunferencia ($\alpha_r=35^\circ$) que para la parábola ($\alpha_r=25^\circ$). Por lo tanto, teniendo en cuenta las condiciones de equilibrio de fuerzas en el marco de ensayo, el valor de la carga que debió obtenerse en el ensayo:

$$Q_{Rotura} = 2\sigma_y \operatorname{sen} \alpha_r$$

La carga de ensayo, corregida para las condiciones de una deformada cilíndrica, se puede obtener multiplicando los valores obtenidos por la relación entre los senos de estos dos ángulos.

$$Q_{Corregida} = Q_{Medida} \frac{\operatorname{sen} 35}{\operatorname{sen} 25} = 246 \times 1,357 = 333 \text{ kN}$$

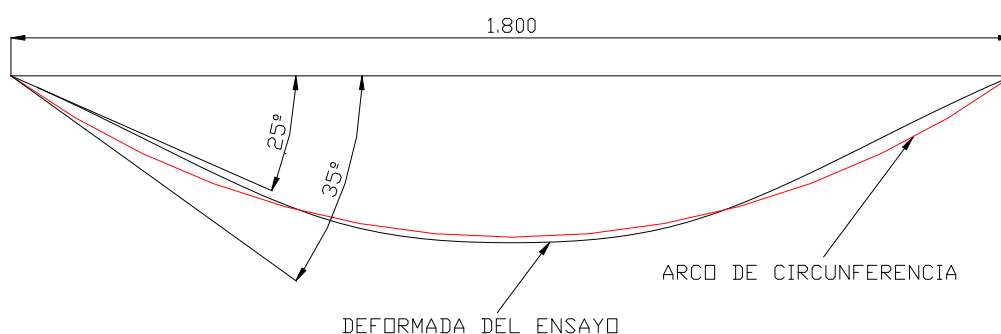


Figura 6-25. Deformadas del ensayo y de la circunferencia para igual desarrollo.

El valor así obtenido es semejante al calculado en la tabla anterior para el modelo cilíndrico con geometría impuesta, por lo que se puede concluir positivamente acerca de la coincidencia de los resultados de la serie de ensayos con los valores calculados por este procedimiento.

El modelo cilíndrico con geometría impuesta describe con elevada precisión las condiciones de trabajo de la membrana sometida a carga distribuida unidireccional, en el caso del análisis anterior, para la membrana formada por una malla TECCO G-65 de 3,0 mm de diámetro.

Modelo Unidireccional (Modelo "y")

Cálculo con geometría cilíndrica impuesta

Malla TECCO G-65 ($\phi=4$ mm)
Distancia "S_y" (m): **1,8**

Carga de Trabajo: 156 kN/m (FS=1,67)
Carga de Rotura: 260 kN/m

Tensión malla (kN/m)	Deformación unitaria "ε" (mm/m)	Longitud del arco "A" (m)	Semi- ángulo central "θ/2"	Radio de curvatura "R" (m)	Desplaz. vertical "Δzy" (m)	Soporte unitario "p" (kN/m ²)	Soporte unitario "p" (kN/m)	Soporte total "Q" (kN)
20	2,71	1,805	7,30	7,082	0,057	2,82	5,08	9
40	4,84	1,809	9,74	5,318	0,077	7,52	13,54	24
60	7,45	1,813	12,07	4,303	0,095	13,94	25,10	44
80	10,54	1,819	14,34	3,635	0,113	22,01	39,62	69
100	14,11	1,825	16,56	3,158	0,131	31,66	56,99	99
120	18,16	1,833	18,75	2,801	0,149	42,85	77,13	134
140	22,69	1,841	20,91	2,522	0,166	55,51	99,92	174
156	26,664	1,848	22,62	2,340	0,180	66,66	119,99	209
160	27,70	1,850	23,04	2,299	0,183	69,59	125,25	218
180	33,19	1,860	25,16	2,117	0,201	85,02	153,03	266
200	39,16	1,870	27,25	1,966	0,218	101,74	183,12	319
220	45,61	1,882	29,31	1,838	0,235	119,68	215,42	375
240	52,54	1,895	31,36	1,730	0,253	138,77	249,78	435
258	58,120	1,905	32,89	1,657	0,266	155,47	279,84	487

En el ensayo de carga distribuida Unidireccional ($\phi = 4$ mm), la carga de rotura es de 458 kN con un ΔZ de 309 mm. Comparando estos valores con los obtenidos en la tabla, se observa que la carga de rotura calculada es similar a la medida (8% de diferencia), siendo del mismo orden los valores del desplazamiento vertical. La justificación de esta pequeña diferencia es la misma que en el ensayo anterior ($\phi = 3$ mm), pero la diferencia es menor porque la carga aplicada es muy alta y en estas condiciones la sobrecarga reparte mejor las tensiones. En el Anejo N° 7 (Resultado de los Ensayos de Carga Distribuida de la membrana TECCO® Mesh G-65) se puede observar que en la muestra N° 3 de esta serie de ensayos, la carga de rotura alcanzó un valor de 493,6 kN. Esto se debió a que a partir de los resultados de las muestras N° 1 y N° 2, se desmontó la sobrecarga y se reacomodó la misma, consiguiéndose un mejor reparto de la carga, lo que corrobora la justificación anterior. De acuerdo con los análisis anteriores se puede concluir que el modelo cilíndrico con geometría

impuesta describe con elevada precisión las condiciones de trabajo de la membrana sometida a carga distribuida.

Para condiciones de trabajo, con valores de separación entre arriostres verticales S_y de 2,5 y 3 m, se obtienen las siguientes tablas para la malla TECCO Mesh G-65 de $\phi = 3 \text{ mm}$ y $\phi = 4 \text{ mm}$.

Modelo “y” calculado mediante geometría impuesta para ($S_y = 2,5 \text{ m}$). Los resultados obtenidos para malla de 3,0 mm y malla de 4,0 mm, aparecen en la siguiente tabla:

Modelo Unidireccional (Modelo "y")

Cálculo con geometría cilíndrica impuesta

Malla TECCO G-65 ($\phi = 3$) Carga de Trabajo: 90 kN/m (FS=1,67)
 Distancia "Sy" (m): **2,5** Carga de Rotura: 150 kN/m

Tensión malla (kN/m)	Deformación unitaria " ϵ " (mm/m)	Longitud del arco "A" (m)	Semi- ángulo central " $\theta/2$ "	Radio de curvatura "R" (m)	Desplaz. vertical " Δzy " (m)	Soporte unitario "p" (kN/m ²)
10	5,50	2,514	10,38	6,938	0,114	1,44
20	10,80	2,527	14,51	4,990	0,159	4,01
30	16,10	2,540	17,67	4,119	0,194	7,28
40	21,80	2,555	20,50	3,569	0,226	11,21
50	27,00	2,568	22,76	3,232	0,252	15,47
60	32,50	2,581	24,90	2,969	0,276	20,21
70	38,00	2,595	26,85	2,767	0,298	25,30
80	43,20	2,608	28,56	2,615	0,318	30,60
90	48,20	2,621	30,10	2,493	0,336	36,10
100	54,00	2,635	31,77	2,374	0,356	42,12
110	59,50	2,649	33,26	2,279	0,373	48,26
120	64,80	2,662	34,62	2,200	0,390	54,54
130	70,40	2,676	35,99	2,127	0,406	61,12
140	75,70	2,689	37,23	2,066	0,421	67,76
151,46	83,80	2,710	39,03	1,985	0,443	76,29

Malla TECCO G-65 ($\phi = 4$) Carga de Trabajo: 156 kN/m (FS=1,67)
 Distancia "Sy" (m): **2,5** Carga de Rotura: 260 kN/m

Tensión malla (kN/m)	Deformación unitaria " ϵ " (mm/m)	Longitud del arco "A" (m)	Semi- ángulo central " $\theta/2$ "	Radio de curvatura "R" (m)	Desplaz. vertical " Δzy " (m)	Soporte unitario "p" (kN/m ²)
20	2,71	2,507	7,30	9,836	0,080	2,03
40	4,84	2,512	9,74	7,386	0,107	5,42
60	7,45	2,519	12,07	5,977	0,132	10,04
80	10,54	2,526	14,34	5,048	0,157	15,85
100	14,11	2,535	16,56	4,386	0,182	22,80
120	18,16	2,545	18,75	3,890	0,206	30,85
140	22,69	2,557	20,91	3,503	0,231	39,97
156	26,66	2,567	22,62	3,250	0,250	48,00
160	27,70	2,569	23,04	3,194	0,255	50,10
180	33,19	2,583	25,16	2,941	0,279	61,21
200	39,16	2,598	27,25	2,730	0,303	73,25
220	45,61	2,614	29,31	2,553	0,327	86,17
240	52,54	2,631	31,36	2,402	0,351	99,91
258	58,12	2,645	32,89	2,302	0,369	111,94

Modelo "y" calculado mediante geometría impuesta para ($S_y = 3,0$ m). Los resultados obtenidos para malla de 3,0 mm y malla de 4,0 mm, aparecen en la siguiente tabla:

Modelo Unidireccional (Modelo "y")

Cálculo con geometría cilíndrica impuesta

Malla TECCO G-65 ($\phi = 3$) Carga de Trabajo: 90 kN/m (FS=1,67)

Distancia "Sy" (m): **3,0** Carga de Rotura: 150 kN/m

Tensión malla (kN/m)	Deformación unitaria " ε " (mm/m)	Longitud del arco "A" (m)	Semi- ángulo central " $\theta/2$ "	Radio de curvatura "R" (m)	Desplaz. vertical " Δz_y " (m)	Soporte unitario "p" (kN/m ²)
10	5,50	3,017	10,38	8,325	0,136	1,20
20	10,80	3,032	14,51	5,988	0,191	3,34
30	16,10	3,048	17,67	4,943	0,233	6,07
40	21,80	3,065	20,50	4,283	0,271	9,34
50	27,00	3,081	22,76	3,878	0,302	12,89
60	32,50	3,098	24,90	3,563	0,331	16,84
70	38,00	3,114	26,85	3,321	0,358	21,08
80	43,20	3,130	28,56	3,138	0,382	25,50
90	48,20	3,145	30,10	2,991	0,403	30,09
100	54,00	3,162	31,77	2,849	0,427	35,10
110	59,50	3,179	33,26	2,735	0,448	40,22
120	64,80	3,194	34,62	2,640	0,468	45,45
130	70,40	3,211	35,99	2,552	0,487	50,93
140	75,70	3,227	37,23	2,479	0,505	56,47
151,46	83,80	3,251	39,03	2,382	0,532	63,58

Malla TECCO G-65 ($\phi = 4$) Carga de Trabajo: 156 kN/m (FS=1,67)

Distancia "Sy" (m): **3,0** Carga de Rotura: 260 kN/m

Tensión malla (kN/m)	Deformación unitaria " ε " (mm/m)	Longitud del arco "A" (m)	Semi- ángulo central " $\theta/2$ "	Radio de curvatura "R" (m)	Desplaz. vertical " Δz_y " (m)	Soporte unitario "p" (kN/m ²)
20	2,71	3,008	7,30	11,803	0,096	1,69
40	4,84	3,015	9,74	8,863	0,128	4,51
60	7,45	3,022	12,07	7,172	0,159	8,37
80	10,54	3,032	14,34	6,058	0,189	13,21
100	14,11	3,042	16,56	5,264	0,218	19,00
120	18,16	3,054	18,75	4,668	0,248	25,71
140	22,69	3,068	20,91	4,204	0,277	33,31
156	26,66	3,080	22,62	3,900	0,300	40,00
160	27,70	3,083	23,04	3,832	0,306	41,75
180	33,19	3,100	25,16	3,529	0,335	51,01
200	39,16	3,117	27,25	3,276	0,364	61,04
220	45,61	3,137	29,31	3,064	0,392	71,81
240	52,54	3,158	31,36	2,883	0,421	83,26
258	58,12	3,174	32,89	2,762	0,443	93,28

♦ Solución del modelo cilíndrico mediante modelación matemática.

Como ya se ha explicado anteriormente, la malla TECCO[®] MESH G-65 es una malla anisotrópica para la que se ha empleado una formulación basada en la teoría de la elasticidad (Capítulo N° 3). A partir de esa formulación y los parámetros mecánicos de la malla, se han determinado las tensiones generadas en la malla para distintos valores de soporte unitario "p" (kN/m²).

$$\Delta Z = \left[\frac{S^2 \left(\frac{24 p S}{E_{yc}} \right)^{2/3}}{\left(64 - \left(\frac{96 p S}{E_{yc}} \right)^{2/3} \right)} \right]^{1/2}$$

$$\theta / 2 = 180 - 2 \arctan \frac{S_y}{2 \Delta Z}$$

$$R = \frac{S}{2 \operatorname{sen} \theta / 2}$$

$$A = R \cdot \theta$$

$$\varepsilon = \frac{A - S}{S}$$

$$\sigma = E_{yc} \cdot \varepsilon$$

Donde:

p : Presión unitaria (kN/m²)

S : Separación entre arriostres (m)

E_{yc} : Módulo de elasticidad longitudinal confinado (kN/m)

ΔZ : Desplazamiento vertical del punto central (mm)

θ : Angulo central

R : Radio de curvatura

A : Longitud del arco

ε : Deformación unitaria (mm/m)

σ : Tensión en la malla (kN/m)

Modelo "y" calculado mediante modelación matemática para malla de 4 mm. Los resultados obtenidos para distancia entre arriostres igual al ensayo de laboratorio ($S_y = 1,8\text{ m}$), aparecen en la siguiente tabla:

Modelo Unidireccional (Modelo "y")

Modelación matemática

Malla TECCO G-65 ($\phi=3\text{ mm}$)

Distancia entre arriostres "S" (m): **1,8**

Módulo de elasticidad confinado "E_{yc}" (kN/m): **1.898**

Coefficiente de Poisson " μ_{yx} ": **0,217**

Tensión malla " σ " (kN/m)	Deformación unitaria " ε " (mm/m)	Longitud del arco "A" (m)	Radio de curvatura "R" (m)	Semi- ángulo central " $\theta/2$ "	Desplaz. vertical " Δz_y " (m)	Soporte unitario "p" (kN/m ²)	Soporte total "Q" (kN)
18,71	9,90	1,818	3,742	13,92	0,110	5	16
29,83	15,83	1,828	2,983	17,56	0,139	10	31
39,23	20,86	1,838	2,616	20,13	0,160	15	47
47,69	25,41	1,846	2,384	22,18	0,176	20	63
55,51	29,63	1,853	2,220	23,91	0,191	25	78
62,86	33,62	1,861	2,095	25,44	0,203	30	94
69,86	37,42	1,867	1,996	26,80	0,214	35	110
76,57	41,08	1,874	1,914	28,05	0,225	40	125
83,03	44,61	1,880	1,845	29,19	0,234	45	141
89,30	48,05	1,886	1,786	30,26	0,243	50	157
90,53	48,72	1,888	1,775	30,47	0,245	51	160
95,38	51,40	1,893	1,734	31,26	0,252	55	172
101,32	54,67	1,898	1,689	32,21	0,260	60	188
107,12	57,88	1,904	1,648	33,10	0,267	65	204
112,79	61,02	1,910	1,611	33,95	0,275	70	219
118,36	64,12	1,915	1,578	34,77	0,282	75	235
123,83	67,17	1,921	1,548	35,55	0,289	80	251
129,22	70,17	1,926	1,520	36,30	0,295	85	266
134,52	73,14	1,932	1,495	37,02	0,301	90	282
139,74	76,08	1,937	1,471	37,72	0,307	95	298
144,90	78,98	1,942	1,449	38,40	0,313	100	313
149,99	81,85	1,947	1,428	39,05	0,319	105	329
151,00	82,42	1,948	1,425	39,18	0,320	106	332

Del análisis de los resultados plasmados en la tabla anterior, se observa que los valores de tensión en la malla (σ_y), desplazamiento vertical en el centro de la malla (ΔZ) y el soporte unitario del sistema (p), obtenidos mediante la modelación matemática con ayuda de la teoría de la elasticidad, son prácticamente iguales a los calculados mediante el modelo con geometría cilíndrica impuesta.

A continuación, se presenta una tabla comparativa de los resultados obtenidos mediante el empleo de ambos procedimientos de cálculo, para el caso del modelo “y” con membrana de malla tipo TECCO G-65 de alambre de 3 mm de diámetro. Como se puede apreciar, los valores de todos los parámetros incluidos en la tabla son prácticamente iguales para las dos vías de modelación del proceso.

Así, las diferencias entre los valores que aparecen en estas tablas con respecto a los valores medidos en el ensayo se deben, al igual que en el caso anterior, a la geometría y forma de la aplicación de la carga distribuida.

$\phi = 3 \text{ mm}$	σ_{Rotura}		σ_{Trabajo}	
	Modelo Geométrico	Modelo Matemático	Modelo Geométrico	Modelo Matemático
Soporte Unitario "p" (kN/m ²)	106	106	50	51
Desplazamiento Vertical " ΔZ_y " (m)	0,319	0.320	0.242	0,245
Tensión en la Malla " σ " (kN/m)	151,46	151,00	90,00	90,53
Deformación Unitaria " ϵ " (mm/m)	83,80	82,42	48,20	48,72
Soporte Total "Q" (kN)	332	332	157	160

Modelo "y" calculado mediante modelación matemática para malla de 4 mm. Los resultados obtenidos para distancia entre arriostres igual al ensayo de laboratorio ($S_y = 1,8\text{ m}$), aparecen en la siguiente tabla:

Modelo Unidireccional (Modelo "y")

Modelación matemática

Malla TECCO G-65 ($\phi=4\text{ mm}$)

Distancia entre arriostres "S" (m): **1,8**

Módulo de elasticidad confinado "E_{yc}" (kN/m): Variable

Coefficiente de Poisson " μ_{yx} ": **0,213**

Tensión malla " σ " (kN/m)	Deformación unitaria " ε " (mm/m)	Longitud del arco "A" (m)	Radio de curvatura "R" (m)	Semi- ángulo central " $\theta/2$ "	Desplaz. vertical " Δz " (m)	Módulo elasticidad E _{yc} (kN/m)	Soporte unitario "p" (kN/m ²)	Soporte total "Q" (kN)
28,92	4,08	1,807	5,783	8,95	0,070	7100	5	16
45,99	6,50	1,812	4,599	11,29	0,089	7100	10	31
60,35	8,53	1,815	4,023	12,93	0,102	7100	15	47
73,21	10,36	1,819	3,660	14,23	0,112	7100	20	63
85,06	12,05	1,822	3,402	15,34	0,121	7100	25	78
96,16	13,63	1,825	3,205	16,31	0,129	7100	30	94
106,69	15,13	1,827	3,048	17,17	0,136	7100	35	110
116,75	16,57	1,830	2,919	17,96	0,142	7100	40	125
126,41	17,95	1,832	2,809	18,69	0,148	7100	45	141
133,84	19,87	1,836	2,677	19,65	0,156	6796	50	157
142,76	21,21	1,838	2,596	20,29	0,161	6796	55	172
148,72	23,39	1,842	2,479	21,29	0,169	6425	60	188
155,38	24,45	1,844	2,428	21,76	0,173	6425	64	200
165,13	26,00	1,847	2,359	22,43	0,178	6425	70	219
168,42	28,91	1,852	2,246	23,63	0,188	5900	75	235
175,99	30,23	1,854	2,200	24,15	0,193	5900	80	251
183,43	31,53	1,857	2,158	24,65	0,197	5900	85	266
187,13	34,20	1,862	2,079	25,65	0,205	5555	90	282
194,18	35,51	1,864	2,044	26,12	0,209	5555	95	298
201,12	36,80	1,866	2,011	26,58	0,213	5555	100	313
202,47	40,41	1,873	1,928	27,82	0,223	5100	105	329
209,04	41,75	1,875	1,900	28,27	0,227	5100	110	345
215,54	43,07	1,878	1,874	28,70	0,230	5100	115	360
221,95	44,38	1,880	1,850	29,12	0,234	5100	120	376
222,59	48,37	1,887	1,781	30,36	0,244	4700	125	392
228,71	49,73	1,890	1,759	30,77	0,248	4700	130	407
234,76	51,08	1,892	1,739	31,17	0,251	4700	135	423
240,75	52,41	1,894	1,720	31,56	0,254	4700	140	438
242,16	57,00	1,903	1,659	32,86	0,265	4355	146	457
246,76	58,11	1,905	1,645	33,17	0,268	4355	150	470
252,46	59,49	1,907	1,629	33,54	0,271	4355	155	485
258,12	60,86	1,910	1,613	33,91	0,274	4355	160	501

Cabe destacar que para la modelación matemática de la malla de 4 mm, se ha empleado un módulo de elasticidad variable, a la vista de los resultados obtenidos por el ensayo de tracción directa longitudinal.

A continuación se presenta una tabla comparativa de los resultados obtenidos mediante el empleo de ambos procedimientos de cálculo, para el caso del modelo "y" con membrana de malla tipo TECCO G-65 de alambre de 3 mm de diámetro. Como se puede apreciar, los valores de todos los parámetros incluidos en la tabla son prácticamente iguales para las dos vías de modelación del proceso.

$\phi = 4 \text{ mm}$	σ_{Rotura}		σ_{Trabajo}	
	Modelo Geométrico	Modelo Matemático	Modelo Geométrico	Modelo Matemático
Soporte Unitario "p" (kN/m ²)	155,47	160	67	64
Desplazamiento Vertical " ΔZ_y " (m)	0,266	0,274	0,180	0,173
Tensión de la Malla " σ " (kN/m)	257,65	258,12	156,00	155,38
Deformación Unitaria " ϵ " (mm/m)	58,12	60,86	26,66	24,45
Soporte Total "Q" (kN)	487	501	209	200

Considerando que los valores del soporte unitario y el desplazamiento máximo de la malla dependen de la distancia entre arriostres, se han elaborado las tablas con valores de S_y más cercanos a las condiciones de instalación de la malla.

En las siguientes tablas, se presenta la solución del modelo unidireccional para la malla TECCO Mesh G-65 de $\phi = 3 \text{ mm}$ y $\phi = 4 \text{ mm}$, con valores de separación entre arriostres verticales S_y de 2,5 y 3 m.

Modelo "y" calculado mediante modelación matemática para malla de 3 mm. Los resultados obtenidos para distancia entre arriostres ($S_y = 2,5 \text{ m}$), aparecen en la siguiente tabla:

Modelo Unidireccional (Modelo "y")

Modelación matemática

Malla TECCO G-65 ($\phi=3 \text{ mm}$)

Distancia entre arriostres "S" (m): **2,5**

Módulo de elasticidad confinado "E_{yc}" (kN/m): **1.898**

Coefficiente de Poisson " μ_{yx} ": **0,217**

Tensión malla " σ " (kN/m)	Deformación unitaria " ε " (mm/m)	Longitud del arco "A" (m)	Radio de curvatura "R" (m)	Semi- ángulo central " $\theta/2$ "	Desplaz. vertical " Δz_y " (m)	Soporte unitario "p" (kN/m ²)	Soporte total Q (kN)
23,33	12,36	2,531	4,666	15,54	0,171	5	16
37,24	19,80	2,549	3,724	19,61	0,216	10	31
49,03	26,13	2,565	3,269	22,48	0,248	15	47
59,64	31,87	2,580	2,982	24,78	0,275	20	63
69,48	37,21	2,593	2,779	26,73	0,297	25	78
78,75	42,27	2,606	2,625	28,44	0,317	30	94
87,58	47,10	2,618	2,502	29,97	0,335	35	110
91,00	48,99	2,622	2,460	30,54	0,341	37	116
96,05	51,76	2,629	2,401	31,37	0,351	40	125
104,23	56,28	2,641	2,316	32,66	0,366	45	141
112,17	60,68	2,652	2,243	33,86	0,381	50	157
119,89	64,97	2,662	2,180	34,99	0,394	55	172
127,43	69,18	2,673	2,124	36,05	0,407	60	188
134,81	73,31	2,683	2,074	37,06	0,419	65	204
142,04	77,37	2,693	2,029	38,03	0,431	70	219
149,14	81,37	2,703	1,989	38,95	0,442	75	235
151,95	82,96	2,707	1,973	39,30	0,446	77	241

Modelo "y" calculado mediante modelación matemática para malla de 4 mm. Los resultados obtenidos para distancia entre arriostres ($S_y = 2,5 \text{ m}$), aparecen en la siguiente tabla:

Modelo Unidireccional (Modelo "y")

Modelación matemática

Malla TECCO G-65 ($\phi=4 \text{ mm}$)

Distancia entre arriostres "S" (m): **2,5**

Módulo de elasticidad confinado "E_{yc}" (kN/m): Variable

Coefficiente de Poisson " μ_{yx} ": **0,213**

Tensión malla " σ " (kN/m)	Deformación unitaria " ε " (mm/m)	Longitud del arco "A" (m)	Radio de curvatura "R" (m)	Semi- ángulo central " $\theta/2$ "	Desplaz. vertical " Δzy " (m)	Módulo elasticidad E _{yc} (kN/m)	SopORTE unitario "p" (kN/m ²)	SopORTE total "Q" (kN)
36,02	5,09	2,513	7,205	9,99	0,109	7100	5	16
57,31	8,10	2,520	5,731	12,60	0,138	7100	10	31
75,24	10,65	2,527	5,016	14,43	0,158	7100	15	47
91,31	12,94	2,532	4,565	15,89	0,174	7100	20	63
106,12	15,05	2,538	4,245	17,13	0,188	7100	25	78
120,01	17,03	2,543	4,000	18,21	0,200	7100	30	94
131,31	19,49	2,549	3,752	19,46	0,214	6796	35	110
143,73	21,35	2,553	3,593	20,36	0,224	6796	40	125
155,20	24,42	2,561	3,374	21,75	0,240	6425	46	144
164,24	25,86	2,565	3,285	22,37	0,247	6425	50	157
170,54	29,28	2,573	3,101	23,77	0,263	5900	55	172
172,80	34,40	2,586	2,880	25,72	0,285	5100	60	188
182,53	36,37	2,591	2,808	26,43	0,294	5100	65	204
192,04	38,30	2,596	2,743	27,10	0,301	5100	70	219
201,36	40,19	2,600	2,685	27,75	0,309	5100	75	235
210,50	42,04	2,605	2,631	28,36	0,316	5100	80	251
219,47	43,87	2,610	2,582	28,96	0,323	5100	85	266
224,04	47,66	2,619	2,489	30,14	0,337	4800	90	282
232,57	49,51	2,624	2,448	30,70	0,343	4800	95	298
240,98	51,34	2,628	2,410	31,25	0,350	4800	100	313
241,97	56,96	2,642	2,305	32,85	0,368	4355	105	329
249,94	58,88	2,647	2,272	33,38	0,375	4355	110	345
257,80	60,78	2,652	2,242	33,89	0,381	4355	115	360

Modelo "y" calculado mediante modelación matemática para malla de 3 mm. Los resultados obtenidos para distancia entre arriostres ($S_y = 3,0 \text{ m}$), aparecen en la siguiente tabla:

Modelo Unidireccional (Modelo "y")

Modelación matemática

Malla TECCO G-65 ($\phi=3 \text{ mm}$)

Distancia entre arriostres "S" (m): **3,0**

Módulo de elasticidad confinado "E_{yc}" (kN/m): **1.898**

Coefficiente de Poisson " μ_{yx} ": **0,217**

Tensión malla " σ " (kN/m)	Deformación unitaria " ε " (mm/m)	Longitud del arco "A" (m)	Radio de curvatura "R" (m)	Semi- ángulo central " $\theta/2$ "	Desplaz. vertical " Δz_y " (m)	Soporte unitario "p" (kN/m ²)	Soporte total Q (kN)
26,38	13,99	3,042	5,276	16,52	0,218	5	16
42,14	22,42	3,067	4,214	20,85	0,276	10	31
55,51	29,63	3,089	3,701	23,91	0,318	15	47
67,56	36,17	3,109	3,378	26,36	0,351	20	63
78,75	42,27	3,127	3,150	28,44	0,380	25	78
89,30	48,05	3,144	2,977	30,26	0,406	30	94
99,36	53,59	3,161	2,839	31,90	0,429	35	110
109,02	58,93	3,177	2,726	33,39	0,450	40	125
118,36	64,12	3,192	2,630	34,77	0,470	45	141
127,43	69,18	3,208	2,549	36,05	0,488	50	157
136,27	74,12	3,222	2,478	37,26	0,506	55	172
144,90	78,98	3,237	2,415	38,40	0,522	60	188
151,67	82,80	3,248	2,370	39,27	0,535	64	200

Modelo "y" calculado mediante modelación matemática para malla de 4 mm. Los resultados obtenidos para distancia entre arriostres ($S_y = 3,0 \text{ m}$), aparecen en la siguiente tabla:

Modelo Unidireccional (Modelo "y")

Modelación matemática

Malla TECCO G-65 ($\phi=4 \text{ mm}$)

Distancia entre arriostres "S" (m): **3,0**

Módulo de elasticidad confinado "E_{yc}" (kN/m): Variable

Coefficiente de Poisson " μ_{yx} ": **0,213**

Tensión malla " σ " (kN/m)	Deformación unitaria " ϵ " (mm/m)	Longitud del arco "A" (m)	Radio de curvatura "R" (m)	Semi- ángulo central " $\theta/2$ "	Desplaz. vertical " Δz_y " (m)	Módulo elasticidad E _{yc} (kN/m)	Soporte unitario "p" (kN/m ²)	Soporte total "Q" (kN)
40,70	5,75	3,017	8,140	10,62	0,139	7100	5	16
64,77	9,16	3,027	6,477	13,39	0,176	7100	10	31
85,06	12,05	3,036	5,671	15,34	0,202	7100	15	47
103,24	14,64	3,044	5,162	16,89	0,223	7100	20	63
120,01	17,03	3,051	4,800	18,21	0,240	7100	25	78
133,84	19,87	3,060	4,461	19,65	0,260	6796	30	94
145,90	22,94	3,069	4,169	21,09	0,279	6425	35	110
154,28	24,27	3,073	4,060	21,68	0,287	6425	38	119
168,42	28,91	3,087	3,743	23,63	0,314	5900	45	141
180,96	31,10	3,093	3,619	24,48	0,325	5900	50	157
189,49	34,64	3,104	3,445	25,81	0,344	5555	55	172
201,12	36,80	3,110	3,352	26,58	0,354	5555	60	188
206,86	41,30	3,124	3,182	28,12	0,376	5100	65	204
217,68	43,51	3,131	3,110	28,84	0,386	5100	70	219
224,04	47,66	3,143	2,987	30,14	0,404	4800	75	235
234,26	49,88	3,150	2,928	30,81	0,413	4800	80	251
244,31	52,07	3,156	2,874	31,46	0,422	4800	85	266
246,76	58,11	3,174	2,742	33,17	0,447	4355	90	282
256,24	60,40	3,181	2,697	33,79	0,456	4355	95	298
258,12	60,86	3,183	2,689	33,91	0,457	4355	96	301

Para la tensión de tracción directa longitudinal en condiciones de trabajo ($FS = 1,67$), los valores resultantes de factores de seguridad para el soporte del sistema son del siguiente orden:

Modelo con geometría impuesta: $FS = 2,0$ malla de 3 mm

FS = 2,3 malla de 4 mm

Modelación matemática:

FS = 2,1 malla de 3 mm

FS = 2,5 malla de 4 mm

7 CONCLUSIONES

En el presente trabajo de investigación se ha reunido una amplia información relacionada con los métodos que se emplean en la actualidad para la estabilización superficial de laderas, y más concretamente con membranas flexibles, destacando para cada caso las particularidades y campo de aplicación, así como las ventajas y desventajas.

Como paso previo a la instalación de una membrana flexible como elemento de estabilización superficial de un talud o una ladera, está el cálculo de la presión que va a ejercer el terreno sobre la membrana. En el trabajo se han analizado los métodos específicos existentes para estos objetivos, recomendándose dos metodologías para diferentes condiciones de yacimiento del terreno y ampliándose una de ellas en dos casos concretos.

Se han analizado varios modelos físicos de funcionamiento de las membranas, de acuerdo con las condiciones de instalación y se presenta la formulación matemática para la simulación del trabajo de estas membranas sometidas a la presión uniforme de un terreno suelto.

De acuerdo con los parámetros de entrada necesarios para la solución de los modelos matemáticos de los diferentes modelos físicos que describen los sistemas de instalación, se diseñó y se construyó el equipamiento necesario para la medición, en condiciones de laboratorio, de los parámetros anteriormente mencionados.

Para la verificación de los modelos matemáticos empleados, se diseñaron dos instalaciones para realizar ensayos a escala real de la membrana seleccionada sometida a una carga distribuida hasta la rotura, y así, evaluar la correspondencia de su comportamiento con los resultados de la aplicación de los modelos matemáticos.

Producto de los trabajos realizados se plantean las siguientes conclusiones:

- De los materiales existentes en el mercado, uno de los productos a los que se le encontró mayores posibilidades de empleo como membrana flexible de sostenimiento superficial es la malla de simple torsión de alambre de acero de alto límite elástico tipo TECCO® Mesh G-65.

- De todas las membranas flexibles analizadas, la malla TECCO[®] Mesh G-65 es la más adecuada para trabajar como membrana de soporte superficial para la estabilización de laderas y desmontes de suelos y/o materiales sueltos. Esta idoneidad se fundamenta en su alta durabilidad debido al uso de alambres de elevada resistencia a la corrosión, su bajo tamaño de rombos que posibilita su instalación sin una malla de triple torsión debajo de esta, facilidad de puesta en obra, y bajo impacto ambiental.
- Las grandes cargas de rotura registradas en los ensayos de tracción directa de la malla TECCO[®] G-65 hacen que esta pueda ser considerada como una de las membranas más resistentes del mercado, incluso por encima de las redes de cables.
- Los ensayos de tracción directa longitudinal con confinamiento lateral, reflejan una elevada capacidad de trabajo de las mallas, habiéndose obtenido tensiones de tracción directa longitudinal de 151,46 kN y 260,21 kN para las mallas de 3 y 4 mm respectivamente.
- La malla TECCO[®] Mesh G-65 tiene un marcado comportamiento anisótropo. En condiciones de carga unidireccional, tracción directa longitudinal con arriostamiento lateral (deformación unitaria transversal nula), la tensión de tracción transversal es el 20 % de la tensión de tracción en la dirección principal.
- En condiciones de carga del modelo bidireccional (deformación unitaria transversal distinta de cero), la tensión generada en la dirección secundaria es del 6% de la tensión generada en la dirección principal.
- Los ensayos de punzonamiento mostraron que la capacidad resistente de la malla depende del tipo de placa empleado para la conexión, por lo que para evaluar el modelo puntual, es necesaria la realización de ensayos con cada tipo de placa empleado. Para la placa "Spike Plate" las cargas de rotura a punzonamiento obtenidas fueron de 67,34 kN y 107,4 kN para las mallas de 3 y 4 mm respectivamente.

- ❑ Dada la marcada anisotropía de la malla, se recomienda su empleo en condiciones de trabajo unidireccional, por lo que no se evaluó el modelo bidireccional.
- ❑ Los ensayos de carga distribuida bidireccional no ofrecen ninguna mejoría en el comportamiento de la malla, con relación a los ensayos realizados bajo el modelo unidireccional. Es por esta razón que se recomienda el empleo de la malla en sistemas unidireccionales tal y como indicaba su fuerte carácter anisótropo.
- ❑ Las modelizaciones matemática y la geométrica del modelo Unidireccional conducen a valores prácticamente iguales entre ellas. Las pequeñas diferencias existentes con los resultados obtenidos en el ensayo de carga distribuida unidireccional se deben a una inadecuada distribución de la sobrecarga, lo que originó una deformada no cilíndrica. Una vez calculada la relación entre el ángulo de la tangente en el borde para la deformada de la malla en el ensayo, y el ángulo de la tangente de la circunferencia con el mismo desarrollo, se obtienen valores de carga similares.
- ❑ Los resultados de los ensayos para los diferentes modelos y mallas tipo TECCO® G-65 mostraron la existencia de una relación general para todas las mallas TECCO entre el desplazamiento relativo en el centro de la malla y la carga total relativa aplicada. La ecuación que caracteriza esta relación refleja el comportamiento bajo carga distribuida de la malla para cualquier diámetro de alambre, siempre que se mantengan sus características mecánicas y geométricas.
- ❑ Los criterios de diseño para la selección del tipo de membrana pueden estar basados en estados de tensión controlada o en estados de deformación controlada. Los valores máximos de capacidad de soporte de las mallas tipo TECCO® Mesh son sumamente elevados, pero también son elevados los valores de deformación que se obtienen. Por esta razón se recomienda el criterio de control de deformación para la determinación de la capacidad de trabajo de los sistemas.

RECOMENDACIONES

- ❑ Debido a que se producen importantes desplazamientos iniciales de la malla para valores bajos de carga, se recomienda pretensar los sistemas durante el montaje con cargas entre 40 - 60 kN por anclaje para las mallas de 3 mm, y entre 70 -120 kN para mallas de 4 mm, para controlar el desplazamiento máximo del sistema bajo las cargas sin necesidad de reducir la capacidad de carga de la instalación.
- ❑ Sería útil evaluar el comportamiento y la posibilidad tecnológica de producir la malla con una deformación inicial impuesta, con el objetivo de reducir los desplazamientos plásticos en carga, manteniendo un intervalo de deformación elástico de acuerdo a las condiciones de empleo.
- ❑ Se considera conveniente estudiar la posibilidad del empleo de elementos de interconexión malla-cabeza de anclaje para el caso del modelo puntual, que sean capaces de aumentar la capacidad de carga puntual de la malla.
- ❑ Estudiar la solución para la conexión en condiciones de campo de la unión entre dos paños adyacentes.
- ❑ Se recomienda la realización de ensayos en condiciones reales de utilización para evaluar los aspectos tecnológicos y soluciones de montaje, así como el trabajo conjunto de la malla en la zona de los refuerzos horizontales.

LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACION

- Análisis del comportamiento y empleo de membranas isotrópicas como elemento de estabilización superficial de taludes y laderas de suelos y/o materiales sueltos.

- Desarrollo de un modelo "bidireccional" para el empleo de membranas isotrópicas.

- Desarrollo de un modelo geotécnico de interacción sistema terreno para condiciones generales de utilización.

- Aplicación de la membrana TECCO[®] G- 65 en otros campos de la ingeniería.

8 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

Ayala Carcedo, F. J. et al. *MANUAL DE INGENIERÍA DE TALUDES*. Editado por el I.T.G.E. Madrid 1991, pp- 302, 327, 328, 310.

Baker E. H., Kovalevsky L., Rish F. L. *STRUCTURAL ANALYSIS OF SHELLS*. McGraw Hill. E.E.U.U 1972, pp- 60, 70.

Ballester Muñoz, F. et al. *TIPOLOGÍAS DE MUROS CARRETEROS*. Editado por el Ministerio de Fomento, pp- 7, 12, 22, 46, 49, 65.

Ballester Muñoz, F. et al. *SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN Y PROTECCIÓN DE LADERAS Y TALUDES ROCOSOS. PANTALLAS DINÁMICAS*. Editado por el M.O.P.T.M.A y la Universidad de Cantabria. España 1995, pp-73.

BIANCHINI, INGENIERO S.A., Documentación técnica.

Bjerrum, L. y Johannessen, I. *PORE PRESSURES RESULTING FROM DRIVING PILES IN SOFT CLAY. PORE PRESSURE & SUCTION IN SOILS*. Conf., Londres 1960, 108-111.

Broms, B.B. y Bennermark, H.. *DISCUSIONES*. Geotechnical conf., Oslo 1967, 2:118-120.

Casagrande, A. *AN UNSOLVED PROBLEM OF EMBANKMENT STABILITY ON SOFT GROUND* en *1^{er} Cong. Panamericano Mec. Suelo*, Méjico, 1960, 2:721-746.

CÓDIGO DANÉS DE CIMENTACIONES. Sociedad de Ingenieros de Dinamarca. Editado en España por Lab. Trans. y Mec. de Suelo. Madrid 1967. Bol. Información 53. 101-127.

Corominas, J. y Garcia Yagüe, A. *TERMINOLOGÍA DE LOS MOVIMIENTOS DE LADERAS*, en *IV Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Granada 1997.

Cruden, D. M. y Varnes, D.J. *LANDSLIDES INVESTIGATION AND TRB SPECIAL REPORT 247*, National Academy Press. Washington 1996.

Da Costa García, Almudena. *CORRECCIÓN DE INESTABILIDADES SUPERFICIALES DE TALUDES EN SUELOS. TRABAJO DE INVESTIGACIÓN*. Departamento de Ciencias e Ingeniería del Terreno y los Materiales. División de Ingeniería del Terreno. Universidad de Cantabria. 2000.

DYWIDAG - SYSTEMS INTERNACIONAL, Documentación técnica.

EVERGREEN POSTENSA, Documentación técnica.

Fariñas de Alba, J. L. et al. *MANUAL DE ESTABILIZACIÓN Y REVEGETACIÓN DE TALUDES*. Entorno Gráfico S.L., Madrid 1999.

GEOBRUGG, Documentación técnica.

Giouneu Victor. *THIN REINFORCED CONCRETE SHELLS*. John Wiley & Sons. New York 1979, pp- 160.

GRUPO TERRATEST, ARCO SYSTEMS, S. A., Documentación técnica.

[Http://www.wcc.nrcs.usda.gov/wtec/soilbio.html](http://www.wcc.nrcs.usda.gov/wtec/soilbio.html) (NebGuide- Cooperative Extension, Institute of Agriculture and Natural Resources, University of Nebraska-Lincoln).

Hueckel, S. *DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE SEGURIDAD EN MECÁNICA DEL SUELO Y CIMENTACIONES*. Editado por Lab. Trans. Madrid 1968. Bol. 68, 3-19.

Huttl, Rüeüger System Ltd. *SYSTEM TECCO. TEST REPORT*. LGA (Landesgewerbeanstalt Bayern. Nuremberg Mayo 2000.
INSTRUCCIÓN DE CARRETERAS 5.2-I.C. DRENAJE SUPERFICIAL. Editado por

el Ministerio de Fomento. Madrid 1975.

Jaeger, Ch. *ROCK MECHANIC AND ENGINEERING*. Editado por Cambridge University Press. Londres 1972.

Jimenez Salas, J. A. et al. *GEOTECNICA Y CIMIENTOS I. PROPIEDADES DE LOS SUELOS Y LAS ROCAS*. Editorial Rueda. Madrid 1979.

Jimenez Salas, J. A. et al. *GEOTECNICA Y CIMIENTOS II. MECÁNICA DEL SUELO Y DE LAS ROCAS*. Editorial Rueda. Madrid 1976, pp-539.

Jiménez Salas, J.A. et al. *GEOTECNICA Y CIMIENTOS III SEGUNDA PARTE*. Editorial Rueda. Madrid 1980, pp- 1146, 1149.

Leroueil, S. et al. *GEOTECHNICAL CHARACTERIZATION OF SLOPE MOVEMENTS. LANDSLIDES* en *7th International Symposium on Landslides*. Trondheim 1996.

Leroueil, S. y Locat, J. *SLOPE MOVEMENTS- GEOTECHNICAL CHARACTERIZATION, RISK ASSESSMENT AND MITIGATION* en *8th International IAEG Congress*. Vancouver 1998. A.A. Balkema.

Locat, J. y Leroueil, S. *LANDSLIDES STAGES AND RISK ASSESSMENT ISSUES IN SENSITIVE CLAYS AND OTHER SOFT SEDIMENT*. Landslide Risk Assesment. Editorial Cruden & Fell. 1997. A. A. Balkema.

PILSON, técnicas del subsuelo, Documentación técnica.

PROJAR, Documentación técnica.

PROLYFELT, Documentación técnica.

"RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONTROL DE ANCLAJES AL TERRENO". Editado por el Colegio de Ingenieros de Caminos

Canales y Puertos. Madrid 1996.

Rodríguez Ortiz, J.M. "*COSIDO DEL TERRENO*" Madrid 1997.

Rüeger R, Flum D. *OPTUS RUVOLUM. DIMENSIONING CONCEPT*. St. Gallen Enero 2000.

Rüegger R., Steiner P. *HIGH-PERFORMANCE STEEL WIRE MESHES FOR SURFACE PROTECTION IN COMBINATION WITH NAILS AND ANCHORS*. 2nd Colloquium "Construction in Soil and Rock". Topic "Slope Protection and Improvement of Sliding Terrains". Alemania Enero 2000.

Sagaseta Millán C., da Costa García A. *ANALISIS DE LA INESTABILIDAD SUPERFICIAL DE UN TALUD EN SUELO SOMETIDO A PRESIONES NORMAL Y TANGENCIAL EN SU SUPERFICIE* en *Simposio sobre Geotecnia de las Infraestructuras del Transporte*. 2000. Comunicación n.º 101.

Salvadori Mario, Matthys Levy. *DISEÑO ESTRUCTURAL EN ARQUITECTURA*. Editorial C.E.C.S.A. México 1975, pp- 347, 375, 381.

STABILITY AND PERFORMANCE OF SLOPES AND EMBANKMENTS-II, VOL. American Society of Civil Engineers. Geotechnical Special Publication. New York 1992, pp- 10, 234, 235.

TEXTOMUR, Documentación técnica.

Timoshenko, S. *RESISTENCIA DE MATERIALES*. Editorial Espasa – Calpe. Madrid 1980.

Torres Vila, J.A., Theo, L. *PROTECCION ACTIVA CONTRA LA EROSION DE TALUDES Y LADERAS. PRODUCTOS Y SOLUCIONES* en *Simposio sobre Estructuras de Contención de terrenos*. España 1996.

Torres Vila, J.A. *PROCEDIMIENTO DE ANALISIS Y DISEÑO PARA LA APLICACIÓN DE REDES DE CABLES DE CAERO EN LA ESTABILIZACION DE TALUDES* en *Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. España

1997.

Torres Vila, J.A., Muñoz Pérez, Bruno. *SISTEMAS DE SOPORTE FLEXIBLES EN LA ESTABILIZACION DE TALUDES Y CONTROL DE LA EROSION. EXPERIENCIAS DE APLICACIÓN EN ANDALUCIA* en II Congreso Andaluz de Carreteras, Cádiz 2000, Ponencia nº 78.

Torres Vila, J.A. (2000). *CONTROL DE LA EROSION Y ESTABILIZACION SUPERFICIAL DE LOS TALUDES. SISTEMA BBM*. II Congreso Andaluz de Carreteras, Ponencia nº 79.

Varga,, A. Y Gorbushina, V. *GEOSTRUCTURAL CLASSIFICATION OF UNSTABLE ROCK MASSES* en 8th International IAEG Congress. Vancouver 1998. A.A. Balkema.

Varnes, D.J. *LANDSLIDES TYPES AND PROCESSES*. TRB Special Report 247, National Academy Press. Washington 1996.

Ward, W. H. et al. *STABILITY OF A BANK ON A THIN LAYER*. Géotechnique, 5: 154-166. 1955.

Wu, T. H. y Kraft, L. M. *SAFETY ANALYSIS OF SLOPES*. J. Soil Mech., ASCE, 96:609-630. 1970.

Zulueta Corporación, Documentación técnica.

LISTADO DE TERMINOS UTILIZADOS

SÍMBOLO DESCRIPCIÓN

R_A :	Resistencia nominal del alambre
E_A :	Módulo de elasticidad del alambre.
“y”:	Dirección de máxima resistencia de la malla. “Dirección principal”
“x”:	Dirección de menor resistencia de la malla. “Dirección secundaria”
σ_{xx} :	Varianza
n:	Número de muestras
K_y :	Factor de corrección del ancho de la muestra
σ_y :	Tensión en la dirección principal
σ_x :	Tensión en la dirección secundaria
ϵ_y :	Deformación unitaria en la dirección principal
ϵ_x :	Deformación unitaria en la dirección secundaria
E_{yc} :	Módulo de elasticidad confinado en la dirección principal
E_{xc} :	Módulo de elasticidad confinado en la dirección secundaria
μ_{yx} :	Coefficiente de Poisson en la dirección principal
μ_{xy} :	Coefficiente de Poisson en la dirección secundaria
α_r :	Angulo de la malla en el momento de la rotura
T_A :	Tensión en el alambre
T_i :	Tensión en la dirección principal de la espira
q:	Carga de punzonamiento
Q_D :	Carga distribuida
ΔZ :	Desplazamiento en la dirección perpendicular al plano de la malla.
S:	Superficie del paño
ϵ_{xy} :	Deformación unitaria en la dirección diagonal
P:	Soporte unitario
A:	Longitud del arco
ΔR :	Desplazamiento relativo de la malla
β :	Inclinación del talud
ϕ :	Angulo de rozamiento interno
c:	Cohesión del terreno
F_0 :	Coefficiente de seguridad
h:	Espesor de la posible capa a deslizar
γ :	Densidad del terreno
δ :	Angulo tal que $t = p \cdot \text{tg } \delta$
λ :	Angulo de la filtración de agua con la horizontal
p:	Presión necesaria para el coeficiente de seguridad F_0